



## ANÁLISIS NUMÉRICO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE MARCOS LIVIANOS DE MEDIANA ALTURA

### NUMERICAL ANALYSIS OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF A MID-RISE LIGHT FRAME TIMBER BUILDING

Benedetti, Franco <sup>(1)\*</sup>; Opazo, Alexander <sup>(1)</sup>; Salgado, Mauricio <sup>(2)</sup>; Ávila, Ignacio <sup>(2)</sup>; Grandón,  
Juan Carlos <sup>(2)</sup>; Nicool, Astroza <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> MSc. Universidad del Bío Bío. Concepción, Chile

<sup>(3)</sup> Ing. Civil. Concepción, Chile

\* Contacto: [fbenedet@ubiobio.cl](mailto:fbenedet@ubiobio.cl)

CÓDIGO: 4603072

#### Resumen

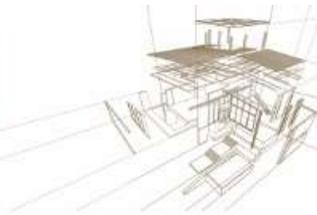
Esta investigación entrega un análisis detallado de la respuesta estructural de un edificio de madera de mediana altura con estructura de sistema marco plataforma. Se estudia un edificio residencial de mediana altura con un área de planta de 270 m<sup>2</sup> y 12,2 m de altura mediante modelos detallados no lineales. El análisis numérico se lleva a cabo en OpenSees, y se incluye todos los elementos constitutivos, desde el marco de madera hasta los clavos, los anclajes y la fricción, lo que produce elevada demanda computacional por lo que se utiliza computación paralela para ejecutar análisis pushover y dinámicos incrementales. Los resultados muestran que los elementos que más afectan a la respuesta global y el modo de falla son las uniones de corte y las conexiones OSB-madera. Se observa además que la fragilidad del sistema aumenta al disminuir la altura de edificio, debido a que en los diseños evaluados tienen menor capacidad de disipación de energía. En base a las curvas de capacidad se proponen límites de desempeño mediante la evaluación de la degradación de la rigidez, lo que sugiere que las estructuras de madera con marcos ligeros pueden alcanzar desplazamientos laterales más elevados sin sufrir daños. Finalmente se evalúa el efecto de la distribución de la capacidad entre los conectores en la capacidad estructural.

*Palabras-clave: Edificios de madera, desempeño sísmico, análisis no lineal.*

#### Abstract

This research provides a detailed analysis of the structural response of a light frame medium-height wooden building. A mid-rise residential building of 12.2 m height and a plan area of 270 m<sup>2</sup> is studied through detailed non-linear models. The numerical analysis is carried out in OpenSees, and all the constituent elements are included, from the wooden frame to the nails, the anchors, and the friction; which produces high computational demand being needed parallel computation technics to execute pushover and incremental dynamics analyses. The results show that the elements that affect the most the global response and the failure mode are the shear connections and the OSB-wood joints. It is also observed that the fragility of the system increases when the height of the building decreases, because in the evaluated designs they have less energy dissipation capacity. Furthermore, Based on the capacity curves, performance limits are proposed by evaluating the stiffness degradation, which suggests that light-framed wooden structures can achieve high lateral displacements without significant damage. Finally, the effect of the distribution of the capacity among different connections on the structural capacity is analyzed.

*Keywords: Timber buildings, seismic performance, non-linear analysis.*



## 1. INTRODUCCIÓN

El sistema de marcos livianos de madera ha sido ampliamente utilizado para la construcción de edificios de mediana altura incluso en regiones sísmicas, pero hoy en día en Chile no hay evidencias de edificios construidos de madera con más de 2 pisos.

Uno de los mayores obstáculos para la construcción de edificios de mediana altura en marcos livianos de madera es que, aunque se ha demostrado que el desempeño sísmico es satisfactorio, las estructuras sufren desplazamientos laterales más altos que los límites impuestos por el código de diseño sísmico chileno (NCh 433:1999). Además, no existe desarrollo de un método claro de diseño y análisis en la práctica de la ingeniería Chilena.

Diversos estudios se han enfocado en estudiar el desempeño de sistemas estructurales basados en marcos livianos de madera (Li et al. 2010; Pang, Ziaie, Filiatrault 2012). Para ello se han realizaron modelos numéricos no lineales, los cuales sometidos a análisis dinámicos permitieron estimar el comportamiento frente a distintas acciones sísmicas de dichas edificaciones.

De igual modo, investigaciones a nivel internacional también han centrado sus estudios (Ellingwood, Rosowsky, Pang 2008; Li et al. 2010) en la determinación de la fragilidad de sistemas de marcos livianos en madera, con el propósito de estimar la probabilidad de daño de aquellas estructuras frente desastres naturales. A nivel local, se han realizado estudios empleados modelos numéricos orientados a viviendas, que según los análisis pseudo-tridimensional dinámico no lineal han permitido realizar estudios de la seguridad y serviciabilidad de viviendas residenciales sometidas a eventos sísmicos (Dechent et al. 2017).

En busca de una mejor comprensión de la respuesta sísmica de un edificio de mediana altura con marcos livianos de madera, en este trabajo se han desarrollado modelos numéricos no lineales de alto nivel de detalle de uno, tres y cinco pisos, con los que se ejecutan análisis estáticos no lineales y dinámicos incrementales (Vamvatsikos y Cornell 2002).

Por medio de los análisis pushover, se busca establecer qué elemento constitutivo de la estructura es más importante en la respuesta no lineal del edificio, en términos del modo de falla y curva de capacidad. Además, se formula una propuesta de estados límite de daño que permita asociar un indicador de daño estructural con el nivel de desempeño alcanzado.

Por otro lado, basado en el desconocimiento de la respuesta sísmica de una edificación de madera, surge la interrogante respecto de cómo es su comportamiento bajo la acción de eventos sísmicos, en particular, de cuan susceptible pueden ser estas a fallar si no se diseñan de la forma adecuada. Para estudiar este comportamiento, se ejecutan análisis dinámicos incrementales, los que permitían caracterizar su respuesta bajo la acción de seis registros aceleración chilenos, y que finalmente permitió estimar las curvas fragilidad de las estructuras en sus dos direcciones.

## 2. CASO DE ESTUDIO

El presente capítulo entrega información general de los arquetipos, en él se señalan sus características geométricas en planta y elevación. Además, también se detallan las consideraciones empleadas para desarrollar el modelo numérico con las propiedades de sus elementos de conexión.

### 2.1. Descripción del edificio

Los casos de estudio hacen referencia a un edificio residencial de uno, tres y cinco pisos completamente estructurado en el sistema de marcos livianos de madera. La arquitectura se desarrolla en el marco del Proyecto CORFO “Evaluación y propuesta de modificación de



normativa de diseño estructural para la construcción de una edificación de mediana altura en Chile con estructura en madera utilizando el sistema de marco y plataforma”. Cada piso consta de cuatro departamentos, con una superficie total en planta de 270 m<sup>2</sup>, donde el lado longitudinal posee 24 m, mientras que su dirección transversal mide 11.9 m. La altura total para el edificio de uno, tres y cinco pisos es de 2.44 m, 7.32 m y 12.2 m respectivamente, con una altura uniforme de entre pisos de 2.44 m para cada edificación. La Figura 1 presenta una vista de la configuración en planta de cada piso.

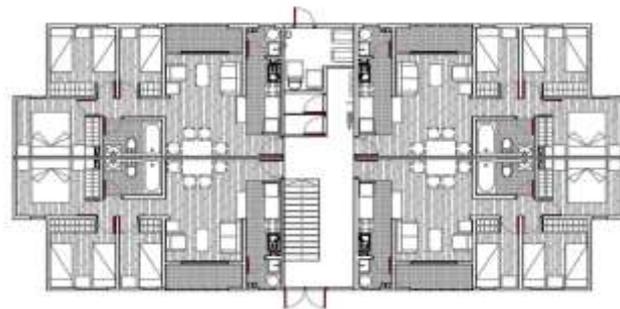


Figura 1: Vista en planta del edificio

Para el prediseño estructural, se utilizó el código sísmico Chileno (NCh 433:2009), la norma chilena de diseño de madera estructural (NCh 1198:2014) y la el código SDPWS 2015 (AWC 2015). Los marcos de madera están confeccionados con madera aserrada de pino radiata, de dimensiones 45x12 mm (2x6 in), grado C16 de acuerdo con las normas Chilenas (NCh 1198:2014) y europeas, y tableros OSB de 11.1 mm de espesor en la cara exterior de los muros.

### 3. MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico se desarrolló en OpenSees (McKenna et al. 2002) con un enfoque muy detallado. Cada elemento estructural y todos los clavos y conexiones están incluidos en el modelo. Los tableros OSB se modelan utilizando elementos de shell, mientras que los pies derechos y soleras como barras elásticas. Para uniones madera a madera (conexiones entre pies derechos y soleras), OSB a madera, anclajes, hold downs y angle brackets se utilizan elementos links no lineales, cuyas leyes constitutivas se obtienen de ensayos mecánicos y de la literatura (Tomasi y Sartori, 2013; Humbert et al. 2014; Zisi 2009). Algunas de estas propiedades son mostradas en la Tabla 1, y la histéresis de la unión OSB-Madera, obtenida por ensayos cíclicos ejecutados en la Universidad del Bío-Bío, se presenta en la Figura 2.

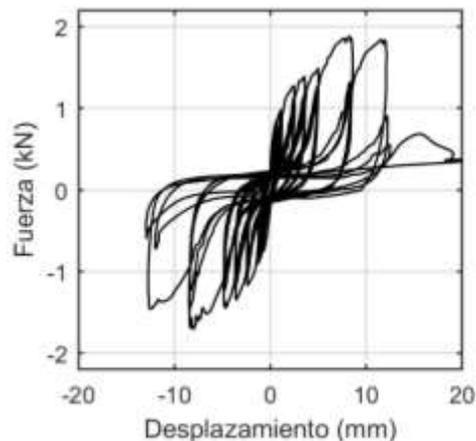
Tabla 1: Propiedades de los conectores

Conexión	$\Delta_{fy}$ (mm)	$\Delta_{ult}$ (mm)	Ductilidad	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	Rigidez (kN/mm)
Hold Downs	13.0	24.0	1.84	100.0	7.31
Angle Brackets	10.0	24.8	2.48	21.6	2.48
OSB-Madera	3.5	10.0	2.85	1.4	2.85
Madera-Madera	--	--	--	--	0.25

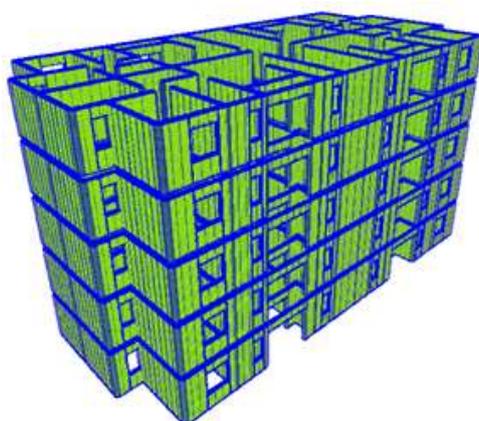
Los arquetipos en primera instancia se modelaron como una estructura tridimensional acoplada con sus elementos perpendiculares utilizando el software SAP 2000 (Computers and Structures



2017), con el fin obtener de manera visual la geometría del edificio y general el preproceso para convertir el modelo a lenguaje OpenSees. La Figura 3 muestra el modelo geométrico de cinco pisos.



*Figura 2: Histéresis unión OSB-Madera obtenida de ensayos cíclicos*



*Figura 3: Modelo estructural edificio 5 pisos en SAP2000*

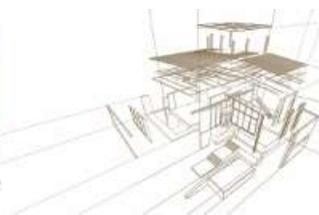
Para simplificar, se asigna una restricción de diafragma rígido a nivel de cada piso. Además, para simular la interacción entre pisos y a nivel de cimentación, se considera una interfaz de contacto de fricción.

Debido al alto nivel al nivel de detalle del modelo (alrededor de 1.9 millones de GDL), la complejidad de los análisis sísmicos y la gran demanda computacional que estos generan, se utilizan técnicas de computación paralela. Esta herramienta computacional permite segmentar el modelo en distintos dominios para aprovechar todos los núcleos de proceso disponibles en la CPU.

## 4. RESULTADOS

### 4.1. Análisis estático no lineal

Se realizaron análisis pushover sobre la estructura de cinco pisos variando la capacidad y la rigidez de las diferentes conexiones, con el objetivo de desarrollar un análisis de sensibilidad de



la capacidad estructural global. La resistencia de las conexiones de madera a madera, la unión OSB a madera y los angle brackets se varían, así como el coeficiente de fricción.

Se observa una fuerte relación entre la capacidad de los conectores de corte (angle brackets) y la conexión OSB a madera con la capacidad de carga lateral global y el modo de falla, mientras que el efecto de la capacidad de madera a madera y el coeficiente de fricción pueden ser ignorados, pues su variación no afecta en gran medida a la resistencia lateral de la estructura.

En la Figura 4, se observa el fenómeno antes mencionado, en particular el caso de la unión OSB-madera. Se aprecia que a medida que aumenta la capacidad de la unión, la capacidad global del sistema se ve modificada, produciendo una mayor rigidez del sistema y en consecuencia menores desplazamientos. Esto además genera un modo falla más frágil, en donde el mecanismo de falla que controla es básicamente el deslizamiento de entre pisos, ya que la unión OSB a Madera tiene una capacidad tal que produce una mayor demanda sobre los Angle Brackets.

En la Tabla 2 se resumen los resultados más relevantes en cuanto a variación de la capacidad del sistema por elementos de unión. Se observa que si la capacidad OSB-madera se duplica, la ductilidad se reduce en un 63% con respecto al caso base en su dirección longitudinal, mientras que su lado más corto ésta decae a un 87%. Por su parte, la resistencia máxima se incrementa en ambas direcciones.

De igual modo, al disminuir la capacidad de la unión OSB a madera o al aumentar la capacidad de los Angle Brackets tal como se muestra en la Figura 5, el sistema sufre un leve aumento de la pendiente inicial, lo que se traduce en un aumento de la rigidez elástica en un 15% y 30% en la dirección longitudinal y transversal respectivamente (tabla 2). Sin embargo, en este caso el sistema posee una falla más dúctil otorgado por la unión OSB a madera dado la sobre capacidad de los conectores a corte. El mecanismo de falla predominante en este caso es el racking.

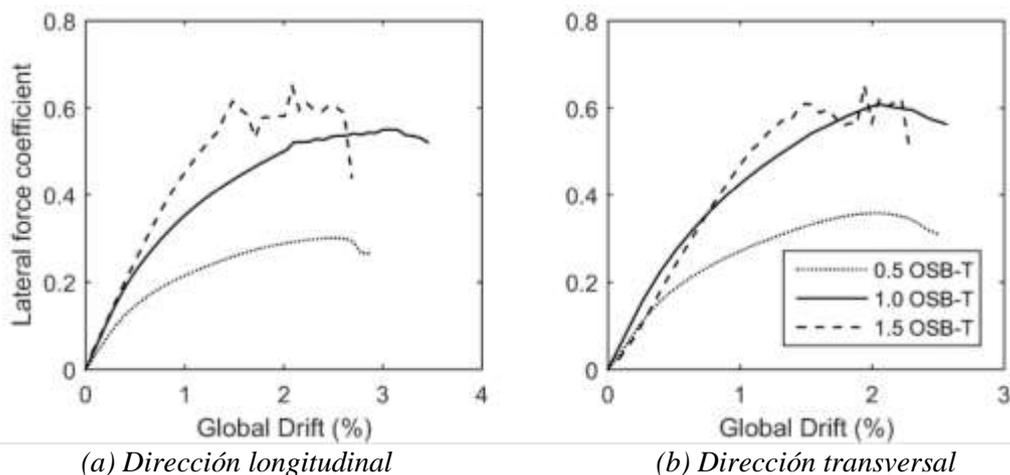


Figura 4: Variación de la curva pushover debido a cambios en la capacidad de la conexión OSB-madera

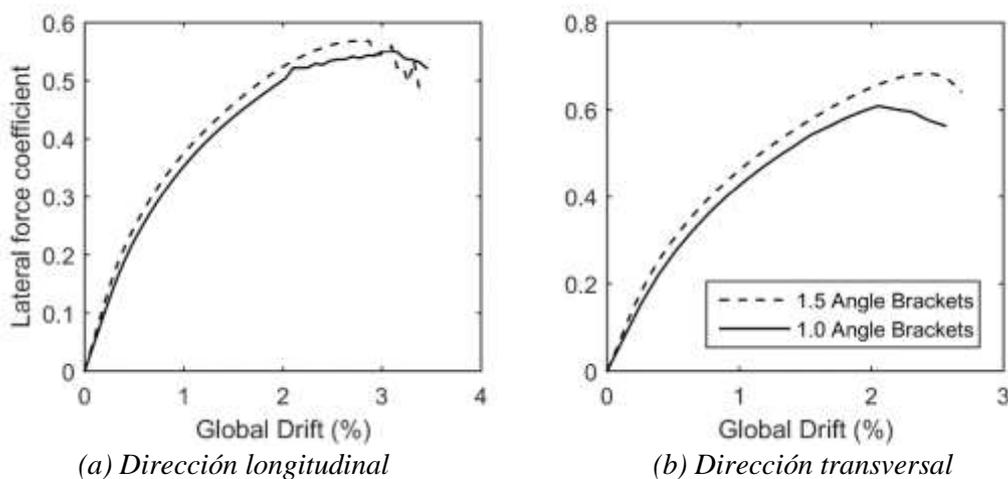
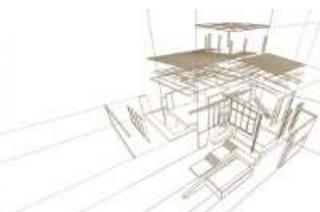


Figura 5: Variación de la curva pushover debido a cambios en la capacidad de los angle brackets

Tabla 2: Resumen de parámetros de respuesta en distintas condiciones de análisis

Condición	Dirección	Rigidez (kN/m)	F <sub>máx.</sub> (% del peso)	$\mu$
Caso base	Longitudinal	8.97	0.55	3.52
Doble Capacidad OSB-Madera	Longitudinal	8.98	0.65	2.2
Mitad Capacidad OSB-Madera	Longitudinal	8.67	0.51	3.71
Doble Capacidad Angle Brackets	Longitudinal	10.55	0.57	3.16
Caso base	Transversal	10.69	0.61	2.2
Doble Capacidad OSB-Madera	Transversal	9.95	0.65	1.91
Mitad Capacidad OSB-Madera	Transversal	11.20	0.59	3.12
Doble Capacidad Angle Brackets	Transversal	13.82	0.68	3.00

## 4.2. Propuesta de estados límite

Basado en el análisis de la capacidad de carga lateral realizado en la estructura de cinco pisos, se hace una propuesta de estados límite de daño. Los cuatro estados límite se consideran de acuerdo a los umbrales de drift para cada nivel de desempeño, los que se definen en términos de un índice de ablandamiento final ( $D_f$ ), estimado por medio del alargamiento del periodo producto del daño estructural (Lu, Huang y Zhou 2011; DiPasquale et al. 1990). En la Tabla 3 se muestran los valores  $D_f$  asociados a cada estado límite según Ghobarah (2004) y el drift global asociado al nivel de alargamiento del periodo del primer modo de vibrar.

Tabla 3: Índice de ablandamiento final para cada estado límite

Estado Límite	$D_f$	Drift global (%)
Completamente operacional	0.1	0.5
Operacional	0.2	0.8
Seguridad de la vida	0.4	2.0
Cercano al colapso	0.6	3.0



En la Figura 6 se muestra la curva de capacidad del sistema de cinco niveles en sus dos direcciones de análisis. Se puede observar que las estructuras basadas en marcos ligeros de madera pueden lograr amplias deformaciones manteniendo controlado el nivel de daño para desplazamientos de techo moderados, pero el sistema tiende a ser frágil, ya que para desplazamientos altos, la rigidez se degrada rápidamente. De igual forma, se destaca que la estructura se encuentra completamente operacional aun cuando su drift global es de 0.5%, valor muy por encima del desplazamiento límite de 0.2% para el estado operacional establecido para estructuras de hormigón (SEAOC 1995).

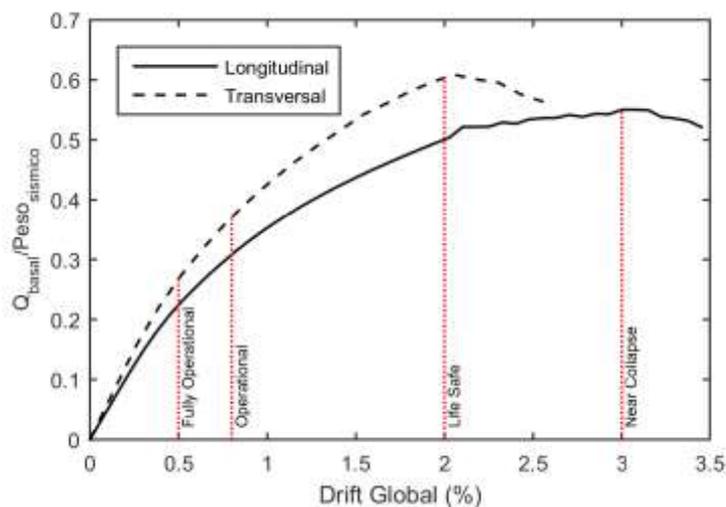


Figura 6: Estados límite para edificio de 5 pisos de marcos livianos

#### 4.3. Control del modo de falla

Para analizar de forma simple el efecto de la distribución de capacidad entre los componentes del edificio y su efecto en el control del modo de falla, se evalúan un factor  $\alpha$  que corresponde a la razón entre la capacidad en corte de los entre pisos (proporcionada por los angle brackets) y la capacidad de corte de los muros paralelos a su plano, y un factor  $\beta$  que relaciona la disminución de capacidad del piso en la altura del edificio. El efecto del factor  $\alpha$  se evalúa en un edificio de un piso para aislar su efecto de otras variables, mientras que el factor  $\beta$  se analiza en un edificio de 3 pisos.

Los resultados del efecto de  $\alpha$ =capacidad anclajes de corte/capacidad muros se presenta en la Figura 7, en donde se muestra el aporte del desplazamiento horizontal proporcionado por el deslizamiento de los muros y el aporte por el efecto de racking de los muros. Se observa que si  $\alpha$  es 0,5 o 1, el sistema es frágil ya que posee una baja capacidad de deformación total, y que el aporte del deslizamiento a esa deformación horizontal es alto, en particular para  $\alpha=0,5$ . Por otra parte, para  $\alpha>2$ , el efecto es semejante, ya que el sistema logra elevada capacidad de deformación horizontal total, y que mayoritariamente esta capacidad de deformación queda explicada por el efecto de desangulación de los muros (racking).

Asimismo, al analizar el efecto de la distribución de capacidad en altura, factor  $\beta$ , se observa que si la distribución de la capacidad en altura es constante, no se logra un balance en el drift de entrepiso, por lo que el daño se concentra en un nivel y el sistema sufre una falla prematura (Figura 8 (a)), pero por el contrario, si la capacidad disminuye en altura de acuerdo a como varía la demanda sísmica, se logra balancear el desplazamiento lateral de los pisos y por consecuencia el daño, proveyendo al sistema de un comportamiento menos frágil (Figura 8 (b)).

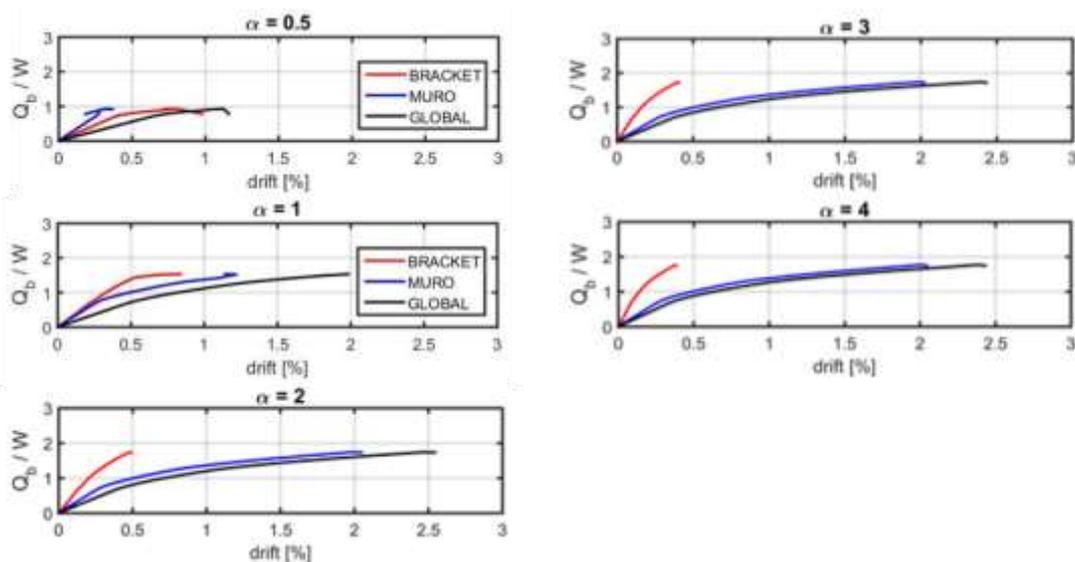
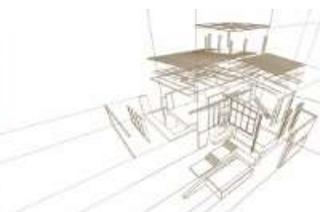
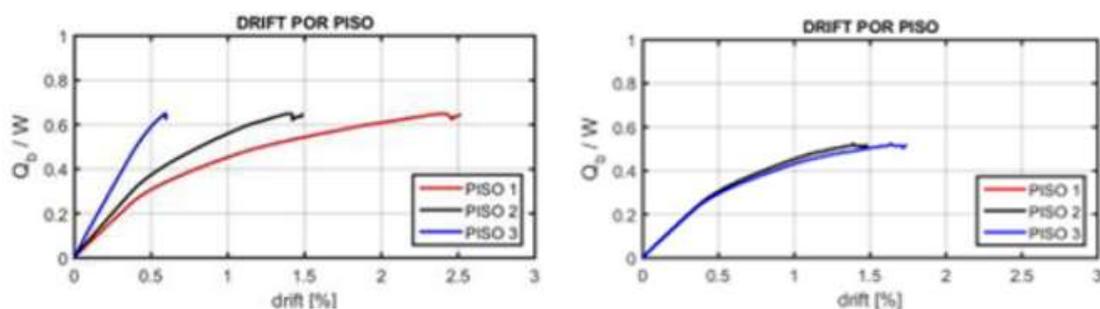


Figura 7: Distribución del drift de entre piso según relación de capacidad corte/capacidad muros



(a) Capacidad constante en altura

(b) Capacidad variable según demanda

Figura 8: Variación del drift por piso según distribución de capacidad en altura

#### 4.4. Análisis de fragilidad

La estimación de la fragilidad se llevó a cabo por medio de análisis dinámicos incrementales (IDA, Vamvatsikos y Cornell 2002) en modelos de uno y tres pisos, ya que no fue posible ejecutar los análisis dinámicos sobre el sistema de cinco niveles producto el alto nivel de demanda cómputo. Para cada cantidad de pisos analizada, se definen 2 modelos: modelo frágil y modelo dúctil, con un  $\alpha=0,5$  y  $\alpha=2,0$  respectivamente, para evaluar si el efecto en el cambio de modo de falla genera algún cambio en la seguridad de los sistemas frente a cargas sísmicas.

Para los IDA se utilizan registros de las componentes horizontales de una estación para los terremotos chilenos de Punitaqui (1997), Tocopilla (2007) y Maule (2010). Los registros son normalizados y escalados a distintos factores como se recomienda en el código FEMA P695. Las curvas IDA se construyen considerando como indicador de daño estructural al drift de entrepiso, y como indicador de intensidad a la coordenada de aceleración espectral elástica.

Con los resultados de los IDA, se calculan las curvas de fragilidad para cada recepción de la estructura considerando tres niveles de daño (Figura 9). Los niveles de daño se calculan en base a las curvas de capacidad de cada modelo, y corresponden a un drift de entre piso de 0,5% (estado operacional), 1,5% (seguridad de la vida) y 2,5% (colapso).



Como se muestra en la Figura 9, el control del modo de falla a través de la distribución de la capacidad entre los muros y el corte provoca un aumento en la demanda de aceleraciones necesaria para alcanzar el colapso, ya que para una misma probabilidad, las aceleraciones del sistema dúctil son mayores que las del sistema frágil, llegando a ser de hasta un 30% más altas. El efecto del control del modo de falla es particularmente notorio en el estado de colapso, mientras que en el estado operacional y de seguridad de la vida la variación en combinada, y las curvas de fragilidad del sistema dúctil y frágil se cruzan. Esta situación es claramente explicada por el hecho de que al proveer de un modo de falla dúctil se mejora la seguridad ya que aumenta la ductilidad, pero no necesariamente cambia en la misma proporción la rigidez o la resistencia.

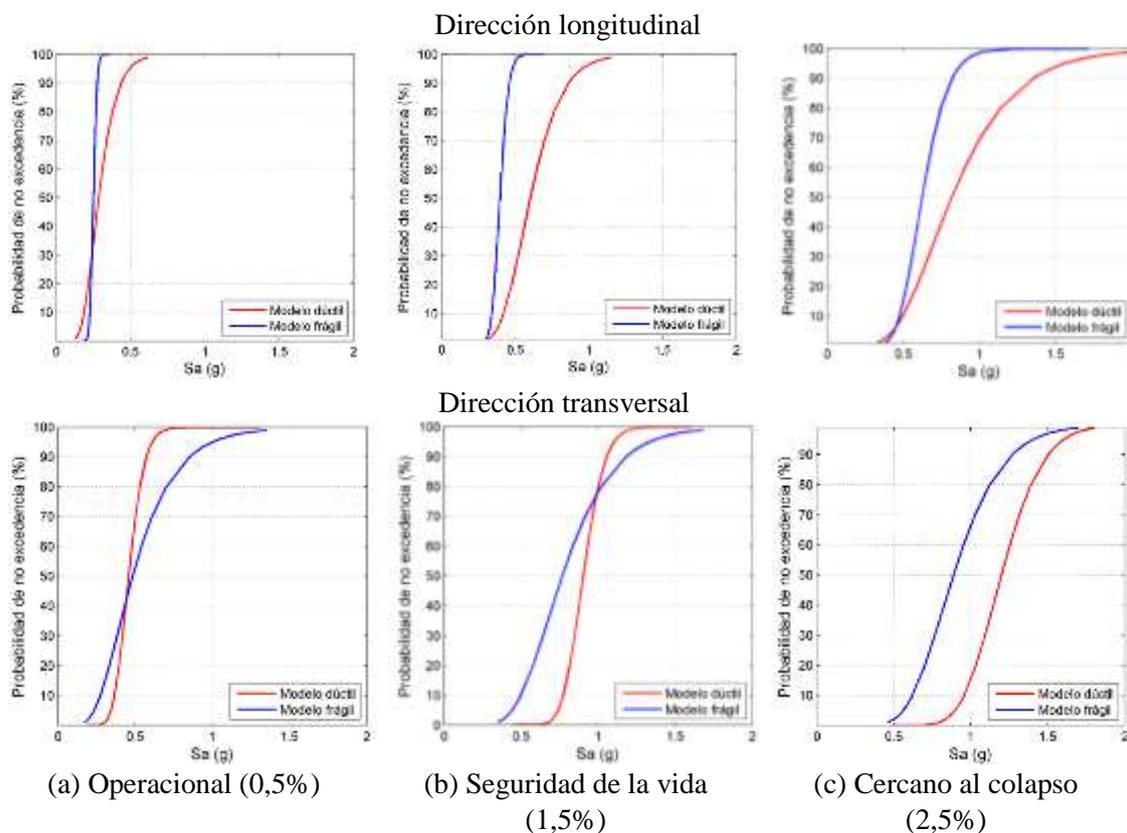


Figura 9: Curvas de fragilidad para distintos estados límite

Respecto a la seguridad del sistema respecto de la demanda máxima esperada (MCE), se evalúa el margen de colapso (CMR), el que corresponde a la razón entre la aceleración espectral al nivel MCE y la aceleración que provocaría un 50% de probabilidad de colapso. El nivel de aceleración máxima esperada es calculado según la norma NCh 2745:2013, y corresponde a 1,2 veces la demanda del espectro de diseño. La variación del CMR para niveles de MCE según demandas de diseño para distintos tipos de suelo se presenta en la Figura 10. Se observa que el modelo dúctil no induce mejoras en el margen de colapso, con respecto al modelo frágil, para demandas sísmicas bajas (suelos A, B y C), pero para las demandas altas el CMR crece hasta en más de 50%.

El efecto anterior puede erróneamente sugerir que para bajas demandas máximas esperadas, proveer de un modo de falla dúctil no generaría aumentos en la seguridad. Lo que se observa es un efecto combinado debido al cambio de la coordenada de aceleración espectral asociada a los distintos períodos del sistema dúctil y frágil. Como se muestra en la Tabla 4, en los casos en que MCE tiene pequeños aumentos, o incluso disminuciones (Suelos D y E), el margen de colapso



crece significativamente. Por el contrario, cuando el CMR crece poco o disminuye (Suelos A, B y C), el nivel de MCE lo hice de manera importante. Esto quiere decir que el sistema dúctil es capaz de alcanzar el mismo nivel de seguridad que el sistema frágil, pero para demandas mucho más altas.

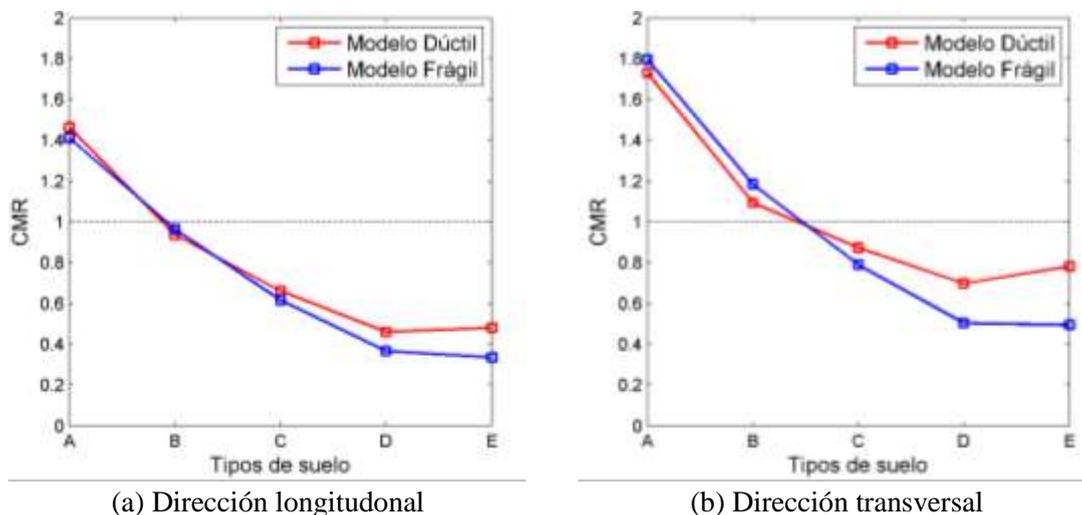


Figura 10: Margen de colapso para distintos niveles de demanda máxima esperada

Tabla 4: Variación de margen de colapso (CMR) y de la demanda máxima esperada (MCE)

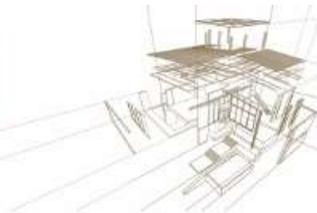
Demanda máxima esperada	Dirección longitudinal		Dirección transversal	
	Variación CMR (%)	Variación MCE (%)	Variación CMR (%)	Variación MCE (%)
Suelo A	3,64	26,41	-3,61	10,14
Suelo B	-2,87	34,88	-7,65	46,28
Suelo C	7,27	22,13	10,64	22,09
Suelo D	25,20	4,65	38,32	-2,34
Suelo E	43,11	-8,45	58,01	-14,51

## 5. CONCLUSIONES

Se realizó un análisis numérico detallado de la capacidad de un edificio de mediana altura de estructura de marcos livianos de madera. Los resultados muestran que los angle brackets y las conexiones OSB a madera controlan la respuesta del edificio y también el modo de falla. Todo este efecto sugiere que el detallamiento y la distribución de capacidad y rigidez entre los elementos de un piso es fundamental al buscar un modo de falla más dúctil, y que por lo tanto al sistema estructura se le debe de proveer de elevada sobre resistencia a los conectores de corte, con el propósito de hacer predominar al desplazamiento lateral por efectos de desangulación de los muros de corte.

Proveer de un modo de falla dúctil entrega a la estructura mayores niveles de seguridad frente al colapso para demandas sísmicas altas, mientras que para estados de daño menores, el efecto de la ductilidad tiende a ser menos importante.

En términos de estados globales de daños, los resultados indican que las estructuras de madera de marcos livianos son más flexibles pero menos dúctiles que los edificios de hormigón armado o



acero. Además, se observa que para el mismo nivel de daño y degradación de la rigidez, un edificio de madera de marco ligero puede alcanzar mayores drifts laterales que las estructuras de hormigón armado o de acero. En vista de esto, queda en evidencia que para hacer mucho más competitiva las edificaciones en madera es necesario que las normativas de diseño sísmico chilenas empleen un límite al desplazamiento propio para este tipo de edificaciones.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Wood Council (2015). Special Design Provisions for Wind and Seismic. SDPWS 2015 U.S.A.
- Dechent, P., Silva, R., Giuliano, G., Dolan, J., Crempien, J., Matamala, J., Acuña, G. (2017). Desarrollo de un método prescriptivo para el diseño sísmico de estructuras de madera de mediana altura basado en el desempeño. Congreso latino americano de estructuras de madera, San Juan, Argentina. 2017.
- DiPasquale, E., Ju, J., Askar, A., Çakmak, A. (1990). Relation between global damage indices and local stiffness degradation. *Journal of Structural Engineering*, v. 116, n. 5, p. 1440–1456.
- Ellingwood, B., Rosowsky, D., Pang, W. (2008). Performance of light-frame wood residential Construction subjected to earthquakes in regions of moderate seismicity. *Journal of Structural Engineering*, v. 134, n. 8.
- FEMA (2009). Quantification of building seismic performance factors. FEMA P695. Washington D.C., U.S.A.
- Ghobarah, A. (2004). On drift limits associated with different damage levels. Performance-based seismic design concepts and implementation, Bled, Slovenia.
- Humbert, J., Boudaud, C., Baroth, J., Hameury, S., Daudeville, L. (2014). Joints and wood shear walls modelling I: Constitutive law, experimental tests and FE model under quasi-static loading. *Engineering Structures*, v. 65, p. 52–61.
- INN (2009). Diseño sísmico de edificios. NCh433:1996 Mod 2009. Chile.
- INN (1013). Análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmico. NCh2745:2013. Chile.
- INN (2014). Madera- Construcciones en madera - Cálculo. NCh1198:2014. Chile.
- Li, Y., Yin Y., Ellingwood, B., Bulleit, W. (2010). Uniform hazard versus uniform risk bases for performance-based earthquake engineering of light-frame wood construction. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, v. 39, n. 11, p. 119-1217.
- Lu, X., Huang, Z., Zhou, Y. (2011). Global seismic damage assessment of high-rise hybrid structures. *Computers and Concrete*, v. 8, n. 3, p. 311–325.
- McKenna, F., Fenves, G. L., Filippou, F., Mazzoni, S., Scott, M., Elgamal, A., Yang, Z., Lu, J., Arduino, P., McKenzie, P., Deirlein, G., Law, K. (2006). OpenSees. University of California. U.S.A.
- Pang, W., Ziaie, E., & Filiatrault, A. (2012). A 3D model for collapse analysis of soft-story light-frame wood buildings. World conference on timber engineering. 2012, Auckland, New Zealand.
- SAP2000, versión 20.0: Analysis reference manual. Computer and Structures Inc. 2017.
- Structural Engineers Association of California (1995). Vision 2000 - A framework for performance based earthquake engineering. Los Angeles, U.S.A.
- Tomasi, R., Sartori, T. (2013). Mechanical behaviour of connections between wood framed shear walls and foundations under monotonic and cyclic load. *Construction and Building Materials*, v. 44, p. 682–690.
- Vamvatsikos, D., Cornell, A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, v. 31, n. 3, p. 491-514.
- Zisi, N. (2009). The Influence of Brick Veneer on Racking Behavior of Light Frame Wood Shear Walls. Ph.D. Dissertation. University of Tennessee.