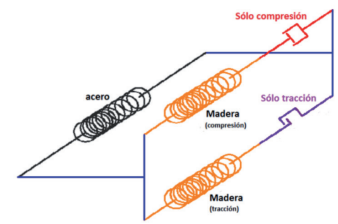


Análisis del comportamiento sísmico de estructuras con paneles prefabricados de madera contralaminada



Analysis of the seismic behavior of structures with cross-laminated timber panels

Beatriz González-Rodrigo¹, Alberto Fraile-de-Lerma² y Juan-Carlos Mosquera-Feijoo³

¹ Universidad Politécnica de Madrid. ETSI Civil. Dpto. Ingeniería Civil. Construcciones, Infraestructuras y Transportes. C/ Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid.

² Universidad Politécnica de Madrid. ETSI Industriales. Dpto. Ingeniería Mecánica. C/ José Gutiérrez Abascal, 2 - 28006 Madrid.

³ Universidad Politécnica de Madrid. ETSI Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. C/ del Prof. Aranguren, 3 - 28040 Madrid.

DOI: <http://dx.doi.org/10.6036/8548> | Recibido: 27/07/2017 • Evaluado: 03/08/2017 • Aceptado: 02/11/2017

ABSTRACT

- The increasing addition of CLT wood panels as a sustainable building material for high-rise constructions requires an in-depth study of its behavior in the face of accidental seismic actions. Current research is focusing on the analysis of the response of connections to monotonous and cyclic loads, as these joints actively provide strength, rigidity, stability and ductility. The curves obtained from these analyses are being incorporated in the numerical models in order to be able to predict the behavior of high CLT buildings. This document presents a comprehensive and updated synthesis on this subject by analyzing and classifying the current numerical models applied to these structures.
- Keywords:** Connections, ductility, numerical models, CLT.

ante cargas monótonas crecientes y cíclicas, ya que estas uniones proporcionan activamente resistencia, rigidez, estabilidad y ductilidad. Las curvas obtenidas de estos análisis están siendo incorporadas en los modelos numéricos con el fin de poder predecir el comportamiento de edificios en altura de CLT. Este documento presenta un resumen actualizado sobre esta materia, analizando y clasificando los métodos actuales de cálculo de estas estructuras.

Palabras clave: Uniones, ductilidad, modelos numéricos, CLT.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. EL SISTEMA CONSTRUCTIVO

El sistema de construcción con paneles estructurales de contralaminado (*Cross laminated timber*, CLT o *X-lam*) es un método innovador, con utilización creciente desde su introducción en la década de 1990 en Austria y Alemania. La edificación con madera estructural se enfrenta al reto de la construcción en altura a un precio que le permita competir con el acero y hormigón. La experiencia europea demuestra que la construcción con CLT puede ser competitiva, sobre todo en edificios de media altura. Su facilidad de manejo durante la construcción y su alto grado de prefabrica-

RESUMEN

La creciente incorporación de paneles de madera contralaminada (CLT) como material de construcción sostenible para edificación en altura requiere un estudio en profundidad de su comportamiento ante acciones accidentales sísmicas. La investigación actual se está centrando en el análisis de la respuesta de las uniones

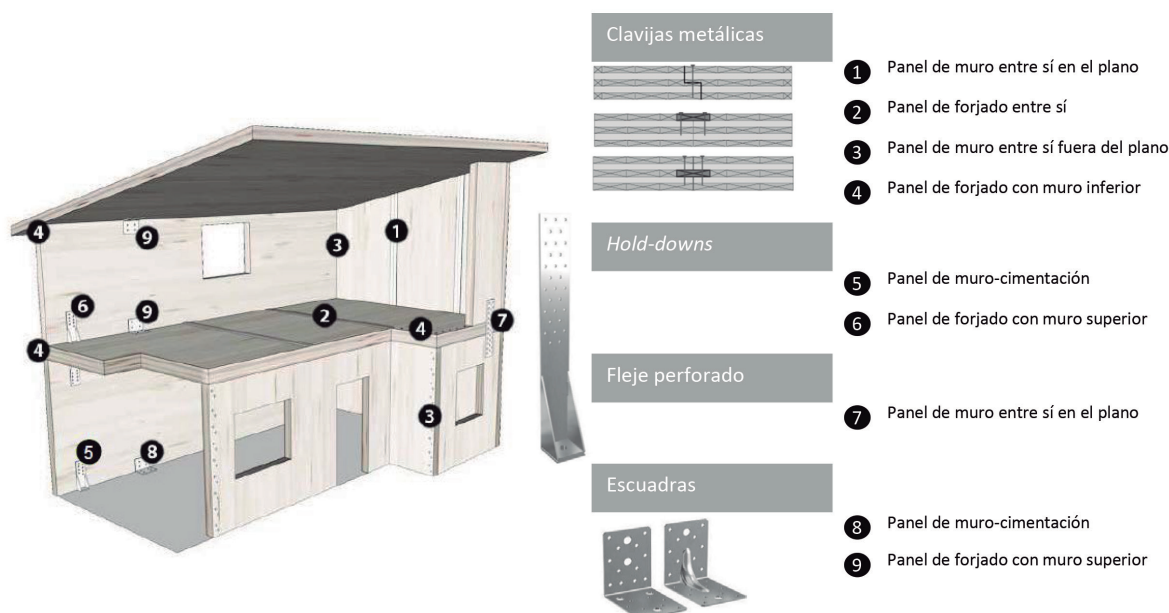


Figura 1: Sistema constructivo con paneles CLT y elementos de unión

ción aceleran la ejecución de la obra. El bajo peso del producto permite cimentaciones más sencillas y puestas en obras menos costosas.

El sistema constructivo usual es del tipo plataforma (Figura 1) y puede ser considerado como una estructura en caja en la cual muros y forjados están formados por paneles de madera sólidos con alta resistencia y rigidez en el plano y conectados, unos con otros, mediante uniones metálicas. Cada fachada puede estar formada por un solo panel de CLT, o por paneles con una longitud media de 2.5 m. Las conexiones entre los paneles en un mismo plano se suelen realizar mediante (Figura 1): a) una conexión de unión tipo "media madera"; b) la interposición de una tablilla, normalmente microlaminada, unida a los paneles mediante clavijas. Los paneles de forjado se apoyan sobre los de pared y están conectados a ellos, por lo general, con tornillos y/o herrajes de acero de tipo angular. Las paredes superiores se apoyan sobre los paneles de suelo, y se anclan utilizando conectores metálicos de tipo angular. Estos herrajes se agrupan, según su función, en escuadras y herrajes de tracción o tipo *hold-down* (Figura 1). Aquellas tienen la finalidad de evitar el deslizamiento y los últimos el levantamiento.

1.2. ESTADO ACTUAL EN EUROPA DE LA NORMATIVA DE CÁLCULO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DE CLT

La normativa europea armonizada para el diseño estructural en las regiones sísmicas se refiere al Eurocódigo 8 (EC-8) [1]. Las estructuras deben ser diseñadas para soportar el terremoto previsto para su área [2]. Los métodos de análisis pueden clasificarse en los basados en fuerzas (FBD), en desplazamientos (DBD) y energéticos. Los dos últimos constituyen una herramienta muy útil para materializar el nuevo paradigma que surge en la década de los 90 denominado proyecto sismorresistente basado en prestaciones (PBSE) [3].

Los métodos de fuerza se engloban dentro de un cálculo elástico, lineal y consideran la ductilidad global y la disipación de la energía mediante un factor de reducción de fuerzas o de comportamiento sísmico (q o R según la normativa empleada [1], [4]). Este factor se emplea para transformar el espectro de respuesta elástico en uno de diseño, caracterizado por aceleraciones reducidas por dicho coeficiente. Su valor se ha obtenido de recientes investigaciones sobre estructuras de CLT sometidas a cargas pseudo-estáticas, pseudo-dinámicas y en mesa vibrante a escala 1:1 [5], [6]. En dichas investigaciones se muestra que los edificios de CLT con paneles de fachada de longitud máxima de 2.5 m presentan un factor de comportamiento sísmico de al menos $q=3$. Dicho valor corresponde a un sistema de capacidad de disipación de energía alta (DCH) [1]. Hasta ahora, los enfoques más sistemáticos para la determinación del factor q o R han sido propuestos por Pei *et al.* [7] en América del Norte y por Pozza *et al.* [8] en Europa. Este último propone unas ecuaciones en función de la geometría de los paneles que forman las paredes.

De acuerdo con el EC-8 [1], los métodos FBD se clasifican en a) método simplificado de fuerzas laterales equivalentes (FLE; análisis estático lineal) y b) análisis modal espectral (RSA; método dinámico lineal).

El RSA es un procedimiento de cálculo que emplea la masa estructural, el amortiguamiento y la rigidez para obtener las frecuencias propias y modos de vibración de la estructura. Los modos son ponderados con el espectro de diseño y combinados según diferentes reglas para obtener la respuesta. El cálculo de la masa es bastante sencillo y para el amortiguamiento se suele emplear un índice del 5% de tipo viscoso, según indica el EC-8 [1], que ofrece suficiente precisión para la mayoría de las estructuras. Sin embargo, la dificultad de este análisis radica, sobre todo, en la

determinación de la rigidez correcta de la estructura [9]. El Eurocódigo 5 (EC-5), Tabla 7.1 [10], proporciona ecuaciones para el cálculo del módulo de deslizamiento de clavijas, pero los valores obtenidos de estas tablas son conservadores en comparación con los experimentales [11]. La realización de una simulación del comportamiento a cortante de los herrajes en un modelo de elementos finitos (FEM) es sencilla debido a que la curva fuerza-desplazamiento de la conexión se comporta de forma simétrica. Sin embargo, no es sencillo modelar la rigidez vertical correcta, debido a la no linealidad de las condiciones de sustentación: los soportes de tipo *hold-down* trabajan solo a tracción y la rigidez en la zona de compresión es asumida por la madera.

Los métodos DBD permiten calcular la capacidad sismorresistente de una estructura empleando análisis estáticos no lineales bajo cargas monótonas laterales (métodos de empuje incremental o análisis "pushover"). Este análisis, debido a su simplicidad conceptual y computacional, ha ganado popularidad como herramienta de diseño sísmico y evaluación de la respuesta de las estructuras.

El método de análisis dinámico directo (DMA), mediante acelerogramas reales o artificiales, es la mejor aproximación del comportamiento real de la estructura, pues permite incorporar las no linealidades material y geométrica. El uso del cálculo no lineal dinámico se justifica por la necesidad de incluir en los modelos curvas histeréticas para el material, las secciones, etc. [3]. La principal dificultad se centra precisamente en la representación de leyes de comportamiento, muy específicas para los conectores y clavijas utilizadas en el diseño. Estas leyes, obtenidas mediante ensayos, son objeto de investigación y deben incluir una aproximación del comportamiento monótono e histerético capaz de simular la respuesta no lineal de los herrajes.

1.3. OBJETIVOS Y ENFOQUE

El presente trabajo proporciona un análisis del alcance de los métodos actuales de cálculo de las estructuras con CLT.

Los objetivos específicos del documento son: a) realizar una revisión completa de literatura sobre los métodos de cálculo de estructuras con CLT sometidas a cargas sísmicas; b) clasificar los métodos de cálculo y c) proponer recomendaciones para el diseño y cálculo de estas estructuras.

2. DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA CON CLT CONSIDERANDO CARGAS HORIZONTALES DINÁMICAS

El diseño de una estructura de CLT debe conjugar de forma apropiada resistencia y disipación de energía, que puede ser asegurada sólo si se consigue un comportamiento dúctil [2]. En este sistema constructivo con paneles contralaminados, la ductilidad está íntimamente relacionada con los elementos de unión y, basándose en reglas simplificadas, específicamente con el diámetro de elementos de fijación de tipo clavija y con el espesor de los elementos conectados [12]. Por lo tanto, los elementos de conexión muestran una buena ductilidad y capacidad de disipación gracias al fenómeno simultáneo de plastificación del acero de las clavijas, aplastamiento de la madera y arrancamiento del medio de fijación. De hecho, una conexión se considera como dúctil cuando se forma al menos una rótula plástica sobre la clavija [13], [14]. Para comprobar el tipo de fallo se pueden usar las ecuaciones de Johansen [15], actualmente empleadas en el EC-5 para las clavijas [10]. Los modos de fallo que no presentan formación de rótulas plásticas son considerados como frágiles y deben ser evitados.

La resistencia sísmica de muros debe ser mayor en las plantas inferiores y debería disminuir en plantas más altas proporcionalmente a la disminución de la fuerza cortante sísmica para asegurar una plastificación simultánea de las conexiones dúctiles con el fin de maximizar la disipación de energía del edificio.

Los paneles de forjado y de muro presentan buen comportamiento ante eventos sísmicos severos, presentando únicamente daños locales atribuidos a fallos de conexión [6] como puede ser el aplastamiento de la madera provocado por una clavija. Por ello, las reparaciones estructurales después de un sismo son relativamente fáciles y poco costosas [16].

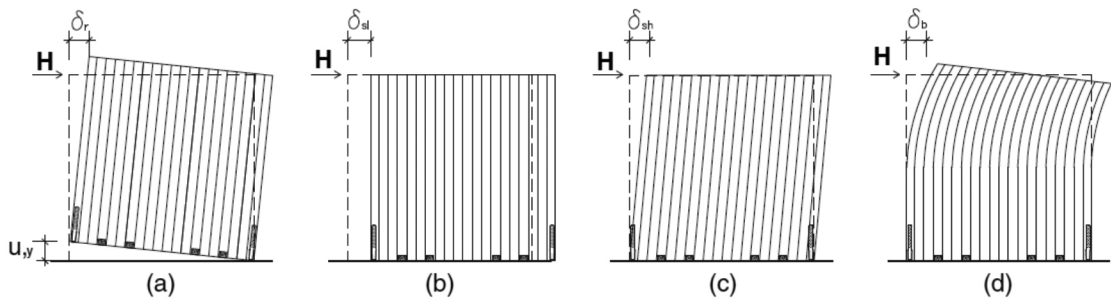


Figura 2: Posibles respuestas de un panel de CLT: a) levantamiento por esfuerzo de tracción, b) deslizamiento por esfuerzo cortante, c) deformación por cortante, d) deformación por flexión. Fuente: Gavric et al [20]

2.1. FORMAS DE RESPUESTA DE LOS PANELES DE CLT

Los mecanismos de fallo de grandes paneles de madera sometidos a cortante se han caracterizado en ensayos [11] en los que se somete a los elementos de pared a cargas cíclicas con el fin de poder predecir modelos analíticos. El elemento de muro de CLT tiene una rigidez significativamente alta en su plano. Se considera que la respuesta más importante se debe al deslizamiento y al levantamiento del panel [5], [17], [16], [11], [18], [19] y [20], las deformaciones debidas al cortante y flexión son significativamente bajas (Figura 2). La simplificación más básica para calcular la fuerza de distribución de los conectores de CLT es considerar despreciables las deformaciones por flexión y cortante [20]. Por lo tanto, los herrajes se suelen simular considerando un máximo de 3 grados de libertad (DoFs) de los cuales, dos son desplazamientos en el plano (relacionados con esfuerzos de tracción y cortante) y uno corresponde a un desplazamiento en perpendicular.

Si se considera el panel como sólido rígido, los tres posibles comportamientos predominantes de un elemento de muro ante una carga horizontal son los siguientes: i) levantamiento del panel debido al giro (Figura 2.a), ii) combinación de levantamiento y deslizamiento del panel (Figuras 2.a y 2.b), iii) deslizamiento del panel (Figura 2.b). El primer comportamiento es el más deseable, incluso cuando se ocasione un alto grado de daño de los conectores. Esto es debido a que después de un evento sísmico, los elementos de muro que han sufrido un levantamiento pueden regresar a su posición inicial sin desplazamientos residuales significativos. Ensayos de construcción a escala 1:1 [6], [21] mostraron que el deslizamiento de las paredes en la dirección de la carga dio lugar a arrancamiento de elementos de fijación en los conectores de acero colocados en las paredes CLT perpendicularmente a la dirección de carga. Este hecho causó una reducción de la resistencia y la rigidez del sistema de pared en la dirección opuesta. Como conclusión de estas observaciones Gavric et al. [22] sugieren realizar el cálculo de manera que los *hold-down* y las escuadras plastifiquen ante cargas de tracción en el panel, pero que las escuadras se comporten de forma elástica ante esfuerzos cortantes.

2.2. LA DUCTILIDAD DE LAS UNIONES

La experiencia muestra que las fachadas compuestas por paneles con una longitud máxima de 2.5 m en conformidad con el método de diseño de capacidad, presentan una mayor ductilidad que los edificios construidos con paredes continuas [23]. El comportamiento cinemático de este sistema de paneles viene determinado por el número de clavijas y el tipo de junta vertical empleado.

Los resultados de las pruebas cuasi-estáticas en los paneles de fachada de CLT muestran que la disposición de las conexiones, su diseño [5] y la fuerza de fricción provocada por el muro con el elemento de forjado [24], [25], [14] tienen una fuerte influencia

en el comportamiento general de la pared. Un aspecto crítico en el análisis estructural es el modelo de comportamiento de las conexiones. Este proceso requiere: a) idealizar la respuesta monótona (curva envolvente) y b) idealizar la respuesta cíclica (histéresis).

La respuesta monótona típica de una conexión metálica ante una carga lateral es inicialmente lineal (Figura 3). Durante esta fase, el comportamiento tanto de las fibras de madera como de los

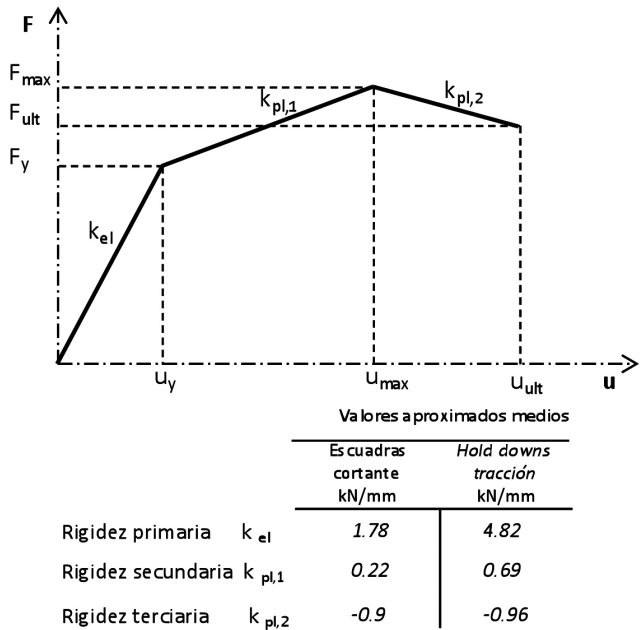


Figura 3: Aproximación trilineal de la curva tensión-deformación bajo fuerzas horizontales monótonas para representar el comportamiento cortante de los paneles de CLT. Valores aproximados de rigidez de la unión obtenidos en el proyecto SOFIE. Fuente: Rinaldi [26]

elementos de fijación es esencialmente elástico (rigidez primaria, " k_{el} "). La no linealidad surge cuando las fibras de madera sufren aplastamiento y/o las clavijas empiezan a crear rótulas plásticas. Dependiendo del tipo de clavija, la gráfica fuerza-desplazamiento puede ser horizontal o una recta creciente en la gráfica fuerza-

deformación (rigidez secundaria, " $k_{pl,1}$ "). Justo antes de la rotura, la capacidad de carga de la pieza disminuye con el aumento de desplazamiento (rigidez terciaria negativa " $k_{pl,2}$ ").

La respuesta cíclica de las conexiones mecánicas (Figura 4) presenta bucles complejos e histéresis pronunciadas, indicativos de la no linealidad y la disipación de energía. Inicialmente las fibras de madera y los conectores presentan un comportamiento elástico. A medida que la carga progresa, los conectores presentan un mayor desplazamiento y sobreviene el fenómeno de aplastamiento de las fibras de la madera del entorno y/o la formación de rótulas plásticas de la clavija metálica. Si la carga se invierte, los conectores se mueven a través del hueco formado por las fibras de madera aplastadas y la conexión exhibe una baja rigidez y resistencia hasta que el conector de nuevo entra en contacto con la madera. La curva histerética de las conexiones metálicas se caracteriza por pérdidas progresivas de la rigidez en cada ciclo de carga (degradación de rigidez) y de la resistencia a medida que se avanza en los ciclos (degradación de resistencia). El tipo de modelo que más se ajusta a este comportamiento cíclico es el conocido como *pinching model* [25], [27], en el cual la rigidez y resistencia se degradan debido a la historia de carga impuesta (Figura 4).

El comportamiento histerético de las conexiones de madera y de los sistemas estructurales fue analizado y recogido en un estudio realizado por Folientes [28] al que posteriormente se incorporaron los parámetros evolutivos de las curvas histeréticas

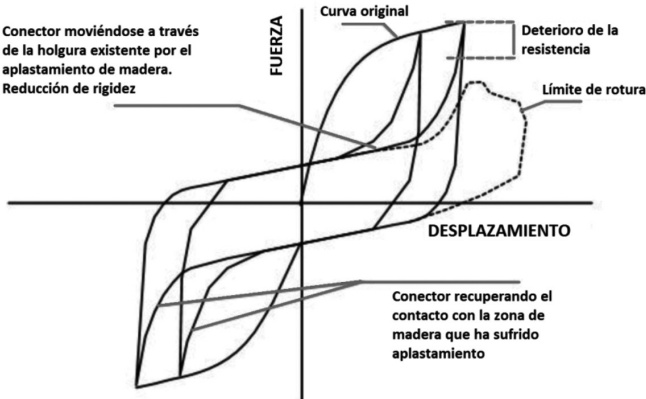


Figura 4: Comportamiento típico histerético de un conector metálico con capacidad de disipación de energía. Fuente: creado por Judd y Fonseca [12] y modificado por Pozza [27]

[29], [30]. Distintas investigaciones se han centrado en reproducir la respuesta de las uniones de madera mediante modelos histeréticos. Cabe destacar el modelo de unión implementado en el software de código abierto Opensees [31] y el propuesto por Rinaldin [26] y modificado por Pozza en 2013 [27] para los diferentes elementos de unión del sistema y para el panel completo de CLT.

3. ANÁLISIS DEL ALCANCE DE LOS MODELOS DE SIMULACIÓN CINEMÁTICOS

La Tabla 1 recoge los principales métodos de análisis empleados para la caracterización de los principales modelos numéricos publicados (Tabla 2) y los métodos de análisis empleados. El proyecto SOFIE [32] proporcionó una base de datos de ensayos empleada posteriormente para la calibración y validación de la mayoría de estos modelos. Los ensayos aportan resultados de dos prototipos 1:1 de tres y siete plantas ensayados en *National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention* (NIED-Japón, 2006). Los prototipos fueron sometidos a las acciones de tres sismos distintos con niveles crecientes de aceleración pico del suelo (PGA) para determinar los estados de daños de la estructura. En el prototipo de tres pisos, se comenzó a observar daños limitados en las uniones a partir de $PGA > 0.5g$. [5].

Los modelos presentados pueden dividirse en dos grandes bloques: a) aquellos cuyas estructuras se comportan elásticamente y b) aquellos que simulan el comportamiento no lineal de la edificación. En el primero se sitúan los modelos de Follesa *et al.* [14] y de Schickhofer & Ringhofer [33] que presentan buenas aproximaciones en el dominio elástico y son adecuados para aquellas localidades con baja peligrosidad sísmica. Estos dos modelos permiten determinar la respuesta de edificaciones de forma simplificada y con resultados adecuados para un cálculo de ingeniería convencional. En cambio, ante terremotos severos, es esencial que las estructuras se comporten de forma inelástica, por lo que los cálculos lineales de los métodos FBD no son los más adecuados. La propuesta de Fragiaco *et al.* [14] con el método N2 abre un camino importante que contribuye a estimar el comportamiento inelástico de las estructuras y realizar cálculos basados en prestaciones (PBSD).

MODELO	AUTORES	PROTOTIPOS ENSAYADOS PARA VALIDACIÓN Y EVENTOS SÍSMICOS ESCALADOS			MODELO DE ANÁLISIS	SOFTWARE EMPLEADO
		Proyecto SOFIE		Otro		
		3 pisos	7 pisos			
1	Ceccotti <i>et al.</i> [5],[6]	Nocera-Umbra (PGA=1.2g) Kobe (PGA=0.82g)			DMA	Drain-3DX
2	Follesa <i>et al.</i> [14]	Nocera-Umbra (PGA=0.15g) el Centro (PGA=0.15g) Kobe (PGA=0.15g)			RSA y DMA	SAP2000
3	Schickhofer <i>et al.</i> [33]			X	FBD	RFEM-Dlupal
4	Dujic <i>et al.</i> [24]		Kobe (PGA=0.6g en X) Kobe (PGA=0.82g en Y)		DMA	SAP2000-Nonlineal 9
5	Fragiacomo <i>et al.</i> [14]			X	RSA y DBD (Método N2)	SAP2000
6	Pozza [27]	Nocera-Umbra (PGA=1.2g) Kobe (PGA=0.82g)			DMA	Strand 7 finite Element analysis system
7	Rinaldin & Fragiaco [34]	El Centro (PGA=0.5g)	Kobe (PGA=0.6g en X, PGA=0.82g en Y y PGA=0.34g en Z)		DMA	Abaqus

Tabla 1: Principales métodos de análisis y software empleados en la modelización

MODELO (Tabla 1)	MODELIZA- CIÓN DEL PANEL	MODELIZACIÓN DE UNIONES			APORTES Y CARACTERÍSTICAS DEL MODELO	LIMITACIONES DEL MODELO
		Entre paneles en el plano	Herrajes a cortante tipo escuadras	Herrajes a tracción tipo <i>hold-downs</i>		
1	Marcos arriostrados con elementos de armadura muy rígidos.	<u>Fachada</u> : Elemento muelle vertical representado con su diagrama histerético simétrico. <u>Forjado</u> : esquematizado como rígido mediante marcos reforzados con elementos de armadura muy rígidos.	Muros inferior y superior conectados mediante muelles horizontales inclinados en el plano y con comportamiento no lineal y simétrico (Curvas histeréticas)	Muros inferior y superior conectados mediante muelles verticales con comportamiento no lineal y no simétrico (Curvas histeréticas)	1- Primer método simplificado, comprobado con prototipos de más de una planta, que permite determinar comportamiento en régimen no lineal de la estructura. 2- Las masas sísmicas se concentran en los nodos y se considera un amortiguamiento viscoso equivalente nominal de 2%.	1- La calibración de muelles, a partir de los ensayos cíclicos, consideran únicamente la resistencia a cortante de la escuadra y a tracción del elemento <i>hold-down</i> . 2- No se tiene en cuenta la degradación de resistencia y rigidez de los conectores. 3- No se considera el efecto de fricción entre paneles de muro adyacentes. 4- Subestima el periodo natural (entre un 24 y 30%) 5- Sobreestima los máximos desplazamientos horizontales (< 7%) y verticales (<40%).
2	Membrana ortótropa tipo <i>Shell</i> con características obtenidas del método HOBS.	<u>Fachada</u> : barras articulada con una rigidez equivalente a la de las clavijas que lo componen. <u>Forjado</u> : rígida	Muros inferior y superior conectados mediante un par de barras horizontales inclinados con rigidez igual a la aportada por los herrajes a cortante en régimen lineal (módulo de deslizamiento obtenido del EC-5).	No son simulados explícitamente en el modelo numérico lineal, debido a la naturaleza no lineal de su respuesta. Resistencia al levantamiento simulada mediante barras verticales.	1- Método simplificado que permite determinar comportamiento en régimen lineal. 2- Incorpora la resistencia a fricción. 3- Se considera una amortiguación modal igual a un 5% para todos los modos.	1- Es un modelo para régimen lineal. 2- En la calibración de las barras se asume únicamente la rigidez a cortante de la escuadra, el aporte a tracción del <i>hold-down</i> y a aplastamiento de los paneles de muro y forjado. 3- No se considera la resistencia de las escuadras. 4- No se tiene en cuenta la degradación de resistencia y rigidez de los conectores. 5- Sobreestima el periodo natural un 17.5%. 6- Sobreestima los picos de desplazamientos entre un 20-65%.
3	Membrana ortótropa tipo <i>Shell</i> con características obtenidas del método HOBS.	<u>Fachada</u> : rígida <u>Forjado</u> : rígida	Muros inferior y superior conectados mediante un muelle con una rigidez en dirección al eje de la pared igual a la rigidez de los herrajes que componen el muro.	Muros inferior y superior conectados mediante un muelle con una rigidez a rotacional en el eje perpendicular a la pared obtenida considerando la no linealidad del comportamiento del panel al girar.	1- Método simplificado que permite determinar comportamiento en régimen lineal.	1- Es un modelo para régimen lineal. 2- En la calibración de la zona de contacto entre membranas se tiene en cuenta únicamente la resistencia a cortante de la escuadra y el rigidez rotacional provocada por la tracción del elemento <i>hold-down</i> y la compresión de la madera. 3- No se considera la resistencia de los herrajes. 4- No se considera la degradación de resistencia y rigidez de los conectores metálicos bajo cargas cíclicas. 5- No se considera el aporte de la fricción. 6- No se presentan validación del modelo.
4	Membrana ortótropa tipo <i>Shell</i> con características obtenidas del método HOBS.	<u>Fachada</u> : rígida <u>Forjado</u> : rígida	Simulados con 2 DoFs en el plano mediante un par de muelles horizontales y verticales cuya rigidez y resistencia viene representada por la curva trilíneal obtenida de ensayos de la unión ante cargas cortantes y de levantamiento (la $k_{pl,2}$. Figura 3, se considera constante).	Simulados con 2 DoFs el plano mediante un par de muelles horizontales y verticales. La rigidez y resistencia de muelle vertical obtenida como en el caso de las escuadras. El muelle horizontal simplificado con un comportamiento plástico perfecto.	1- Sus resultados son estables con variación de tipo y grosor del panel y con posición y tipo de conectores y anclajes.	1- No se considera la degradación de resistencia y rigidez de los conectores metálicos bajo cargas cíclicas. 2- No se considera el efecto de fricción entre paneles de muro adyacentes. 3- Se observó una ligera sobreestimación del desplazamiento del piso superior, aunque no se indica el porcentaje.
5	Membrana-tipo <i>Shell</i> con las características obtenidas del método HOBS.	<u>Fachada</u> : rígida <u>Forjado</u> : rígida	Muros perpendiculares en un mismo nivel conectados mediante muelles con el comportamiento de la curva envolvente del tercer ciclo histerético. Se empleó " <i>gap elements</i> " para simular el comportamiento no lineal del muro ante el levantamiento. Muros inferior y superior conectados mediante un muelle elástico lineal.		1- Considera el fenómeno de fricción. 2- Determina los coeficientes de sobre-resistencia en encuentros de paneles cuya unión pudiera presentar rotura frágil. 3- Determina longitudes mínimas para las clavijas a partir del análisis DBD.	1- No se considera la degradación de resistencia y rigidez de los conectores metálicos bajo cargas cíclicas, aunque emplea la curva envolvente del tercer ciclo histerético. 2- No presenta comprobación con ensayos de prototipos.

MODELO (Tabla 1)	MODELIZA- CIÓN DEL PANEL	MODELIZACIÓN DE UNIONES			APORTES Y CARACTERÍSTICAS DEL MODELO	LIMITACIONES DEL MODELO
		Entre paneles en el plano	Herrajes a cortante tipo escuadras	Herrajes a tracción tipo <i>hold-downs</i>		
6	Membrana isótropa tipo <i>Shell</i> con las ca- racterísticas obtenidas del método HOBBS.	Fachada: mediante dos macroelementos unidireccionales [27] compuestos por muelles que simpli- fican el comporta- miento histerético de las clavijas sometidas a arrancamiento (asimétrico) y a cortante (simétrico) <i>Forjado</i> : rígida.	Muros inferior y superior conectados mediante dos macroelementos unidireccio- nales [27] como simplificación del compor- tamiento histerético los herrajes a tracción (asimétrico) y a cortante (simétrico).		1- Considera el fenómeno de fricción. 2- Posibilidad de reproducir el comportamiento histerético con un nivel adecuado de aproximación. El diagrama no lineal de los muelles están disponible en códigos de elementos finitos comerciales.	1- Se consideró 1 solo DoFs a los conectores (fuerza axial de <i>hold- down</i> , cortante para escuadras) 2- Limitado a conexiones que presentan pequeñas degradación de características mecánicas ante cargas cíclicas. 3- Sobreestima los máximos des- plazamientos horizontales y verti- cales (< 5%).
7	Elemento lineal elásti- co tipo <i>Shell</i> (Tipo S4R) con las ca- racterísticas obtenidas del método HOBBS.	Cada conector metálico (<i>hold-down</i> , escuadras o tornillos) está representado en el modelo con un muelle no lineal con 3 DoFs y localizado como en el prototipo de referencia. Los DoFs axial y cortante están caracterizados por curvas envolventes trilineales asimétricas y simétricas respectivamente obtenidas a partir de un software que aproxima la disipación de energía de la unión mo- delizada a la experimental [26]. El DoF fuera del plano se conside- ra con un comportamiento lineal elástico.			1- Considera el fenómeno de fricción. Tienen en cuenta que un panel comprimido, su borde infe- rior está en contacto con el suelo subyacente o la base, y este con- tacto influye en la respuesta ciza- llamiento y deslizamiento de todo el panel bajo fuerzas laterales. 2- Considera el aporte de tracción y cortante de los conectores. 3- Considera la degradación de la resistencia y rigidez de los conec- tores sometidos a cargas cíclicas.	1- Sobreestima el periodo natural en un 5.0%, en el edificio de 3 plantas, y en un 6.8% y 1.0% en el de 7 plantas. 2- Las aceleraciones y despla- zamientos obtenidos con este modelo presentaron diferencias máximas con respecto prototipos de 3 y 7 plantas de un 5.6% y un 7% res- pectivamente.

Tabla 2: Principales características de los modelos numéricos de estructuras con paneles prefabricados de CLT

En el segundo bloque, comportamiento no lineal de la estructura, se encuentran los modelos de Ceccotti *et al.* [6], Dujic *et al.* [24], Pozza [27] y Rinaldin & Fragiaco [34]. Dujic *et al.* [24] emplean un programa comercial, que requiere una serie de simplificaciones de la curva envolvente de los ensayos cíclicos para conseguir la convergencia del análisis. En consecuencia, este modelo permite predecir el comportamiento de la estructura con una ligera sobreestimación de los desplazamientos en el piso superior. El mayor aporte del modelo de Dujic *et al.* [24] es considerar la curva monótona de los herrajes en los 2 DoFs en el plano, debido que los modelos anteriores despreciaban el aporte de la escuadras a tracción y de los *hold-downs* a cortante. El modelo de Rinaldin & Fragiaco [34] presenta una muy buena aproximación de los ensayos reales. Como aporte de este modelo destaca la simulación de los herrajes con 3 DoFs considerándose el comportamiento histerético en los 2 DoFs del plano del panel y un comportamiento elástico en el DoF fuera del plano. Además, incorpora la fricción y degradación de la unión ante cargas cíclicas aunque requiere una elevada demanda computacional. Para la validación del modelo de tres pisos de Rinaldin & Fragiaco [34] se considera un PGA=0.5g, lo que garantiza que las uniones no sufren daños [5], aunque emplea el evento sísmico de El Centro, en el que los periodos excitados son los propios de la estructura. Esta misma estructura fue modelizada por Pozza [27] para PGA>0.5g, que obtuvo desplazamientos máximos similares al modelo anterior y significativamente mejores que Ceccotti *et al.* [6]. El mayor aporte de Pozza [27] es reproducir el comportamiento histerético de las uniones mediante un "macroelemento" compuesto por muelles (Figura 5) cuyos diagramas no lineales están disponibles en códigos de elementos finitos comerciales.

En la mayoría de las simulaciones presentadas, el panel CLT se modela como un elemento *shell* con propiedades elásticas lineales y con unas características mecánicas ortótropas y homogéneas. Para la simulación del panel se emplea el método HOBBS (*Homogenised, Orthotropic plane stress Blass reduced cross Section*) [35]. La aproximación inicial de Ceccotti *et al.* [6] considerando el panel como un marco arriostrado por elementos barra, fue abandonada por los mismos autores que optaron en posteriores trabajos por el

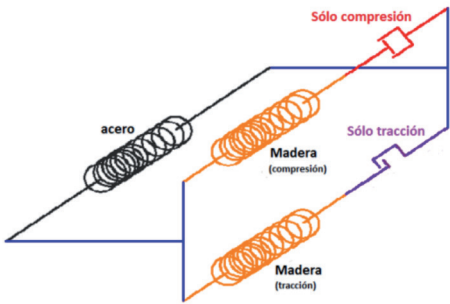


Figura 5: Ejemplo de "Macroelemento" para la simulación de la unión [27]

método HOBBS, que permite una buena aproximación de la resistencia, rigidez y densidad del panel.

4. CONCLUSIONES

El presente trabajo presenta y analiza las metodologías de cálculo para el diseño y análisis de edificios de CLT. En ellos se aplica el FEM con aspectos de no linealidad, debidos principalmente a los elementos de unión.

La simplificación del panel de madera contralaminada como un elemento *shell* con propiedades elásticas y lineales y con unas características mecánicas ortótropas y homogéneas presenta buenos resultados en los modelos analizados.

La profundización en el estudio del comportamiento lineal de las estructuras de CLT ante acciones accidentales dinámicas requiere realizar un análisis exhaustivo del factor de comportamiento sísmico "q" (o R) empleado, actualmente considerado en torno a 2.5 y 3. Dicho valor debería tener en cuenta, además de la geometría de los paneles que lo forman, el número de uniones y los tipos y cantidad de herrajes con el que están conectados.

El análisis no lineal de la estructura de CLT ante acciones accidentales dinámicas requiere la idealización de la respuesta de las uniones ante cargas monótonas crecientes y cíclicas y la determinación del número óptimo de DoFs a considerar en cada elemento de unión para obtener un modelo ajustado y con un coste

computacional asequible para un programa de cálculo comercial. Varios estudios consideran que la respuesta histerética de la unión se ajusta a un comportamiento conocido como *pinching model*.

Se ha analizado la eficiencia de los modelos numéricos disponibles observando que las principales diferencias residen en la simulación del comportamiento de las uniones ante el levantamiento del panel durante eventos sísmicos. Pozza [27] proporciona la mejor aproximación a los resultados de los ensayos, gracias a que simula los herrajes de tracción y cortante mediante unos macroelementos que tienen en cuenta la no linealidad del comportamiento de las uniones. El modelo presentado por Dujic *et al.* [24] presenta buen ajuste de resultados empleando un software muy difundido y con un requerimiento computacional medio. Este mismo edificio fue modelado, con mejores aproximaciones por Rinaldin & Fragiaco [34] mostrando la importancia de considerar la fricción de los paneles y la degradación de las uniones. El alto coste computacional de este último modelo no parece estar justificado debido a los mejores ajustes obtenidos por Pozza [27] aplicando un nivel de simplificación mayor.

A la luz de estos resultados se propone como línea de investigación el desarrollo y aplicación de una metodología de intercalibración de los modelos aplicables al cálculo dinámico de CLT. Para ello es necesario realizar una serie de ensayos reales en un rango de situaciones registrando variables significativas que permitan comparar los resultados de los distintos modelos armonizados en sus hipótesis de partida y escala. Con ello se podrá proporcionar una guía de simulación que permita seleccionar el método más adecuado considerando el coste computacional y la exactitud de los resultados en cada caso.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] CEN European Committee for Standardization, "Design for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN-1998-1:2011." Brussels, Belgium, 2013.
- [2] M. Follesa, M. Fragiaco, and M.P. Lauriola, "A proposal for revision of the current timber part (Section 8) of Eurocode 8 Part. 1, Proceedings of 44th CIB W18 Meeting, paper, no. 15. pp. 1–13, 2011.
- [3] A. Benavent-Climent, Estructuras sismoresistentes, MAIA. Madrid, Spain, 2010.
- [4] American Society of Civil Engineers, ASCE7-10, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", Reston VA, 2010
- [5] A. Ceccotti, M. Follesa, N. Kawai, M.P. Lauriola, C. Minowa, C. Sandhaas, and M. Yasumura, "Which seismic behaviour factor for multi-storey buildings made of cross-laminated wooden panels," Proceedings of 39th CIB W18 Meeting, paper, no. 39–15. pp. 1–8, 2006. PMCid:PMC1448920
- [6] A. Ceccotti, "New technologies for construction of medium-rise buildings in seismic regions: The XLAM case," Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), vol. 18, no. 2. pp. 156–165, 2008. <https://doi.org/10.2749/101686608784218680>
- [7] S. Pei, J.W. van de Lindt, and M. Popovski, "Approximate R-Factor for Cross Laminated Timber Walls in Multi-Storey Buildings 1," J. Archit. Eng. 19 (4), pp. 245–255, 2012. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)AE.1943-5568.0000117](https://doi.org/10.1061/(ASCE)AE.1943-5568.0000117)
- [8] L. Pozza, R. Scotta, D. Trutalli, A. Ceccotti, and A. Polastri, "Analytical formulation based on extensive numerical simulations of the behavior factor q for CLT buildings," Proceedings of 46th CIB W18 Meeting, paper, no. 46–15. pp. 1–5, 2013.
- [9] I. Sustersic, M. Fragiaco, and B. Dujic, "Seismic Analysis of Cross-Laminated Multistorey Timber Buildings Using Code-Prescribed Methods: Influence of Panel Size, Connection Ductility, and Schematization," J. Struct. Eng., 142(4): E4015012, pp. 1–14, 2015.
- [10] CEN European Committee for Standardization, "Design of timber structures—Part 1-1: General—Common rules and rules for buildings. UNE-EN 1995-1-1." Brussels, Belgium, 2016.
- [11] I. Gavric, M. Fragiaco, and A. Ceccotti, "Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures," Mater. Struct., vol. 48, pp. 1841–1857, 2015. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0278-7>
- [12] J.P. Judd and F.S. Fonseca, "Analytical Model for Sheathing-to-Framing Connections in Wood Shear Walls and Diaphragms," J. Struct. Eng., vol. 131, no. 2, pp. 345–352, 2005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:2\(345\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:2(345))
- [13] M. Fragiaco, B. Dujic, and I. Sustersic, "Elastic and ductile design of multi-storey crosslam massive wooden buildings under seismic actions," Engineering Structures, vol. 33, no. 11. pp. 3043–3053, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.05.020>
- [14] M. Follesa, I.P. Christovasilis, D. Vassallo, M. Fragiaco, and A. Ceccotti, "Seismic design of multi-storey cross laminated timber buildings according to Eurocode 8," Ingegneria Sismica, no. 4. pp. 27–42, 2013.
- [15] K.W. Johansen, "Theory of Timber Connections," Int. Assoc. Bridg. Struct. Eng., vol. 9, pp. 249–262, 1949.
- [16] I. Gavric, "Seismic Behaviour of Cross-Laminated Timber Buildings," Università di Trieste, 2012.
- [17] B. Dujic and S. Aicher, "Testing of Wooden Wall Panels Applying Realistic Boundary Conditions," Proc. 9th World Conf. Timber Eng. Portl. OR USA, 2006. PMCid:PMC2151345
- [18] M. Popovski, J. Schneider, and M. Schweinsteiger, "Lateral Load Resistance of Cross-Laminated Wood Panels," in World Conference on Timber Engineering, 2010, no. June.
- [19] W. Seim, J. Hummel, T. Vogt, and M. Schick, "Guideline Seismic Design of Timber Structures," Universität de Kassel, 2013.
- [20] I. Gavric, M. Fragiaco, and A. Ceccotti, "Cyclic Behavior of CLT Wall Systems: Experimental Tests and Analytical Prediction Models," Journal of Structural Engineering, no. 5. pp. 1–14, 2015. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001246](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001246)
- [21] M. Popovski, S. Pei, J.W. van de Lindt, and E. Karacabeyli, "Force Modification Factors for CLT Structures for NBCC," RILEM Bookseries, vol. 9, pp. 543–553, 2014. https://doi.org/10.1007/978-94-007-7811-5_50
- [22] I. Gavric and M. Popovski, "Design models for CLT shearwalls and assemblies based on connection properties," Proceedings of Meeting 47, INTER- International Network on Timber Engineering Research, 2014 no. January. pp. 269–280.
- [23] A. Ceccotti, M.P. Lauriola, M. Pinna, and C. Sandhaas, "SOFIE project - Cyclic tests on cross-laminated wooden panels," 9th World Conf. Timber Eng. 2006, WCTE 2006, August 6, 2006 – August 10, 2006, vol. 1, no. June, pp. 805–812, 2006. PMCid:PMC1448920
- [24] B. Dujic, K. Strus, R. Zarnic, and A. Ceccotti, "Prediction of dynamic response of a 7-storey massive XLam wooden building tested on a shaking table," 11th World Conference on Timber Engineering 2010, WCTE 2010, vol. 4, no. March 2016. pp. 3450–3457, 2010.
- [25] I. Sustersic and B. Dujic, "Simplified cross-laminated timber wall modelling for linear-elastic seismic analysis," International Council for Research and Innovation in Building and Construction, CIB-W18, vol. 1, no. August. pp. 1–7, 2012.
- [26] G. Rinaldin, "Modellazione e analisi non lineare di strutture in muratura e in legno," Università degli studi di Trieste, 2012.
- [27] L. Pozza, "Ductility and behaviour factor of wood structural systems," Università di Padova, 2013.
- [28] G.C. Folientes, "Hysteresis modeling of wood joints and structural systems," Journal of Structural Engineering, vol. 121, no. June. pp. 1013–1022, 1995. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:6\(1013\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:6(1013))
- [29] J.W. van de Lindt, "Evolution of wood shear wall testing, modeling, and reliability analysis: Bibliography," Pract. Period. Struct. Des. Constr., vol. 9, no. 1, pp. 44–53, 2004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0680\(2004\)9:1\(44\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0680(2004)9:1(44))
- [30] W. Pang, D.V. Rosowsky, S. Pei, and J. W. van de Lindt, "Evolutionary Parameter Hysteretic Model for Wood Shear Walls," Journal of Structural Engineering, vol. 133, no. 8. pp. 1118–1129, 2007. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:8\(1118\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:8(1118))
- [31] K. Elwood and J. Moehle, "Idealized backbone model for existing reinforced concrete columns and comparisons with FEMA 356 criteria," Struct. Des. Tall Spec. Build., vol. 15, no. 5, pp. 553–569, 2006. <https://doi.org/10.1002/tal.382>
- [32] IVALSA-CNR Trees and Timber Institute, "SOFIE Project – new architecture with wood, <http://www.progettosofie.it/>," 2008.
- [33] G. Shickhofer and A. Ringhofer, "The seismic behaviour of buildings erected in Solid Timber Construction Seismic design according to EN 1998 for a 5-storey reference building in CLT," Graz, 2012.
- [34] G. Rinaldin and M. Fragiaco, "Non-linear simulation of shaking-table tests on 3- and 7-storey X-Lam timber buildings," Eng. Struct., vol. 113, pp. 133–148, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.055>
- [35] H.J. Blaß and P. Fellmoser, "Design of solid wood panels with cross layers," in 8th World Conference on Timber Engineering, 2004, vol. 14, pp. 1001–1006.