

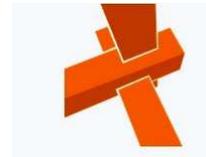
TRABAJO FIN DE MASTER

COMPARATIVA, RESPECTO A LA CAPACIDAD DE ARRIOSTRAMIENTO, DE DOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE MUROS CON BALAS DE PAJA REALIZADOS “IN SITU”: EL SISTEMA DE COLUMNA Y EL SISTEMA CUT MODIFICADO.



**AULUMNO: Unai Torregrosa Armendariz.
TUTOR: Rafa Zuza Elozegi.**

FECHA: 13 de Julio de 2020



COMPARATIVA, RESPECTO A LA CAPACIDAD DE ARRIOSTRAMIENTO, DE DOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE MUROS CON BALAS DE PAJA REALIZADOS INSITU: EL SISTEMA DE COLUMNA Y EL SISTEMA CUT MODIFICADO.

AULUMNO: Unai Torregrasa Armendariz.

TUTOR: Rafa Zuza Elozegi.

RESUMEN.

El empleo de balas de paja en sistemas constructivos de edificaciones junto con un entramado ligero de madera, sin tableros estructurales como garantía de arriostramiento, plantea la necesidad de estudiar estos sistemas frente a los esfuerzos horizontales habituales, como el viento, para los que los edificios deben estar dimensionados. En los sistemas mixtos (entramado de madera-fardo de paja-revoco) prefabricados, la capacidad a estos esfuerzos esta comprobada por el fabricante de los módulos. En los sistemas construidos “in situ”, en los que las propiedades del fardo de paja y la ejecución por parte de los operarios resultan poco homogéneos, resulta de gran interés, estableciendo una limitación mínima en la densidad de los fardos, y siguiendo una exhaustiva guía de construcción propuesta en base a materiales y procedimientos empleados, hallar la capacidad de arriostramiento de cada uno de los dos sistemas. En el presente trabajo, se han ensayado dos sistemas constructivos mixtos muy empleados en la actualidad en edificación unifamiliar como son el sistema de Columna, con un entramado de madera relleno de fardos de paja y revestimiento de mortero de Cal, y el sistema CUT (Cell Under Tensión) modificado. Para su empleo en edificación de baja altura, se ha obtenido una rigidez para cada uno de los sistemas muy competitiva, resultando más rígido, con una mínima diferencia, el sistema CUT modificado.

PALABRAS CLAVE: *Balas de Paja, Construcción, Entramado ligero, Sistema constructivo mixto, Capacidad de arriostramiento, Cell Under Tension (CUT).*

ABSTRACT.

The use of straw bales in construction systems of buildings together with a light frame wood, without structural boards as a guarantee of bracing, raises the need to study these systems against the usual horizontal stresses, such as wind, for which buildings must be dimensioned. In prefabricated mixed systems (timber frame-straw bale-plaster), the capacity to these stresses is tested by the module manufacturer. In systems built “in situ”, in which the properties of the straw bale and the execution by the operators are not very homogeneous, it is of great interest, establishing a minimum limitation on the density of the bales, and following an exhaustive construction guide proposed based on materials and constructive procedures, find the bracing capacity of each of the two systems. In the present work, two mixed construction systems widely and currently used in single-family buildings have been tested; the column system, with a wooden framework filled with straw bales and lime mortar lining, and the CUT system (Cell Under Tension) modified. A very competitive rigidity has been obtained for each of the systems, for use in low-rise buildings, making the modified CUT system more rigid, with a slight difference. For low-rise buildings, very competitive stiffness has been obtained for each of the systems, making the modified CUT system more rigid, with a slight difference.

KEY WORDS: *Straw bales, Construction, Light frame wood, Mixed construction system, Bracing capacity, Cell Under Tension (CUT).*



ÍNDICE.

1. INTRODUCCIÓN Y ALGUNOS ANTECEDENTES.....	3
2. OBJETIVOS.....	5
3. DESCRIPCIÓN DE LAS MUESTRAS	
3.1. MATERIALES EMPLEADOS.	
3.1.1. LA MADERA.....	6
3.1.2. LA BALA DE PAJA.....	6
3.1.3. TORNILLERÍA.....	7
3.1.4. REVESTIMIENTOS.....	7
3.2. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS EMPLEADOS.	
3.2.1 SISTEMA A (DE COLUMNA).....	7
3.2.2 SISTEMA B (CUT MODIFICADO).....	8
4. CRITERIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS DOS MÓDULOS.	
4.1. MÓDULO A.	
4.1.1. ENTRAMADO DE MADERA.....	9
4.1.2. RELLENADO DEL BASTIDOR CON BALAS DE PAJA.....	14
4.2. MÓDULO B.	
4.1.1. ENTRAMADO DE MADERA.....	16
4.1.2. RELLENADO DEL BASTIDOR CON BALAS DE PAJA.....	17
4.3. LA CAPA DE IMPRIMACIÓN (PARA LOS MÓDULOS A y B).....	18
4.4. LA CAPA REVESTIMIENTO (PARA LOS MÓDULOS A y B).....	19
5. DISPOSITIVO DE CARGA PARA EL ENSAYO.....	20
6. RIGIDEZ HORIZONTAL (R) DEL MURO.....	22
7. RESULTADOS	
7.1. MÓDULO A.....	28
7.2. MÓDULO B.....	30
7.3. RIGIDEZ DEL MURO CON REVESTIMIENTOS.....	33
8. MODELIZADO EN DLUBAL.....	34
9. CONCLUSIONES.....	39
10. BIBLIOGRAFÍA.	
10.1. NORMATIVAS.....	45
10.2. PUBLICACIONES Y LIBROS.....	45
10.3. ARTICULOS, TRABAJOS DE FIN DE GRADO, TESIS.....	45
11. ANEXOS.	
ANEXO 1: GUIA DE MONTAJE Y PLANOS.	
ANEXO 2: DENSIDAD DE LAS BALAS DE PAJA.	
ANEXO 3: CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CLAVIJAS EN LOS NUDOS	



1. Introducción y algunos antecedentes.

En empleo de balas de paja en la construcción de edificios se esta haciendo cada vez más habitual en numerosos Países. Desde que a principios del siglo pasado se comenzaran a construir las primeras casas de paja, con sistemas constructivos de muro portante, se han venido construyendo infinidad de edificios de estas características. En los últimos años se han triplicado en Europa las edificaciones realizadas con muros de balas de paja, de más de 2000 en 2010 a más de 6000 en 2013. (López, A; Iborra, M; Okambuba, coop.v.bioconstrucción (2013). *Paramentos y paneles modulares prefabricados con paja para la construcción de viviendas y rehabilitación energética de edificaciones*). Una inicial falta de normativas que regularan este material en su empleo como elemento estructural en la formación de paredes, ha originado sistemas mixtos que eximen a la bala de paja de la responsabilidad de asumir las cargas de las edificaciones, aprovechando sus capacidades térmicas fundamentalmente y dejando la función estructural a los elementos de madera que componen estos sistemas.

No obstante, poco a poco se ha ido incluyendo la bala de paja como material de construcción en normativas internacionales, tales como el Código internacional Residencial (El código técnico para la construcción nacional para Estados Unidos) y en códigos basado en éste de , Bielorusia, Francia, Australia y recientemente Alemania que ya tienen una normativa específica sobre la construcción con balas de paja que forma parte de los documentos de sus respectivos códigos técnicos. En otros países como Holanda, Dinamarca , el Reino Unido, Irlanda, Nueva Zelanda, Mongolia o Canadá no tienen referencias específicas que formen parte del código técnico de la construcción, pero cuentan con diferentes publicaciones y documentaciones oficiales que respaldan y dirigen de alguna manera a una metodología constructiva más estandarizada para la construcción con balas de paja e incluso regulan las dimensiones y características de las balas de paja como en el caso de Austria (Romans Torres, I. (2015). *Estudio y análisis de la construcción con balas de paja: comparación del sistema estructural" CUT" con la construcción convencional de hormigón armado*).

En estas últimas décadas se han venido realizando estudios que dan una idea de las magnitudes que se manejan respecto a la resistencia de los sistemas constructivo con balas de paja, frente a diferentes cargas y que han ayudado a entender su comportamiento para establecer unos criterios constructivos. En los sistemas de muro portante, por ejemplo, se ha comprobado que la pre-compresión de los muros de balas y los revestimientos de los muros, tienen gran aportación a la resistencia frente a las cargas gravitatorias, ya que el revestimiento resulta más rígido que la bala y soporta mayor proporción de la carga, en un complejo compuesto panel sándwich (King, B. (1996). *Buildings of Earth and Straw*). El enlace entre el revestimiento y las balas permite la transferencia de la carga y mejoran la resistencia a compresión del revestimiento (Walker, P.(2004) *Compression load testing straw bale walls*). Walker Obtuvo unos resultados de carga máxima gravitatoria en muros precomprimidos y revestidos con cal en torno a 41KN/ml.

Otros autores estudiaron muros portantes revocados frente a cargas de viento fuera del plano del muro, comprobando en sus ensayos el funcionamiento como conjunto de un muro formado por balas de paja y revestimiento, como un verdadero panel Sandwich frente a la flexión del muro. (Arkin, D.; Donahue, K. (2001). *Preliminary Report on the Out-of-Plane Testing of an 8 foot by 8 foot Straw Bale/PISE Wall Panel*). En su ensayo, el fallo del muro se produjo con una carga de 7.4 KN/m² perpendicular al plano del muro, produciendo una deformación de 36mm. (Esta carga simula un viento de 400Km/h) (Imagen 1).

De la misma manera, se intuye que en los sistemas mixtos, el conjunto formado por entramado de madera-bala de paja-revestimiento, se comportara también como un conjunto, tanto para las cargas gravitatorias como para las cargas horizontales dentro y fuera del plano, pudiendo asumir este muro compuesto una función arriostradora del edificio. Para esta rigidez horizontal del muro, que le da su capacidad de arriostramiento, tanto la bala como el revestimiento deben asumir parte de la función estructural.

En este sentido, se han hecho diversos estudios por parte de empresas fabricantes de módulos prefabricados de paja como por ejemplo la firma Lituana "Ecococon", la cooperativa Valenciana "Okanbuva" con su proyecto alfaWALL , la empresa Alavesa "Ecopaja", "ModCell" con su sistema de paneles IPO, 2003, etc. Que con diferencias en la forma y tamaño de los módulos, la densidad del relleno de paja (entre 110 y 180Kg/m³), las escuadrías de la estructura de madera etc. han obtenido valores de resistencia en un mismo orden, en torno a 33KN/ml (panel ecopaja) para cargas gravitatorias. El panel de



Mod cell por ejemplo, resiste cargas fuera del plano (presión de viento) de 2.2KN/m² y su rigidez en el plano del muro (arriostramiento) para módulos de 3 pacas es de 6.4KN (Para una deformación de 1mm) y para módulos de 2 pacas es de 3.4KN. Estos módulos prefabricados, que se fabrican por personal cualificado, con materiales estandarizados y de la calidad controlada, con un producto final dentro de unos estándares fijados por el propio fabricante. Al ser sistemas modulares, en los que los elementos tienen unas dimensiones estándar, resultan bastante rígidos en cuanto al campo del diseño arquitectónico.

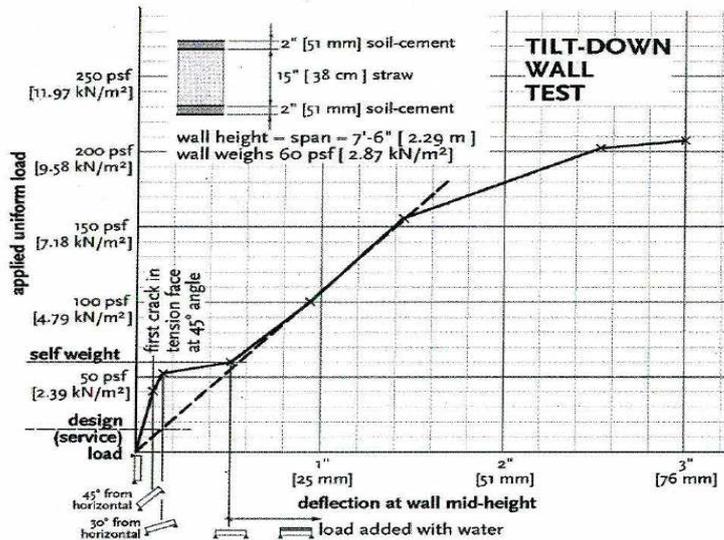


Imagen 1: Gráfica Carga fuera del plano / deformación. (Arkin, D., and Donahue, K. (2001))

Cuando los sistemas constructivos mixtos de paja y entramado de madera son construidos en la propia obra “in situ”, la heterogeneidad en la densidad de los fardos, el sistema constructivo elegido y la propia mano de obra en la ejecución, determinan su posterior comportamiento. La experiencia profesional transmitida por parte de los carpinteros de Armar que se dedican a la construcción de este tipo de edificaciones, nos demuestran que el conjunto ejecutado soporta perfectamente las cargas gravitatorias de una vivienda unifamiliar de dos alturas. Se sabe de igual manera que respecto a las fuerzas horizontales provocadas por el viento, el sistema es capaz de transmitir el esfuerzo horizontal a través del muro hasta un muro pantalla que se emplea como arriostramiento del edificio en su conjunto. La intuición sin embargo induce a pensar que el conjunto tiene cierta capacidad de arriostramiento por si solo, sin necesidad de muros auxiliares de arriostramiento.

Los sistemas mixtos construidos in situ han ido evolucionando a lo largo de esos últimos 20 años. Se han empleado casi tantos modelos diferentes como constructores han ido especializándose en estas técnicas constructivas. Pero sin duda, hay que resaltar por su gran difusión, un sistema que ha venido desarrollando el constructor Tom Rijven desde principios del año 2000 (Evrard, Arnaud ; Biot, Benjamin ; Keutgen, Gauthier; Lebeau, Frédéric ; Courard, Luc ; et. al.(2016). *aPROpaille: Vadémécum 3 - La paille projets construits*). El sistema se ha denominado con el acrónimo del Ingles “Cell Under Tension” CUT . Se han realizado ensayos con este sistema mixto, en el que consigue una menor responsabilidad estructural del entramado de madera, haciendo que las balas de paja y revestimientos asuman en mayor medida esta función estructural. En estos ensayos se obtuvo una rigidez de 440/mm, para modelos con revestimientos incluidos (Bonnardon, S; et al. (2010). *Cellule Sous Tension. Etude des capacités structurelles des mur. Épartment Génie Civil de l’UTUT1 de Grenoble*).

El sistema de Tom Rijven también ha sido adaptado por Herbert Gruber, presidente de ASBN (red Austriaca de balas de paja) y constructor, que ha extendido el sistema “CUT modificado o Austriaco.

Resulta de gran interés el poder establecer unos valores comparativos de estos dos sistemas con otros también muy empleados. Este es el objetivo en resumidas cuentas del presente trabajo de fin del master en Estructuras, Construcción y Diseño en madera de la Universidad del país Vasco UPV/EHU.



2. Objetivos.

El objetivo de este trabajo es determinar de una manera práctica la capacidad de arriostramiento de un muro de paja construido según dos sistemas constructivos muy habituales en edificios unifamiliares. Un primer sistema constructivo, al que se le llama Sistema de Columna (módulo A) y un segundo sistema, denominado CUT modificado (módulo B). Ambos sistemas están basados en un entramado de madera donde se alojan los fardos de paja, revestido todo el conjunto por un mortero de Cal. La determinación de esta capacidad de arriostramiento se hará mediante un ensayo, sometiendo a ambos sistemas constructivos a una carga horizontal en la dirección del plano del muro y aplicada en la parte superior del mismo, y cuantificando la deformación horizontal que se produce. Teniendo en cuenta que el desplazamiento horizontal máximo que establece en la normativa (CTE: Documento Básico SE Seguridad Estructural) para cada altura de planta es $l/250$ para cualquier combinación de acciones característica, el ensayo se realizará para una cargas que produzcan una deformación dentro de estos límites establecidos en la norma. En definitiva se pretende obtener la rigidez del muro dentro de un rango de deformaciones acotado.

Como segundo objetivo, se pretende obtener la rigidez del muro justo antes de la aplicación de las capas de revestimiento. Resulta interesante determinar esta la rigidez del muro, ya que durante un tiempo determinado en la construcción de la edificación, los muros se encontraran sin revestir, y las cargas a las que están sometidos los muros pueden ser prácticamente las mismas que las que tenga a lo largo de su vida útil.

Un tercer objetivo derivado de la realización de este trabajo, es elaborar una guía de montaje de los dos sistemas. Para poder emplear los datos obtenidos de la rigidez del muro de estos ensayos, para cálculos de la estabilidad general de las edificaciones, será necesario seguir todos los pasos de montaje que quedarán reflejados en esta guía.



3. Descripción de las muestras.

3.1 Materiales empleados.

3.1.1 La Madera: Madera que forma parte del entramado estructural, es madera aserrada sin cepillar, Calidad ST III (NF B52-001), procedente de Francia. Clase resistente equivalente C18 (EN 14081-1). La especie es *Pseudotsuga Menziesii* (pino Douglas). La humedad de la madera se ha certificado por debajo de 12%.

Secciones empleadas:

Durmientes inferiores: 12x180mm.

Zapatas: 60x150mm.

Montantes verticales: 45x180mm (Sistema CUT modificado) y 50x180mm (Sistema de Columnas).

Durmientes superiores: 50x180mm.

Rastrel: 30x40mm (Sistema CUT modificado).

Travesaño parteluz: 50x180mm (Sistema de Columnas).

OBRA:		Nº CE: CPR - 4105		09	
		maderas jimeno, s.l.			
CE		FCBA		0380	
> ESPECIE:	WPCA → Abeto-Picea	PSM → Douglas	PSM →	PSM →	PSM →
> CLASIFICACIÓN:	NORMA CLASIFICACIÓN		ST III		
	NF B 52-001				
> CLASE RESISTENTE:	MADERA ESTRUCTURAL		C-18		
	EN 14081-1				
> HUMEDAD:	Ver etiquetas de paquetes.		CLASE SECA		
> DURABILIDAD:			3 Y 4		
> REACCIÓN AL FUEGO:			D-S2,00		
> EMISIÓN DE SUSTANCIAS TOXICAS:	SIN INFORMACIÓN. NO HAY DATOS				
** MADERA TRATADA, NORMA EN 15228					
PRODUCTO	AUTOCLAVE	CLASE PENETRACIÓN	RETENCIÓN	AGENTES BIOLÓGICOS	
BAROSIT S180	VAC-INDUCACIÓN-VAC	WPCA → NP2	20 l/m ³	EN 102-2 Asado en servicio	EN 47-1 Melicoides
		PSM → NP1	50 g/m ²	EN 113 Bacterioformación	EN 117 Termitas
** MADERA CLASIFICADA EN VERDE **					
<small>** MADERA TRATADA: Estos datos son válidos solo para productos con tratamiento detallados en el documento de referencia. (Uthmaniyah)</small>					

Imagen 2: Certificación de la madera estructural.

3.1.2 La Bala de Paja: Las balas de paja fueron enfardadas con enfardadora mecánica, marca Welger AP7330, con una cámara de balas de 36cmX49cm que nos proporcionan fardos con dimensiones fijas de Alto X Ancho y Largo variable (900-1100mm en este caso). La densidad mínima de la bala es de 115Kg/m³, y su máxima densidad es de 125 Kg/m³. La densidad media calculada fue de 120Kg/m³. Para este ensayo se han pesado y medido 22 fardos y tanto la toma de medidas como los datos obtenidos vienen expuestos en el Anexo2. La bala debe contener paja larga, no triturada y seca.

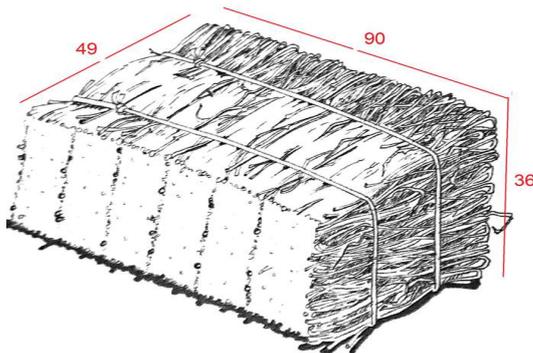


Imagen 3: Balas “tumbadas”; La bala colocada sobre su Ancho (490mm). (Termens, Maren; Nitzkin, Rikki(2010). Casas de paja)

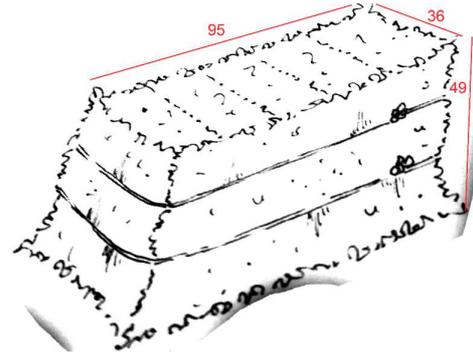


Imagen 4: Bala “de Canto”; La bala colocada sobre su Alto (360mm). (Termens, Maren; Nitzkin, Rikki (2010). Casas de paja)



3.1.3 Tornillería: Para el montaje de la estructura de madera, se han empleado tirafondos de la marca HECO. Se han usado tirafondos HSI POWER CUT de diámetros de 6mm y 8mm (European Technical Assessment ETA-19/0072 of 2019-02-01) y HECO FIX PLUS de diámetro 4.5mm (European Technical Assessment ETA-11/0284 of 25 August 2016).

3.1.4 Revestimientos: Los revestimientos de los módulos tienen dos capas:

-La capa de Barbotina: Es una imprimación a base de Barbotina, fabricada con de arcilla pura molida, mezclada mediante batidora manual, con agua, en una proporción de 2 partes de arcilla y 1 parte de agua. La imprimación mejora el agarre de la siguiente capa de revestimiento y aglutina las fibras de paja formando agrupamientos de fibras que mejoran su resistencia a la vez que crea huecos para facilitar la penetración de la siguiente capa, que rellenará estos huecos mejorando el agarre mecánico del revestimiento.

-La capa de Arcical: Es un Mortero elaborado con unas proporción de , 4 paladas de Arcilla molida, 10 paladas de CAL 100 NATURAL NHL5 (NF EN 459-1), 42 paladas de arena de cantera para mortero y 50 litros de paja triturada (3cm-5cm de longitud) y remojada 24h como aporte de fibra. La cal empleada para los revestimientos ha sido de la casa Saint-Astier. Las fibras de paja cortas son fundamentalmente para prevenir el agrietado durante el secado de los revestimientos.

El grosor del revestimiento no es homogéneo debido a las irregularidades que presenta la bala de paja en su superficie, pero debe garantizarse un mínimo espesor de 25mm-30mm. Esta capa que sirve de “nivelación” en ciertos lugares del muro puede ocupar espesores considerables (50mm).

El curado del revestimiento debe ser de 28 días tras su aplicación, para que obtenga su valor medio de máxima resistencia a la compresión $\approx 9\text{N/mm}^2$. (Ficha técnica Cal Hidráulica NHL5, Saint Astier, Anexo 3).

Normalmente se aplica una capa de acabado con mortero de Cal, y aunque probablemente le aporte cierta rigidez al conjunto, se ha decidido no incluirla en los modelos a ensayar, ya que el material de esta capa suele variar en determinadas ocasiones, pudiendo sustituirla por enlucidos de Yeso o morteros de arcilla.

3.2 Sistemas constructivos ensayados (dos modelos).

Los sistemas constructivos ensayados, muy empleados en la construcción de edificios de paja, son sistemas de construcción que se consideran “de muro **no** portante”. Esto quiere decir, que la función estructural del muro recae sobre la estructura de madera y no sobre la baja de paja. Esto es así para las cargas gravitacionales que pueden afectar al muro, pero para las cargas horizontales, tales como el viento, se ha visto que se establece un comportamiento mixto entre las estructura de madera, paja y revestimientos. Estos sistemas tienen la gran ventaja, frente a sistemas constructivos de paja de “muro portante”, que se limita el riesgo de asentamiento que a veces hay en muros portantes cuando estos no quedan bien precomprimidos. Estos sistemas por otro lado nos permiten montar los forjados y cubierta antes del relleno de los cajones con las balas de paja, disminuyendo el riesgo a que los fardos se puedan mojar en el proceso de construcción. Los dos sistemas que se analizan en este trabajo tienen las siguientes características generales.

3.2.1 Sistema A (de columna).

Se basa en un entramado de madera formando un bastidor rectangular donde se alojan las balas de paja. El bastidor de madera está formado por montantes verticales, una durmiente inferior y un testero superior. La distancia entre montantes varía entre 80-95cm, y se dispone un travesaño también de madera en la mitad del bastidor con el objeto de disminuir la longitud de pandeo de los montantes en su eje más débil (Imagen 7). Las secciones de madera que se emplean en este sistema son de 50-60mm de grueso y 150x200mm de ancho. Con estas secciones, esta estructura en forma de cajones, es capaz de soportar las cargas gravitatorias perfectamente durante la fase de construcción, permitiendo construir los forjados e incluso la cubierta antes del relleno de los cajones con las balas de paja. El arriostramiento del edificio durante la fase de construcción debe asegurarse mediante cruces de San Andrés, con elementos de madera provisionales. Las balas se comprimen contra el bastidor de madera de tal manera que aportan estabilidad al conjunto conforme se rellenan estos. Es necesario el empleo de gatos hidráulicos o cinchas de compresión para poder comprimir los fardos en torno al 10% al alojarlos en los huecos. El posterior “afeitado” prepara la superficie para recibir el revestimiento con un mortero de Arcical. Los revestimientos resultan fundamentales para proporcionar rigidez, así como protección contra plagas, humedad y fuego (Beaudry.K ;



MacDougall, C (2019) *Structural performance of non-plastered modular straw bale wall panels under transverse and gravity loads*.

3.2.2 Sistema B (CUT modificado).

La técnica CTS ó también conocida como técnica CUT del acrónimo en Ingles “Cell Under Tension” fue inventada por Tom Rijven un holandés que reside en Francia (Nitzkin. R y Tremens.M (2010), *Casas de Paja*). Es la base para el segundo modelo que se ha ensayado en este trabajo, que es una modificación del original. Según las leyes de la mecánica, una fuerza aplicada sobre un objeto crea una reacción igual y en sentido contrario en el objeto: compresión-tensión. La bala se encuentra bajo presión (comprimida) y la cuerda en tensión (Rijven.T (2007), *Entre paille et terre*). Sustituyendo la cuerda por un marco o bastidor de madera, la fuerza que ejerce la bala sobre el marco de madera servirá para rigidizar la estructura. (Imagen 5).

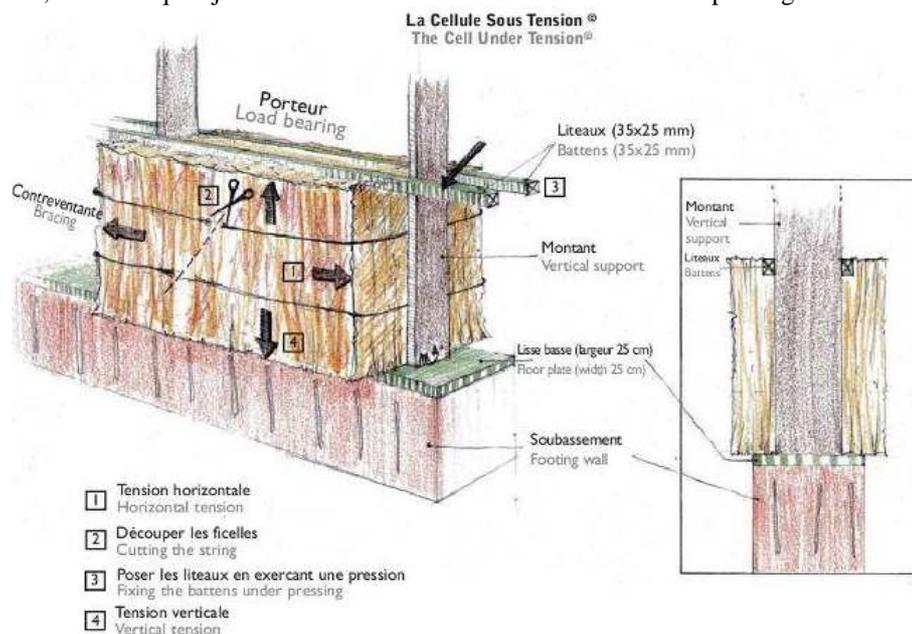


Imagen 5: CUT technique (cell under tension) - Tom Rijven

El sistema CUT se basa también en un entramado de madera formado por montantes verticales, durmiente inferior y testero superior, formando un marco perimetral. La bala de paja que se coloca entre dos montantes es 5cm mas larga que la distancia entre ellos, creando así una compresión horizontal adicional. Los montantes verticales tienen entonces una longitud de pandeo menor pudiendo disminuir su grosor hasta 30mm. Para lograr una compresión ahora vertical, se presiona sobre la bala de paja haciendo palanca sobre un par de rastreles de 28x38mm, uno a cada lado del montante, que se fijan mediante clavos a los montantes, quedando el fardo rodeado por madera tensionada. Esta doble tensión, horizontal y vertical, da a la bala su capacidad portante y rigidizadora (Rijven.T (2007), *Entre paille et terre*). Una característica de esta técnica es que la distancia entre montantes es de 60-70cm y que los fardos se colocan pre-revocados. Este sistema es un sistema mixto, ya que la madera y paja trabajan conjuntamente, no solo para las cargas horizontales que soportará un edificio sino también para las cargas verticales. Los montantes son demasiado esbeltos y sin la ayuda de los fardos pandearían al aplicarles las cargas gravitacionales.

El sistema propuesto (sistema B) en este trabajo como ya se ha dicho, es una modificación muy extendida entre los constructores con balas de paja, al sistema original de Tom Rijven. Uno de los mayores impulsores de esta modificación es Herbert Gruber, presidente de ASBN (red Austriaca de balas de paja) y constructor. Él propone unos montantes de mayor grosor (40-45mm) para poder soportar las cargas de cubierta y forjados durante la fase de construcción (antes del refuerzo de la paja). Las balas las coloca sin pre-revocos para facilitar su manejo en obra y la distancia entre montantes es mayor que la técnica original (80cm). Esta técnica se denomina *CUT modificado o austriaco* y esta bastante extendido por la ventaja que conlleva el poder construir una cubierta antes de la fase de colocación de las balas de paja, evitando que la paja se pueda mojar durante su colocación. En este caso las balas de paja tienen una función arriostradora y las cargas gravitacionales las asumen los montantes.



4 Criterios para la construcción de los dos módulos.

4.1 Módulo A.

4.1.1. Entramado de madera: (Véase la guía y planos de montaje del Módulo A en el anexo 1).

El entramado de madera se fija sobre un par de **durmientes de 120mmx180mm** dando una base total de 360mm. Para el ensayo estas durmientes se han fijado a la losa de cimentación mediante cuatro tacos metálicos expansivos de 12mm (INDEX) para asegurar que el módulo no se vea arrastrado por el empuje horizontal que se le aplicará durante el ensayo. El K_{ser} (Según se define en la tabla 7.2, Capítulo 7, apartado 7.2 Deslizamiento de la uniones del Documento Básico SE-M) de esta unión es 30.9 KN/mm que garantiza que con la fuerza aplicada para el ensayo no tendremos deslizamientos en esta unión que nos puedan falsear los resultados.

En la construcción de una edificación, habitualmente, se suelen colocar dos hiladas de durmientes de 50mm de grueso para poder hacer las uniones solapadas a lo largo de la sobre-cimentación, en lugar de durmientes de 120mm de grueso. Para el anclaje de estas durmientes a la sobre-cimentación hay diversidad de sistemas empleados que garantizan su función fundamental. La función de estas durmientes es transmitir como carga continua las cargas gravitacionales que descienden por los montantes a la cimentación así como el anclaje para las fuerzas de levantamiento del muro que se puedan dar. Por ello, se garantiza en anclaje de los montantes a las durmientes mediante anclajes diseñados para cargas esfuerzos de corte y axiles de tracción.

Los montantes, centrados en el eje del muro, de escuadría 50x180mm descansan sobre una zapata de escuadría 60x150mm, también centrada respecto al eje longitudinal del muro. La zapata es la encargada de repartir el axil de compresión y los cortantes en ambos ejes, a las durmientes. En este ensayo se han empleado unas zapatas con un fresado donde se aloja el montante, que facilita en centrado del montante sobre ella y que nos dan una mayor resistencia al cortante (en la dirección del plano del muro) de la que nos darían unas clavijas de fijación. Para el ensayo es importante conocer la capacidad de las uniones entre durmiente-zapata y entre zapata-montante y su coeficiente de deslizamiento (K_{ser}) para poder preveer posibles desplazamientos y tenerlos en cuenta en los resultados. En la Imagen 8 y 9 se observan los nudos 1,2, y 3. Y en la tabla 1 vemos la capacidad de cálculo de cada una de las uniones y su K_{ser} . (Según ETA-19/0072 y ETA-11/0284). En el Anexo 6, se muestran los cálculos realizados mediante una hoja Excel, creada para este TFM según la ETA-19/0072 y ETA-11/0284 de la casa HECO, que nos proporciona la capacidad característica de la unión de cada clavija por plano de cortadura. Para la obtención del valor de cálculo total de cada unión, se ha considerado una hipótesis de carga de duración corta (Viento) y una clase de servicio 1 correspondiente a una situación interior.



Imagen 7: Esquema MODELO A. Entramado de Madera.

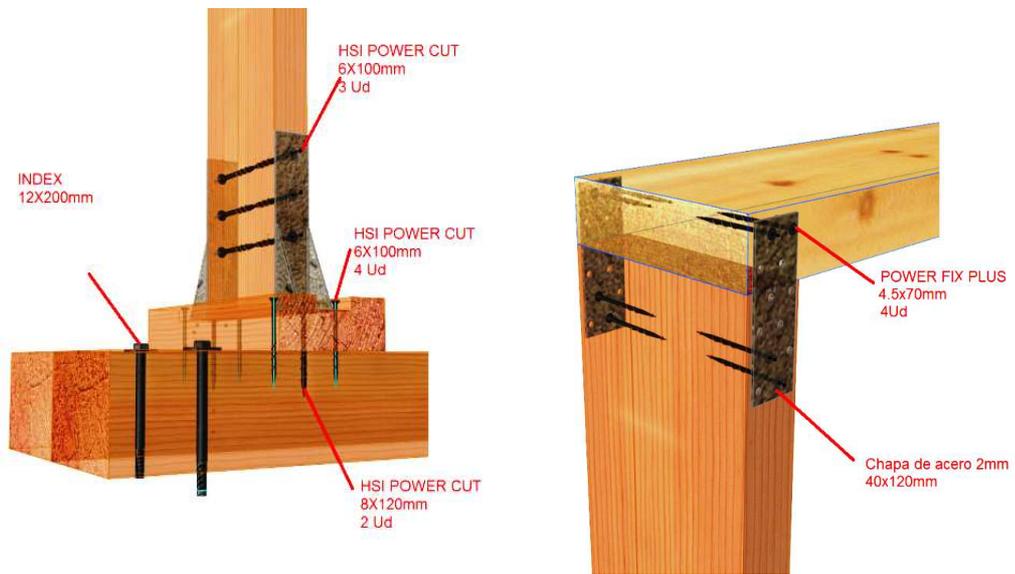


Imagen 8: Nudo 1 y Nudo 2A(Izquierda), Nudo 3A(derecha)

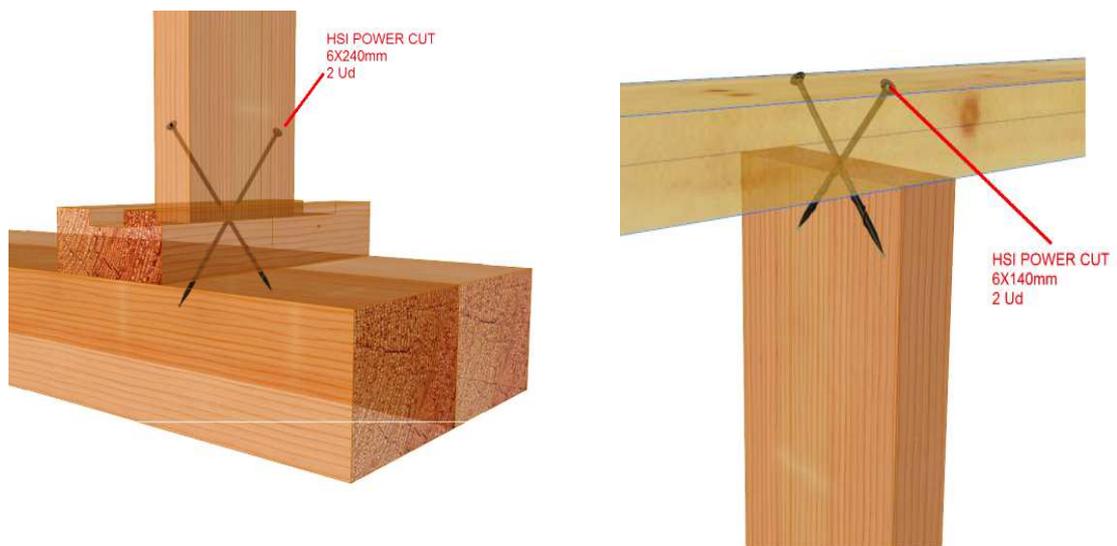


Imagen 9: Nudo 2B (Izquierda), Nudo 3B(derecha).



CAPACIDAD DE LA UNION (Valores de calculo, para accion CORTA y CS1)

		CASO A	CASO B	CASO C	NUDO
					OPCIÓN
TIRAFONDOS DE ZAPATA	TIRAFONDO POWER CUT	UNIDADES: 4 DIAMETRO NOMINAL: Ø 6mm DIAMETRO PRETAL ADRO: Ø 4mm LONG Total: 100mm	5,26KN (t1=Ø3,c=42mm) Kser=7,73KN/mm (ETA 19/0072)	9,27KN (Ø2,cg=24mm) Kser=18KN/mm (ETA 19/0072)	1 2,63KN (Ø4,c=18mm y Ø3,t=64mm) Kser=7,73KN/mm (ETA 19/0072)
CON ESCUADRA METÁLICA Y ZAPATA FRESADA	TIRAFONDO A POWER CUT	UNIDADES: 2 DIAMETRO NOMINAL: Ø 8mm DIAMETRO PRETAL ADRO: Ø 5mm LONG Total: 100mm	3,34KN (Ø3,t=85mm) Kser=10,3KN/mm (ETA 19/0072)	7,11KN Kser=14,4KN/mm (ETA 19/0072)	2A 8,22KN
	TIRAFONDO B POWER CUT	UNIDADES: 6 DIAMETRO NOMINAL: Ø 6mm DIAMETRO PRETAL ADRO: Ø 4mm LONG Total: 100mm	NO TRABAJA	8,9KN (t1=2xØ4,c=36mm) Kser=23,2KN/mm (ETA 19/0072)	
TIRAFONDOS CRUZADOS	TIRAFONDO POWER CUT 45°	UNIDADES: 2 DIAMETRO NOMINAL: Ø 6mm DIAMETRO PRETAL ADRO: Ø 4mm LONG Total: 240mm	2,4KN (t1=2xØ4,c=36mm) Kser=12,6KN/mm (ETA 19/0072)	1,89KN (t1=2xØ2,cg=48mm) Kser=12,6KN/mm (ETA 19/0072)	2B 8,22KN
CHAPA DE TRACCIÓN	TIRAFONDO POWER FIX PLUS	UNIDADES: 4 DIAMETRO NOMINAL: Ø 4mm DIAMETRO PRETAL ADRO: Ø 2,5mm LONG Total: 70mm	2,23KN (t1=2xØ4,c+10=37,6mm y Ø1=18,4mm, Ø2=18,4mm, Ø4,c y Ø4,t =32,2mm,) Kser=10,3KN/mm (ETA 11/0284)	2,23KN (t1=2xØ4,c+10=37,6mm y Ø1=18,4mm, Ø2=18,4mm, Ø4,c y Ø4,t =32,2mm,) Kser=10,3KN/mm (ETA 11/0284)	3A 2,23KN
	TIRAFONDOS CRUZADOS	UNIDADES: 2 DIAMETRO NOMINAL: Ø 6mm DIAMETRO PRETAL ADRO: Ø 4mm LONG Total: 140mm	2,4KN (t1=2xØ4,c=36mm) Kser=12,6KN/mm (ETA 19/0072)	1,89KN (t1=2xØ2,cg=48mm) Kser=12,6KN/mm (ETA 19/0072)	3B 2,63KN (t1=2xØ4,c=84mm) Kser=12,6KN/mm (ETA 19/0072)

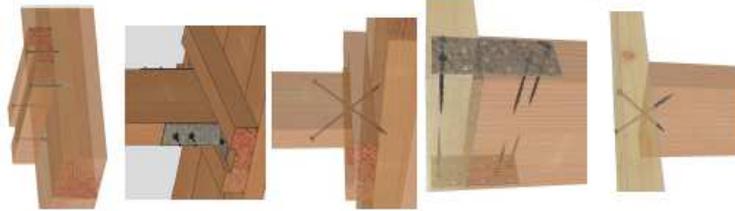
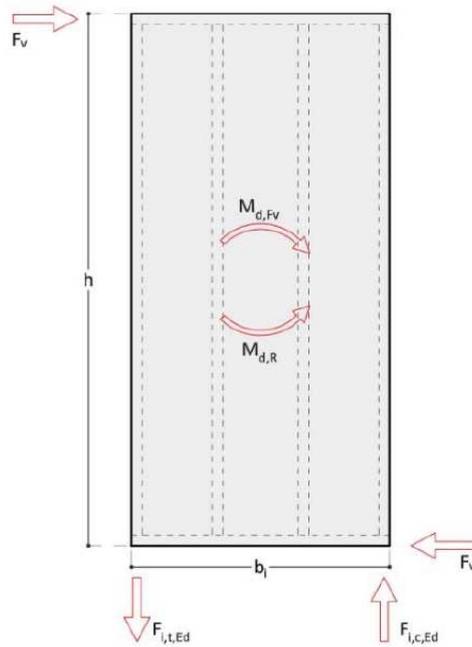


Tabla1: Capacidad de las Uniones del entramado de madera.



Para este ensayo se han modulado los montantes a una distancia de 95cm entre ejes. Como los montantes son de 50mm queda un **hueco entre montantes de 90cm**.

El primer montante del muro (el del extremo opuesto a la aplicación de la carga horizontal aplicada en este ensayo), se fija a la zapata mediante un par de **escuadras**, una a cada lado del montante, que será capaz de asumir las cargas de tracción originadas por reacción al esfuerzo de la carga horizontal aplicada en la cabeza del muro F_v . El bastidor de madera de este sistema sufrirá unas reacciones al momento producido por F_v .



Reacciones

$$M_{d,Fv} = M_{d,R}$$

$$F_v \cdot h = F_{i,t/c,Ed} \cdot b_i$$

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_v \cdot h}{b_i}$$

Imagen 10: Master en Estructuras, Construcción y Diseño en madera, de la EHU- UPV, edición 2020.

En la aplicación de este sistema a una edificación, además de estas reacciones de levantamiento, se pueden producir esfuerzos de tracción debidos a las cargas de succión de la cubierta.

Las escuadras, de las dimensiones reflejadas los planos de montaje del anexo 1, están fijadas al montante mediante 3 tirafondos de 6mm cada una y mediante un tirafondo de 8mm a la zapata, según lo especificado en la tabla 1, con una capacidad total de $F_{i,t,d}=7.1\text{KN}$ (NUDO 2A.). El diámetro de los tirafondos viene condicionado por la distancia que deben mantener a cada uno de los bordes del montante de 50mm. Si hiciera falta mayor capacidad se pueden añadir más clavijas en línea.

El último montante del módulo soportará la misma reacción pero de sentido contrario debido a la F_v aplicada. Se debe comprobar que la durmiente es capaz de soportar la compresión perpendicular a la fibra debida a la esta reacción y a las cargas del peso propio del elemento. En la aplicación de este sistema a una edificación, se le deberá sumar a esta compresión las cargas gravitacionales que le afecten.

La capacidad de cálculo a compresión perpendicular de la durmiente inferior en este encuentro, para este caso, es de $F_{c,90,d}=27.4\text{KN}$ (Según ecuación 6.5 del DB SE-M-CTE). Este montante, que raramente se verá afectado por una tracción, se fija a la durmiente mediante un par de tirafondos cruzados a 45° (NUDO 2B, tabla 1).

Los montantes intermedios, se anclan de esta misma manera. A estos montantes no les afectan fuerzas axiales de compresión en este ensayo (salvo una pequeña carga del peso propio), sin embargo en cualquier edificación sufrirán esfuerzos axiales de tracción y compresión debido a cargas gravitacionales y succiones de viento.



La F_v aplicada en la cabeza del muro, tiene su reacción horizontal en la parte inferior del muro. En este ensayo, esta reacción es transmitida a la cimentación mediante 4 anclajes metálicos INDEX.

Hay que prestar atención en respetar las especificaciones marcadas por los fabricantes de los tornillos, tanto en las distancias entre clavijas y distancias a bordes y testas, y en cuanto a pre-taladros e inclinación de inserción, para poder asumir los valores de característicos de resistencia que nos ofrecen.

Una vez fijado los montantes a las zapatas, se les coloca un **testero superior**. Normalmente este testero, es doble, ya que además de contener la tensión de la paja, soportará las viguetas del forjado o de cubierta. Para el ensayo, se ha colocado un único testero de 50x180 ya que no se le aplican cargas gravitacionales.

En el montante del extremo opuesto a la aplicación de la carga de la carga horizontal, que como hemos visto, se encontrará traccionado durante el ensayo, se coloca un par de chapas de tracción en el encuentro entre montante y testero superior (NUDO 3 A, tabla 1). Las chapas se fijan con cuatro tirafondos de 4.5mm de diámetro. Este nudo tiene una capacidad de 2.3KN (Valor de cálculo), y viene definido por el número de clavijas (2 al montante y 2 al testero), calidad de su acero, su diámetro y densidad de la madera. Al ser los montantes tan esbeltos, debido a la distancia que han de mantener a bordes y testas, tiene una capacidad muy limitada por el número de clavijas que caben. La disposición de un doble testero (como es habitual) mejoraría su capacidad, ya que el número de clavijas se vería aumentado.



Imagen 11: Bastidores de Módulo A y Módulo B, en construcción. .

El resto de montantes, durante el ensayo se encuentran comprimidos, y por tanto en la unión entre testero superior y montantes solo se debe asegurar la transmisión de los cortantes que se originen. Este encuentro (nudo 3B, tabla 1), frente a los cortantes en la dirección del plano del muro, se encuentra muy limitado por la distancia a borde cargado. Existe la posibilidad que se produzca una fenda en los montantes de este nudo. Una manera de evitar este riesgo, hubiera sido colocar la chapa de cortante, similar a la chapa de tracción colocada en el nudo 3.A.

En la unión 3B se colocan 2 tirafondos de 6mm de diámetro a 45°.



4.1.2. Rellenado del bastidor con balas de paja: Los huecos entre montantes en este módulo A son de 90cm como ya se ha mencionado. Los fardos de paja se colocan “tumbados” (sobre su mayor anchura =49cm, imagen 3), y de igual longitud que el hueco que los aloja. La dimensión del hueco total del bastidor en su componente vertical es de 195cm y permite alojar 6 fardos (con 36cm de alto cada fardo) aplicándoles una compresión que reduzca la altura total de los fardos (216cm) en 20cm aproximadamente. Esto supone un entorno al 10% de compresión.

Los fardos suelen tener diferentes medidas de longitud y para colocarlos en los huecos, se deben cortar a la distancia que tengamos entre montantes. La medida del fardo se toma según lo explicado en el Anexo 2 y mediante unas largas agujas, que permiten volver a coser los fardos con la medida deseada. Las cuerdas antiguas se cortan para que la tensión del fardo quede contenida por las nuevas cuerdas. Esta maniobra debe realizarse sin perder la tensión original de los fardos para no alterar su densidad (Imagen 12).

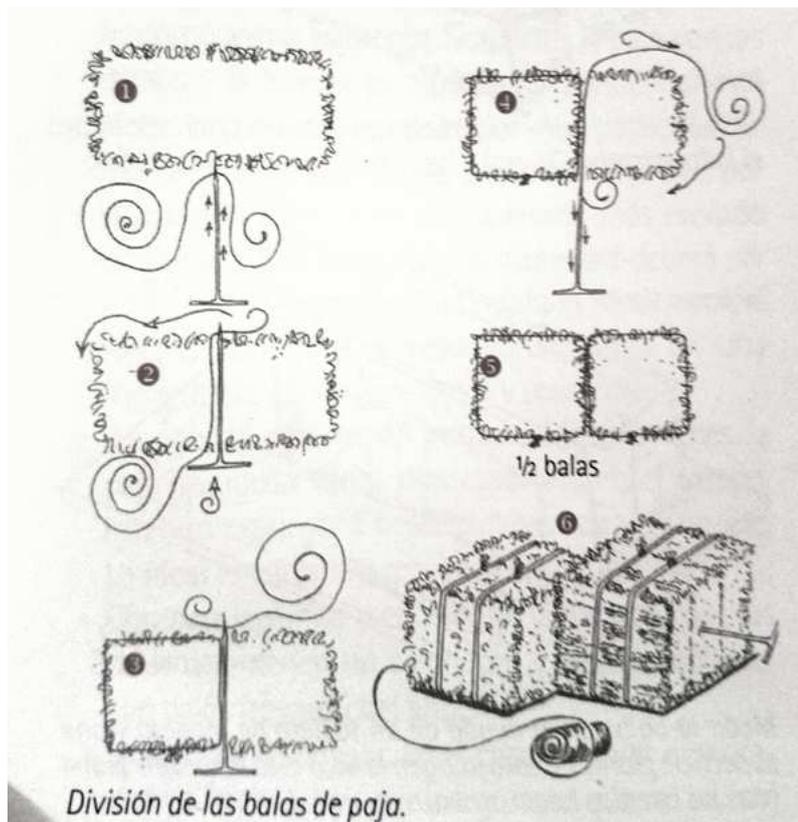


Imagen 12: Termens.M y Nitzkin.R.(2010) Casas de Paja.

El relleno de los huecos del bastidor se realiza en dos fases. En la **primera fase**, se coloca una columna de tres fardos, uno encima del otro, y centrados respecto al eje de los montantes. En la columna contigua del bastidor debe hacerse la misma maniobra. Si el muro tuviera mayor longitud se emplearía la misma técnica, de esta manera vamos relleno los huecos por igual en todo el muro para que la presión horizontal cuando compactemos los fardos, sea igual por todo el muro. Hay que tener en cuenta que si pretendiéramos comprimir más de 3 fardos en esta primera fase, podría producirse un pandeo del muro fuera del plano del muro, por ello la recomendación es que la compresión se realice sobre no más de tres fardos en cada fase.

Al cada tercer fardo de cada columna se le hace un rebaje en la paja para alojar el travesaño de 50x180 que servirá eventualmente para mantener la compresión de estos tres fardos y que tiene como función principal disminuir lo longitud de pandeo en el eje débil de los montantes a la mitad. Este travesaño de



madera debe quedar perfectamente alojado en el rebaje de la paja para no crear ninguna discontinuidad en el espesor de la paja, para no alterar la capacidad aislante del muro en este punto.

En la primera fase, se aporta la mitad de la compresión total, que para este caso supone unos 10cm (la mitad de 20cm). Cuando se ha alcanzado la compresión deseada, se fija el travesaño inferior a los montantes mediante 2 tirafondos de 6mm de diámetro y 140mm de largo con rosca parcial de 70mm (HSI POWER CUT), a cada extremo del travesaño. Aunque en este preciso momento estos tirafondos soportan el cortante que le producen los fardos por la compresión a la que se les ha sometido, una vez se coloquen y se compriman los fardos superiores en la segunda fase, solamente soportará el axil de compresión si el montante padea por las cargas gravitacionales que pudiera soportar.

La compresión en esta primera fase, debe hacerse a lo largo de todo el muro (en este caso solo hay dos columnas) para asegurar que la compresión introducida se reparta a lo largo del muro y no se produzca el pandeo de los montantes por ello. Debe asegurarse que antes de la compresión se eliminan las cuerdas que atan los fardos, para que la compresión que se aplica, se traslade a los montantes y no queda recogida por las cuerdas.

Para este ensayo como se ha indicado anteriormente se han colocado 6 fardos, los tres primeros comprimidos en la primera fase y los siguientes en una **segunda fase**. La compresión en esta fase es al igual que en la primera de 10cm. La técnica detallada de esta maniobra puede seguirse en la guía de montaje del anexo 1. Según la altura del muro, se continúa colocando fardos en grupos de tres o menos, repitiendo toda la maniobra en sucesivas fases.

La tensión esta contenida ahora por todo el bastidor de madera que contiene a los fardos, por sus testeros inferior y superior y por los montantes laterales.



Imagen 13: Módulo A. Bastidor relleno con fardos de paja.



4.2 Módulo B.

4.2.1. Entramado de madera: (Véase la guía y planos de montaje del Módulo B en el anexo 1).

Los criterios y consideraciones del montaje del entramado de madera de este módulo son similares a los del módulo A, en la mayor parte de los detalles, con la salvedad de que los montantes son un poco más esbeltos de 45mmx180mm, y que el arriostramiento por medio de unos rastréales de 30mmx40mm se da en cada hilada de fardos.

Las zapatas, durmientes y testero superior son iguales que en el modelo anterior y los nudos que se emplean para la conexión de las piezas son los mismos también. Los nudos definidos como 2B y 3B (Imagen 9, Pág. 10) están muy ajustados respecto a las distancias a los bordes. En este ensayo se he tenido especial atención en que los montantes no tuvieran ninguna fenda de secado que pudiera abrirse al introducir las clavijas. Se ha pretaladrado convenientemente las piezas y se ha estado muy atento a su comportamiento durante la realización del ensayo. Para la construcción de una edificación que deba cumplir con el CTE, se recomienda que, o bien se reduzca el diámetro de las clavijas de estos dos nudos, con la consiguiente pérdida de capacidad, o bien se ejecuten como los nudos 2 A y 3 A (imagen 8, Pág. 10) respectivamente, que nos aseguran una mayor capacidad.



Imagen 14: MODELO B, CUT modificado. Estructura de madera.

En la tabla 1 (Pág. 11) vemos la capacidad de cálculo de cada una de las uniones y su K_{ser} . (Según ETA-19/0072 y ETA-11/0284).



En el sistema original de CUT, la modulación entre montantes es de 60-70cm, en el sistema de CUT modificado o Austriaco de Herbert Gruber, la modulación se amplía hasta 80cm y para este ensayo se han modulado los montantes a una distancia de 94.5cm entre ejes. El grosor de los montantes también se ha incrementado desde el sistema original al ensayado. Siendo los montantes son de 45mm, quedando un hueco entre montantes de 90cm. Una distancia entre huecos igual que en el Modelo A.

Respecto a la compresión perpendicular a la fibra en la durmiente bajo el montante mas solicitado a compresión, tal y como se explico en la pagina 12, se comprueba su resistencia ya que el área efectiva varia sensiblemente. Para este caso la capacidad del cálculo a compresión perpendicular de este encuentro, es de $F_{c,90,d}=25.65 \text{ KN}$ (Según ecuación 6.5 del DB SE-M-CTE).

Todo el montaje del entramado de madera se ejecuta de la misma manera que en el módulo A (Ver guía de montaje en el anexo 1). y el resultado es el mismo, con las salvedades mencionadas. Es en el relleno de los huecos donde se introducen algunas modificaciones más importantes.

4.2.2. Rellenado del bastidor con balas de paja: En los huecos entre montantes de 90cm de distancia, se colocan fardos de paja “de canto” (sobre su menor anchura =36cm, imagen 4), de una longitud 50mm mayor que el hueco que los aloja. La diferencia en la disposición de los fardos, es una de las diferencias con el modelo anterior que mayores consecuencias de diseño acarrea, ya que el espesor del muro final (revocos y enlucidos incluidos) es menor, pasando de 56cm a 43cm, es decir 13cm más estrecho. Esta diferencia es uno de los argumentos que emplean los defensores de este sistema, ya que el ratio entre m² superficie útil y m² superficie construida del edificio mejora. Además la pérdida de capacidad de aislamiento que a priori nos parece que puede suponer, no es tal, ya que la conductividad térmica depende de la orientación de los tallos de la paja respecto al flujo de calor. Cuando los fardos los colocamos “tumbados”, los tallos quedan en posición horizontal. Si los colocamos “de canto” los tallos quedan en perpendicular respecto al flujo de calor. Los tallos en posición horizontal permiten una mayor conducción del calor a través del fardo, por tanto tienen menor capacidad aislante.

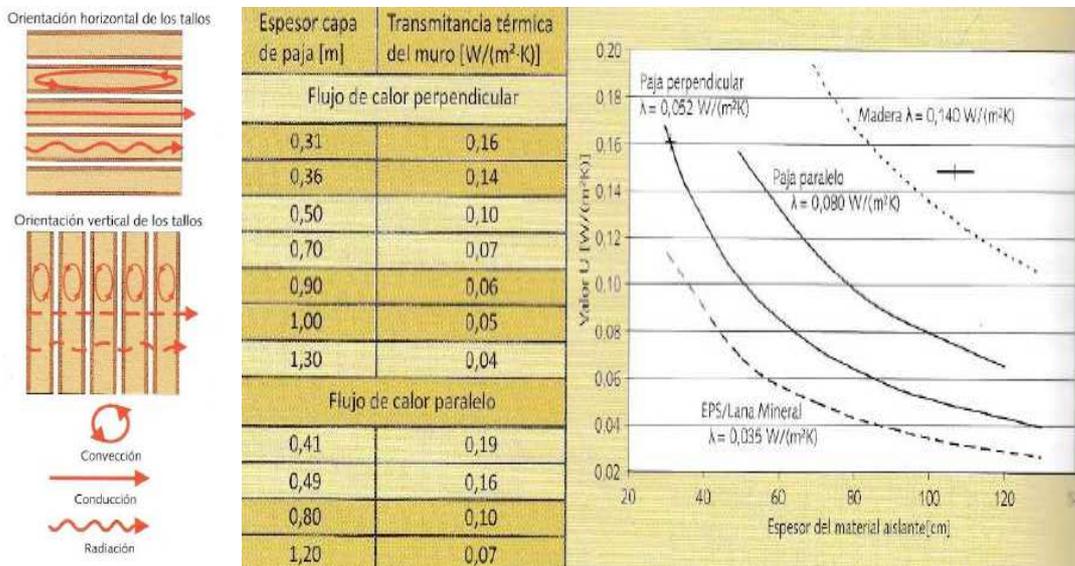


Imagen 15: Mardones Cuevas. J.A (2018), Construcción con fardos de paja: Una solución sustentable para la “finca ecológica Prema Mandal”

La transmitancia térmica, “U”, es el flujo de calor que pasa por unidad de superficie del elemento y por grado de diferencia de temperaturas entre los ambientes separados por el elemento, y es un termino que relaciona la conductividad del material λ con el espesor de este, siendo su unidad es W/(m²*K).



En los fardos de Canto $U=0.14 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$. Para espesor de 36cm.
En los fardos Tumbados $U=0.16 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$. Para espesor de 49cm.

En ambas se consigue similar capacidad aislante del muro, a pesar de la diferencia de espesor de este.

Otra diferencia reseñable mencionada anteriormente, es que el fardo es 50mm más largo que el hueco, mientras que en el módulo A era de la misma longitud que el hueco donde de aloja. En la colocación de los fardos en este sistema, véase la guía del montaje en el anexo1, la compresión vertical que se aporta, se hace mediante una palanca leve aplicada sobre los rastréales horizontales, mientras que en el modelo A, se hace por medio de gatos hidráulicos de gran tonelaje (Véase la guía de montaje del anexo 1). Esta compresión tan limitada verticalmente se compensa al introducir un fardo mayor que el propio hueco. Necesariamente se ha de comprimir para poder encajar. Esto dificulta la maniobra de relleno de los huecos, ya que la fricción con la estructura de madera aumenta por la presión, cosa que se suele solucionar ayudándonos con unas chapas de metal o de madera que permitan hacer una leve palanca y facilitar la entrada del fardo al hueco gracias al deslizamiento por su superficie (con bajo coeficiente de rozamiento). En este sistema se consigue un menor aumento de la densidad final de los fardos comprimidos, en torno al 8% (Anexo 2).

En sentido vertical de la columna colocaremos 4 fardos “de canto” en un hueco de 192cm (distancia entre durmiente y testero superior). La compresión supone 4cm en toda la columna, por tanto tan solo de 1cm por fardo. Esta compresión se va aplicando conforme colocamos cada hilada de fardos mediante unos rastréales de 40mmx30mm colocados a cada lado del montante. Con el objeto de que los rastréales no impidan el contacto entre los sucesivos fardos, a estos se les realiza un rebajo para alojarlos. El rastrel se coloca horizontalmente sobre los fardos y con su sección transversal en sentido vertical. El rastrel queda fijado a los montantes mediante tirafondos de 4.5mm de diámetro y 80mm de longitud. Este Nudo (nudo 4, página 15 del anexo 3) tiene una capacidad a cortante de 1 KN. El diámetro del tirafondo viene limitado por las distancias a borde en el rastrel. Una escuadra metálica mejoraría la capacidad de este nudo si fuera necesario, evitando el trabajo en el borde cargado del rastrel.

Al igual que en módulo A, las cuerdas que mantienen la presión del fardo se eliminan en cuanto se coloca el fardo en el hueco, redistribuyendo su tensión en todo su contorno. Esta tensión (la contenida en el fardo por las cuerdas y la aportada el la compresión posterior) la asumen los montantes laterales y los rastréales superior e inferior.

4.3 La capa de imprimación (para los módulos A y B).

Toda esta fase de construcción de los módulos, se realiza de igual manera para los dos sistemas estudiados.

Para la aplicación de la capa de imprimación, cuya función es mejorar el anclaje de la siguiente capa de revestimiento, primeramente es aconsejable un “afeitado” de la superficie de la pared. Durante el enfardado de las balas, la máquina enfardadora corta las fibras de uno de los bordes de la bala mientras que en el otro borde las fibras quedan plegadas. Esto ocurre con el fardo “tumbado”, cuando el fardo se coloca de canto, las fibras están orientadas verticalmente en las superficies de los fardos que quedan expuestas. Es importante la dirección de las balas (King, B (2006). *Design of straw bale buildings: the state of the art*), ya que su disposición horizontal facilita la penetración de la capa de imprimación. Con el **afeitado**, se recortan las fibras de paja, que están plegadas dentro del fardo tumbado, permitiendo la entrada de la capa de imprimación lo más profundamente posible. Las fibras son las encargadas de establecer la conexión entre el revestimiento, que debido al material que lo compone tiene un comportamiento más rígido que la paja, y el fardo de paja. El enlace entre el revestimiento y las balas permite la transferencia de la carga y mejoran la resistencia a compresión del revestimiento (Walker, W.(2004) *Compression load testing straw bale walls*). Este enlace contribuye a que no se produzca el pandeo de los revestimientos frente a las compresiones que se dan dentro de él cuando se ve sometido el muro a una fuerza horizontal y en la dirección del plano del muro, el cual provoca un momento de giro. Cuanto más cortas sean estas fibras, mas firmemente quedará establecido este enlace y menor posibilidad de giro abra entre en rígido revestimiento y la estructura con los fardos. Además con este afeitado mecánico, se eliminan fibras que no estaban convenientemente ancladas en los pliegues de los fardos, y ayuda a obtener un planeidad en la superficie del muro.

La **imprimación**, tal y como se explica en el apartado 3.1.4 de este trabajo, se realiza con una “Barbotina” a base de arcilla pura. La barbotina la hemos aplicado a mano, para poder introducir lo más



posible la pasta entre las fibras de paja. La pasta a de ser lo suficientemente líquida para que pueda introducirse fácilmente entre las fibras pero lo suficientemente densa para que no se escurra rápidamente cuando la cogemos con la mano al aplicarla. La orientación de la fibra horizontal facilita la penetración de la pasta entre las biznas, ya que éstas se separan fácilmente al introducir los dedos. No ocurre lo mismo en los fardos colocados de canto, donde las fibras verticales no facilitan su separación y dificultan la tarea.

Tras la aplicación de la imprimación, transcurridas 48 horas (según humedad relativa), cuando la arcilla todavía tiene humedad suficiente para ser manipulada, valiéndonos de los dedos o bien de un cilindro de 1.5cm de diámetro, hacemos unos huecos en la superficie de la pared. Estos huecos permiten que las fibras se aglutinen en grupos alrededor de ellos, reforzando su capacidad a tracción. Esto se consigue de manera más eficaz en el sistema A, donde los fardos se colocan tumbados, con una orientación de la fibra horizontal. La siguiente capa de revestimiento rellenará estos huecos, mejorando el anclaje mecánico.

La imprimación ha de endurecerse lo suficiente antes de la aplicación de la siguiente capa. Si la superficie se seca completamente, es conveniente humedecerla un poco para facilitar el pegado de la siguiente capa.

4.4 La capa de revestimiento (para los módulos A y B).

La aplicación de la capa de revestimiento con mortero de Arcical, cuyas características quedan definidas en el apartado 3.1.4 de este trabajo, se ha realizado a mano, para poder así ejercer la presión suficiente para incrustar este material en los huecos que quedaron sobre la superficie tras la aplicación de la imprimación. La técnica de aplicación viene recogida en el anexo 1 y es de gran importancia para asegurar el correcto anclaje de esta capa tan fundamental. La capa de “Arcical” debe dejarse con un espesor mínimo de 25mm pero debido a las irregularidades de los fardos, puede en algunas zonas, alcanzar los 50mm. Esta capa regulariza la superficie para que en la aplicación de la capa de acabados, ésta sea más homogénea. Para asegurar un buen anclaje de la capa final (enfoscado de Cal) sobre la capa de Arcical, debe dejarse esta con un aspecto muy rugoso en su superficie.

En periodo de curado de este mortero de Arcical, viene condicionado por el curado que indica la ficha técnica de la cal empleada (Cal Hidráulica Saint Astier. NHL5), 28 días. En este periodo alcanza su mayor resistencia a la compresión.

Aunque parece que para determinadas cargas es de importancia la incorporación de una malla en los revestimientos (King.B, (2006). *Design of staw Bale Buildings*). En ninguno de los dos sistemas comparados en este trabajo se incorpora la malla, sabiendo que es habitual colocarla, no tenerla en cuenta en los ensayos queda del lado de la seguridad.

Como ya se cita en la página 5 de este trabajo, los revestimientos resultan fundamentales para proporcionar rigidez al muro, y por tanto en su ejecución se debe prestar especial atención y seguir debidamente las indicaciones de la guía de ejecución de los muros del anexo 1.



5 Dispositivo de carga para el ensayo.

En este trabajo como ya se explica en el apartado de los objetivos, se pretende obtener la capacidad de arriostramiento de estos módulos, de manera práctica, mediante un ensayo en el que se limitará a cargar los módulos construidos, con una fuerza horizontal en la dirección del plano del muro, aplicada en la cabeza del muro. El dispositivo de carga propiamente, es un polipasto mecánico con una limitación de carga de 300Kg, anclado a un perfil UPN de 160mm de calidad S235JR (UNE-EN 10025:2004), mediante un cuadradillo de 40mmX40mmX4mm calidad S235JRH (UNE-EN 10219-1:1998). El perfil está anclado a la losa alveolar del techo de la sala de prueba mediante tacos metálicos expansivos INDEX de 12mm de diámetro. El cable metálico del polipasto centra la tensión mediante una polea regulable que se ajusta a la altura de la abrazadera anclada en la cabeza del muro (testero superior), para que la tracción sea lo más horizontal posible.

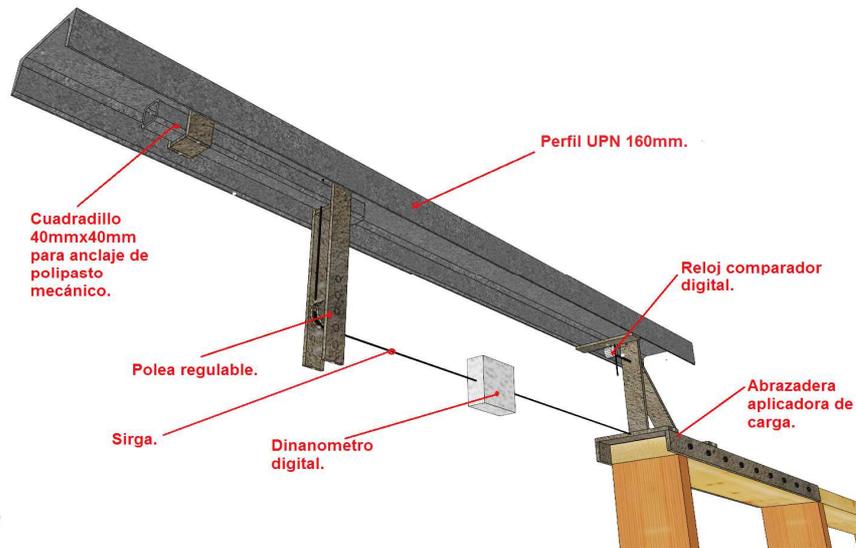


Imagen 16: Esquema de dispositivo de carga.

La abrazadera es la pieza que transmite la tracción que proporciona el polipasto, al módulo, mediante una serie de tirafondos HSI POWER CUT 8mm de diámetro y 80mm de largo. Hay que tener en cuenta el posible deslizamiento de las clavijas debido al cortante que sufrirán al aplicarles la tracción desde la sirga. El coeficiente de deslizamiento (K_{ser}) de esta unión se ha calculado según la ETA-19/0072 del fabricante (HECO), y a fin de que fuera máximo se han dispuesto un total de 14 tirafondos a lo largo de toda la unión, repartidos en ambas caras que nos dan un $K_{ser}=72.14\text{KN/mm}$. Significa esto que para la carga máxima que podemos aplicar (3KN) con el polipasto, el deslizamiento en la unión es despreciable (0.04 mm).

La abrazadera lleva soldada una pletina vertical, reforzada con un tirante metálico que sirve de referencia para la medición de desplazamiento en horizontal de la cabeza del muro. Esta pletina se coloca contra la punta del reloj comparador, que a su vez está anclado en el perfil UPN.



Imagen 17: Abrazadera de carga al testero superior del muro (Izquierda), Reloj comparador (derecha).



El perfil UPN con el reloj comparador está fijado al techo, y la abrazadera con la pletina vertical se desplaza con la cabeza del muro.

La carga queda registrada en el dinamómetro colocado justo en su encuentro de la sirga del polipasto con la abrazadera de carga. El dinamómetro tiene una carga máxima de 1000Kg y una precisión de 0.5Kg.



Imagen 18: Dispositivo de carga en módulo B.

En el Anexo 1 se incluyen los planos del dispositivo de carga para el Herrero.



6 Rigidez horizontal (R) del muro.

En objetivo principal de este trabajo como se ha mencionado ya en el capítulo de objetivos, es conocer la fuerza necesaria que ha de aplicarse en la dirección del plano del muro para producir un desplazamiento horizontal del la cabeza del muro en esa misma dirección, mediante la realización de un ensayo. Esto es en definitiva obtener la Rigidez del muro.

$$R = \frac{F_{v,Ed}}{u}$$

Salvando las distancias, estos muros compuestos por un entramado de madera, bala de paja comprimida y capa de revestimiento tienen cierta similitud con un muro de entramado ligero de madera y tablero estructural. La rigidez de los muros de entramado ligero (Light framing), depende de varios factores (Tunis Hoeskstra, 2012, “Multi-Storey timber building”) que condicionan su comportamiento. Estos factores son:

- **La Rotación del panel por el deslizamiento de la conexión entre panel y montantes.**

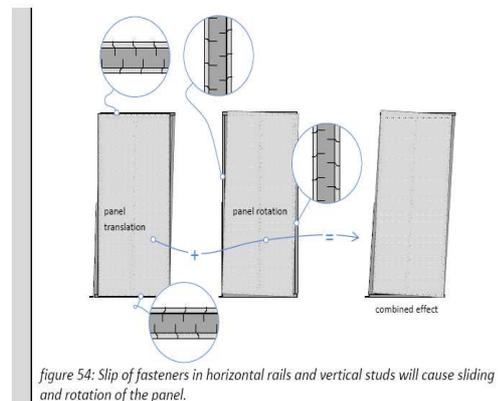
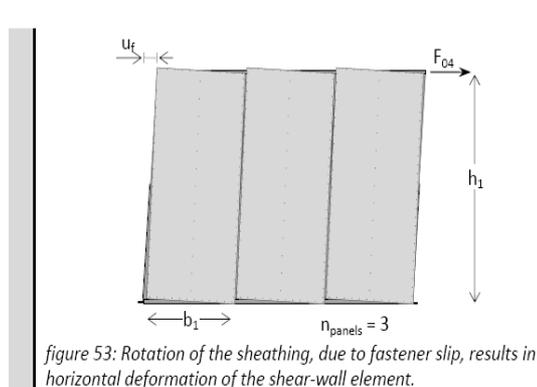


Imagen 19: Tunis Hoeskstra, 2012, “Multi-Storey timber building”.

En el entramado ligero la conexión entre los rígidos paneles estructurales y el entramado lo aseguran las clavijas que los unen. Estas clavijas sometidas al cortante resultante del momento flector que afecta al muro debido a la aplicación de una fuerza horizontal en la cabeza del muro (Imagen 10), tienen una capacidad de resistencia a cortante y un coeficiente de deslizamiento (K_{ser}) que condiciona la rigidez del conjunto. El conjunto adquirirá la rigidez de los paneles en función de la capacidad de la unión entre panel-entramado. En el caso de los dos sistemas que estudiamos, esta conexión entre revestimiento y entramado, podemos asignársela a las fibras más exteriores de los fardos que van rellenando el entramado de madera, y que forman parte del revestimiento. El revestimiento más rígido que el resto del sistema, puede sin embargo rotar por deslizamiento de estas conexiones, dependiendo de su capacidad, de manera análoga que sucede en los sistemas de entramado ligero. En los muros que se van a estudiar en este ensayo, al igual que en un muro de entramado ligero, los nudos que conectan las piezas de la estructura de madera, no son capaces de transmitir momentos flectores y por tanto carecen de rigidez.

- **Deformación por cortante del panel.**

De la misma manera que en el entramado ligero se puede producir una deformación del panel estructural, por el cortante, en los sistemas estudiados puede producirse la deformación y fractura de las capas de revestimiento. Esta deformación es inversamente proporcional al módulo de cortante G_{mean} , que es una característica propia del material y que para el caso de los revestimientos de mortero de Cal, es la relación entre el módulo de elasticidad longitudinal E (1000-2000 N/mm²) y su coeficiente de poisson $\nu = 0.2$ (Avilés Tenorio. F (2016), *Caracterización mecánica de obra de fábrica histórica mediante ensayos*



experimentales in-situ y en laboratorio). EL módulo de cortante del mortero de cal G_{mean} esta entorno a 400-800 N/mm². En la tabla 2 se muestran los módulos de cortante de paneles usados en entramado ligero más habituales.

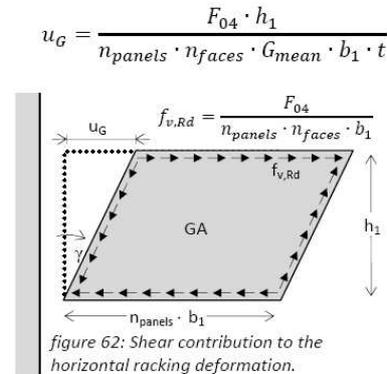
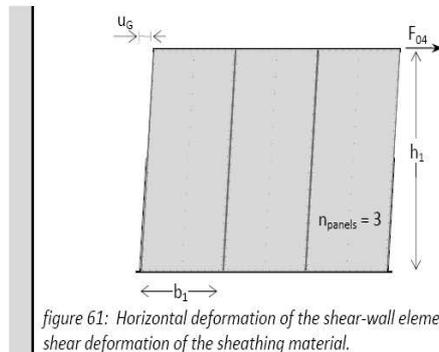


Imagen 20: Tunis Hoeskstra, 2012, “Multi-Storey timber building”.

Sheathing material:	OSB	Plywood	Particleboard (t = 12 mm)	Gypsum paper board	Gypsum fibre board
Shear-modulus G: [N/mm ²]	1080,00	350,00	960,00	700,00	1600,00

table 12: Shear-modulus G for the sheathing materials used in the tests.

Tabla 2: Tunis Hoeskstra, 2012, “Multi-Storey timber building”.

El mortero de Cal se encuentra en una posición media respecto a los valores de G_{mean} . Por tanto es lógico pensar que al igual que en un entramado de madera con panel estructural, en los módulos que ensayaremos, los revestimientos, gracias a su módulo de cortante, aportarán rigidez al conjunto. Para nuestro sistema es el elemento más rígido del conjunto y por tanto el más propenso a sufrir roturas en cargas elevadas.

Un detalle que no debe pasar desapercibido es que, a diferencia del entramado ligero con panel estructural, en el que las clavijas de unión, aseguran que el panel queda unido a la durmiente inferior y al testero superior, evitando su rotación sin deformarse, en los sistemas ensayados, ha de asegurarse que el revestimiento no rota independientemente del resto del conjunto, ya que no rigidizaría el conjunto del muro. Para que revestimiento y entramado de madera/fardo de paja trabajen en conjunto debe evitarse esta rotación. Esto se consigue rematando el revestimiento contra la durmiente inferior y el testero superior.

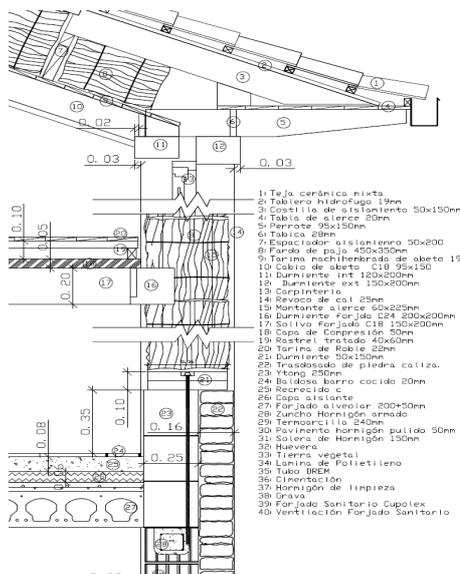


Imagen 21: Detalle constructivo (Izquierda), Imagen 3D de la parte superior del muro(derecha).



En la imagen 21 se muestra un detalle constructivo de una edificación ejecutada con un sistema constructivo similar al empleado en la construcción del módulo A. En la imagen de la derecha se observa el fresado del doble durmiente superior (interior y exterior), donde quedará alojado el revestimiento. En la parte inferior, el revestimiento descansa sobre la banqueta de sobre-cimentación. Este detalle permite que revestimiento y entramado trabajen conjuntamente.

En los módulos ensayados, el testero superior y durmiente inferior tienen una dimensión que no alcanza la totalidad del grosor del muro. Se han suplementado ambos con el fin de que el revestimiento remate contra ellos. En el lateral de los muros, también se ha suplementado los montantes hasta alcanzar el grosor de cada uno de los módulos, ya que en realidad, el revestimiento es continuo en este tipo de sistemas.



Imagen 22: Espesores antes y después del revestimiento.

- Deformación por la conexión a tracción.

Al igual que en el entramado ligero, en el caso de estos dos sistemas estudiados en el presente trabajo, también tenemos una fuerza de levantamiento en el extremo del muro, producido por el momento ocasionado por la fuerza horizontal en la dirección del plano del muro, aplicada en su máxima altura. Se deben colocar herrajes tipo Holdown para evitar el levantamiento en el extremo del muro. Como vimos en el apartado 4 (página 12), en los 2 modelos ensayados se han colocados sendos herrajes en el montante del



extremo que sufre el levantamiento. Un levantamiento del muro en el extremo, lógicamente influiría en el desplome del muro respecto a la vertical.

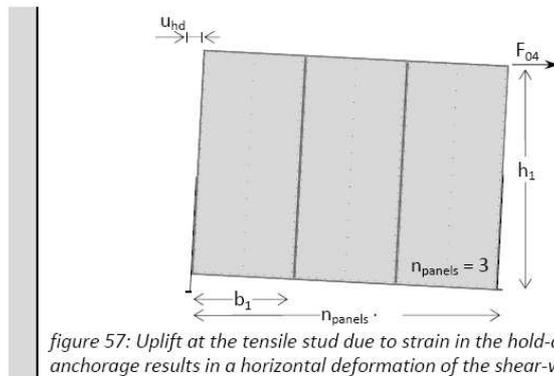


Imagen 23: Tunis Hoeskstra, 2012, “Multi-Storey timber building”.

- La tensión perpendicular a la fibra.

El montante del extremo contrario al que sufre el levantamiento sufre la mayor compresión de todos los montantes, ya que sumado a las cargas gravitacionales que soportan todos los montantes, este último, debido al efecto del momento provocado por la fuerza horizontal, soporta además una compresión extra. Los montantes ejercen una presión perpendicular a la fibra sobre las durmientes. Debe comprobarse que no se supera la resistencia de la durmiente a la compresión perpendicular a su fibra para evitar deformaciones que influirían en el desplome del muro. En el capítulo 4, en la página 12 y 17 se hace referencia a este aspecto para el módulo A y B respectivamente.

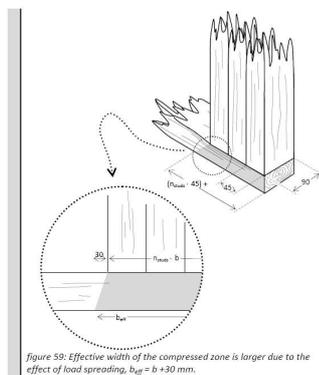


Imagen 24: Tunis Hoeskstra, 2012, “Multi-Storey timber building”.

-El deslizamiento de los conectores de cortante.

Aunque este deslizamiento no va a influir en el desplome del muro, si que puede falsear los datos del ensayo. En los sistemas estudiados, al igual que sucede en un entramado ligero de madera, puede producirse un deslizamiento entre los montantes y testero superior (Nudos 3A y 3B), los montantes y zapatas (Nudo 2A y 2B), entre las zapatas y durmientes (Nudo 1), y finalmente entre durmiente y cimentación. Deslizamiento ocasionado por la fuerza horizontal en la dirección y mismo plano del muro que aplicaremos sobre el testero superior. Debe evitarse este deslizamiento en este ensayo para que el momento ocasionado en el muro, no se vea alterado.

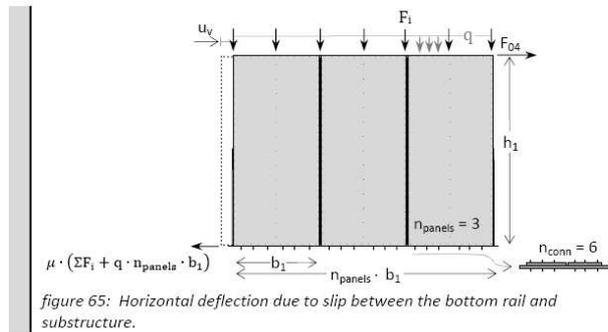


Imagen 25: Tunis Hoeskstra, 2012, "Multi-Storey timber building"

En la tabla 1 de la página 11 se muestran los coeficientes de deslizamiento para cada uno de los nudos. Siendo el más deformable el nudo 1 con un $K_{ser}=7.73\text{KN/mm}$. La fuerza máxima que aplicaremos será de 10KN, lo que puede producir un deslizamiento de 1.29mm. Para poder controlar este deslizamiento, se ha colocado un reloj comparador fijado sobre la durmiente y contra la zapata (imagen 26).



Imagen 26: Tunis Hoeskstra, 2012, "Multi-Storey timber building"

-La deformación axial de los montantes.

Serían necesarias grandes cargas para producir una deformación en longitud de los montantes, para que supusieran una influencia en la deformación del conjunto de los módulos ensayados.

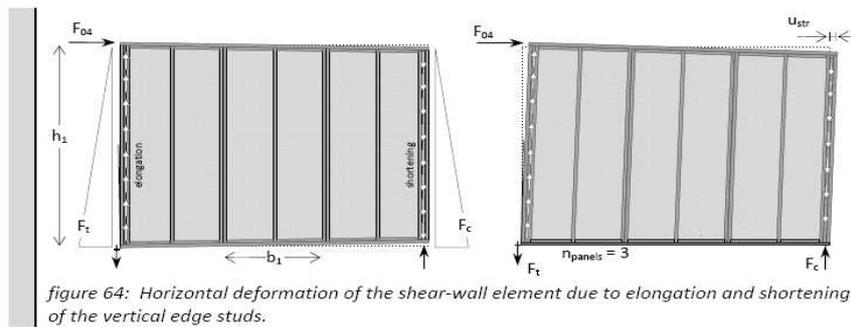


Imagen 27: Tunis Hoekstra, 2012, "Multi-Storey timber building"

Aunque todos esos factores influyen en la deformación global de los módulos, pensamos que lo más determinante es la rotación del panel (revestimientos) por el deslizamiento de las uniones que lo unen al conjunto y la propia deformación del panel. Siendo conscientes de la dificultad de aislar un único factor, no podemos asegurar, mediante los ensayos realizados, cual de todos ellos es el más determinante, solamente la rigidez que aporta el conjunto.



7 Resultados.

7.1 Resultados del ensayo de módulos sin revestir.

Para poder cumplir con los dos primeros objetivos del trabajo, se han realizado dos ensayos en los que se ha obtenido la rigidez de los muros con y sin revestimiento.

En el ensayo de los dos módulos sin revestimientos realizado en 10/06/2020, se obtuvieron los siguientes datos Carga/Deformación. El gráfico 1 y 2 muestra la curva de deformación para cada uno de los dos sistemas constructivos.

DATOS DE MODULO A: SISTEMA DE COLUMNAS.

		Deformación en Carga		Deformación en reposo	
		instante 0	5 minutos	instante 0	5 minutos
		SERIE1	SERIE2	SERIE3	SERIE4
CARGA EN EL PLANO DEL MURO (N)	0	0	0	0	0
	145	0,62	0,63	0,18	0,16
	290	1,41	1,45	0,98	0,88
	445	3,87	3,9	1,88	1,81
	605	5,23	5,28	2,48	2,36
	735	8,68	8,75	4,46	4,29
	885	12,36	12,43	6,8	6,48
	1045	18,92	19,01	11,3	10,38
			DEFORMACION (mm)		

Tabla 2: Resultados Módulo A sin revestir.

DATOS DE MODULO B: SISTEMA CUT MODIFICADO.

		Deformación en Carga		Deformación en reposo		
		instante 0	5 minutos	instante 0	5 minutos	
		SERIE1	SERIE2	SERIE3	SERIE4	
CARGA EN EL PLANO DEL MURO (N)	0	0	0	0	0	
	175	1,22	1,28	0,82	0,79	
	355	4,14	4,17	2,93	2,87	
	445	4,82	4,86	3,21	3,12	
	630	9,39	9,44	6,43	6,27	
	725	12,63	12,68	8,98	8,74	
	890	20,42	20,5	17,13	17,06	
			DEFORMACION (mm)			

Tabla 3: Resultados Módulo B sin revestir.

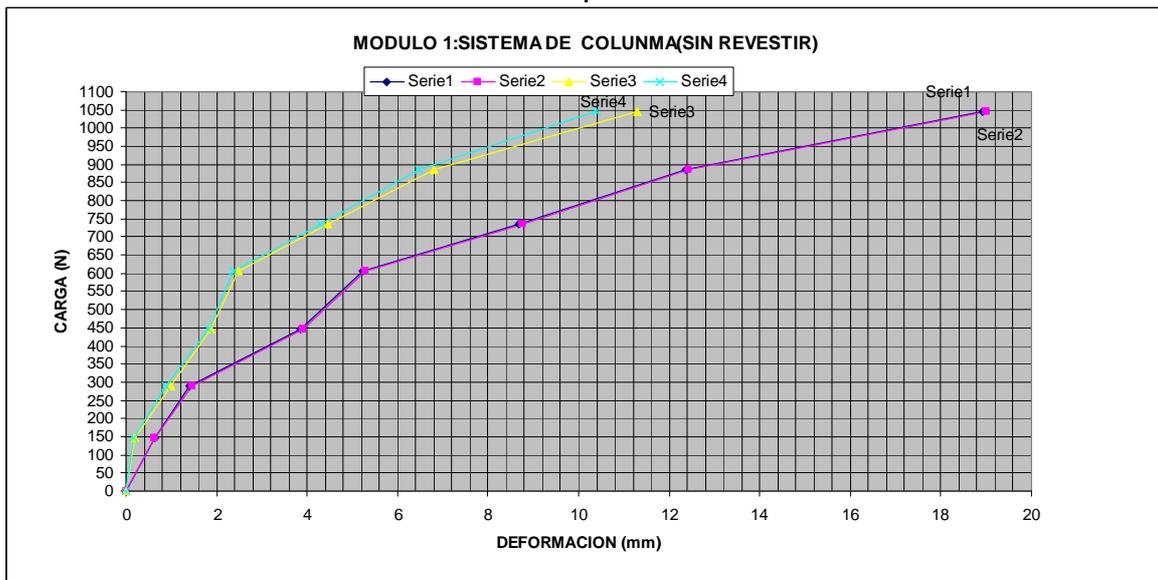


Gráfico 1: Resultados ensayo Módulo A sin revestir.

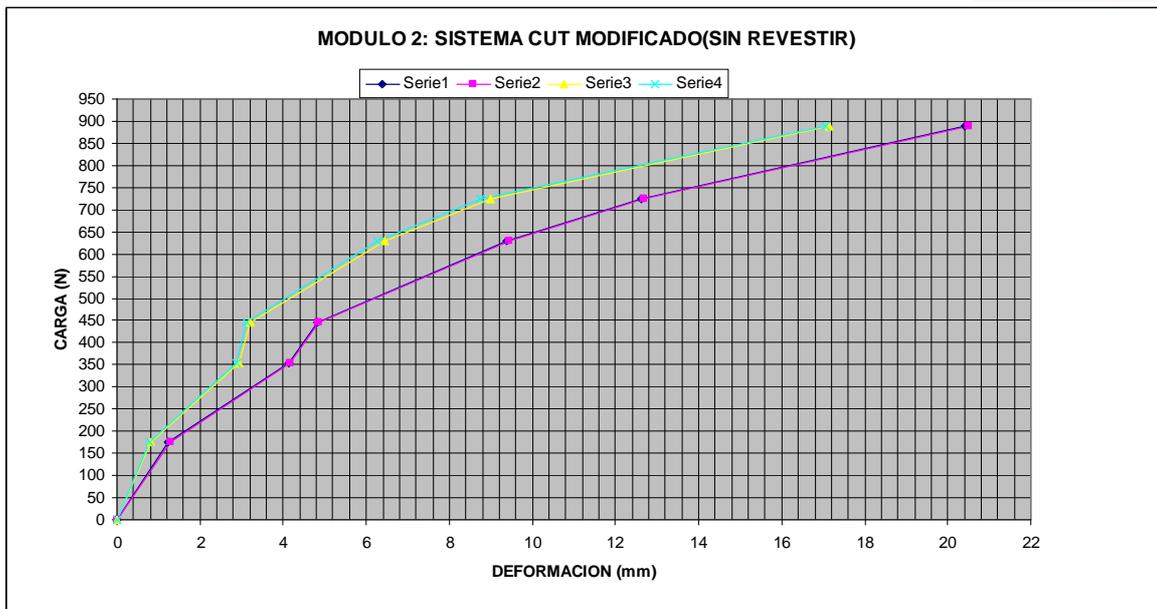


Gráfico 2: Resultados ensayo Modulo B sin revestir.



Imagen 28: Módulo, Sistema de columnas modificado.



Imagen 29: Módulo 2, Sistema CUT



Imagen 30: Modulo A, carga final



Imagen 31: Modulo A, deformación inicial en carga.



7.2 Resultados del ensayo de módulos revestidos.

En el ensayo de los dos módulos, con revestimientos, realizado en 10/07/2020 y el día 11/07/2020, se obtuvieron los siguientes datos Carga/Deformación. El gráfico 3 y 4 se muestra la curva de deformación para cada uno de los dos sistemas constructivos.

DATOS DE MODULO A: SISTEMA DE COLUMNAS.

	Deformación en Carga		Deformación en reposo	
	instante 0	5 minutos	instante 0	5 minutos
	SERIE1	SERIE2	SERIE3	SERIE4
0	0	0	0	0
470	0,2	0,22	0,11	0,09
650	0,43	0,43	0,18	0,17
940	0,9	0,94	0,37	0,32
1340	1,5	1,57	0,6	0,53
1665	2,22	2,3	0,95	0,88
1980	2,9	2,99	1,08	0,98
2540	3,94	4,03	1,73	1,5
2905	4,52	4,53	1,85	1,68
3305	5,3	5,35	2,23	2
3690	5,91	5,98	2,54	2,32
3980	6,67	6,74	2,91	2,61
4480	7,73	7,86	3,34	3,07
4810	8,67	8,72	3,75	3,47
5160	9,52	9,65	4,17	3,81
5500	10,49	10,68	4,57	4,24
6150	12,23	12,53	5,47	5,05
6600	13,95	14,27	6,11	5,66
7450	16,99	17,29	7,4	6,83
8720	22,01	22,28	9,8	8,93
10000	27,98			
	DEFORMACION (mm)			

Tabla 4: Resultados Módulo A con revestimientos.

DATOS DE MODULO B: SISTEMA CUT MODIFICADO.

	Deformación en Carga		Deformación en reposo	
	instante 0	5 minutos	instante 0	5 minutos
	SERIE1	SERIE2	SERIE3	SERIE4
0	0	0	0	0
400	0,2	0,22	0,1	0,1
700	0,44	0,46	0,17	0,15
970	0,73	0,75	0,27	0,25
1415	1,22	1,2	0,47	0,43
1750	1,75	1,73	0,62	0,54
2000	2,17	2,15	0,79	0,69
2280	2,63	2,69	0,87	0,76
2500	4,65	4,66	2,06	1,97
2930	4,81	4,87	2,02	1,94
3350	5,23	5,31	2,03	1,84
3735	5,85	5,9	2,13	1,98
4210	6,21	6,27	2,33	2,24
4650	6,73	6,88	2,42	2,2
5010	7,36	7,5	2,58	2,38
5450	8,15	8,3	2,83	2,85
6020	9,35	9,55	3,5	3,16
6750	11,04	11,19	3,86	3,5
7500	12,6	12,86	4,8	4,54
	DEFORMACION (mm)			

Tabla 5: Resultados Módulo B con revestimientos.

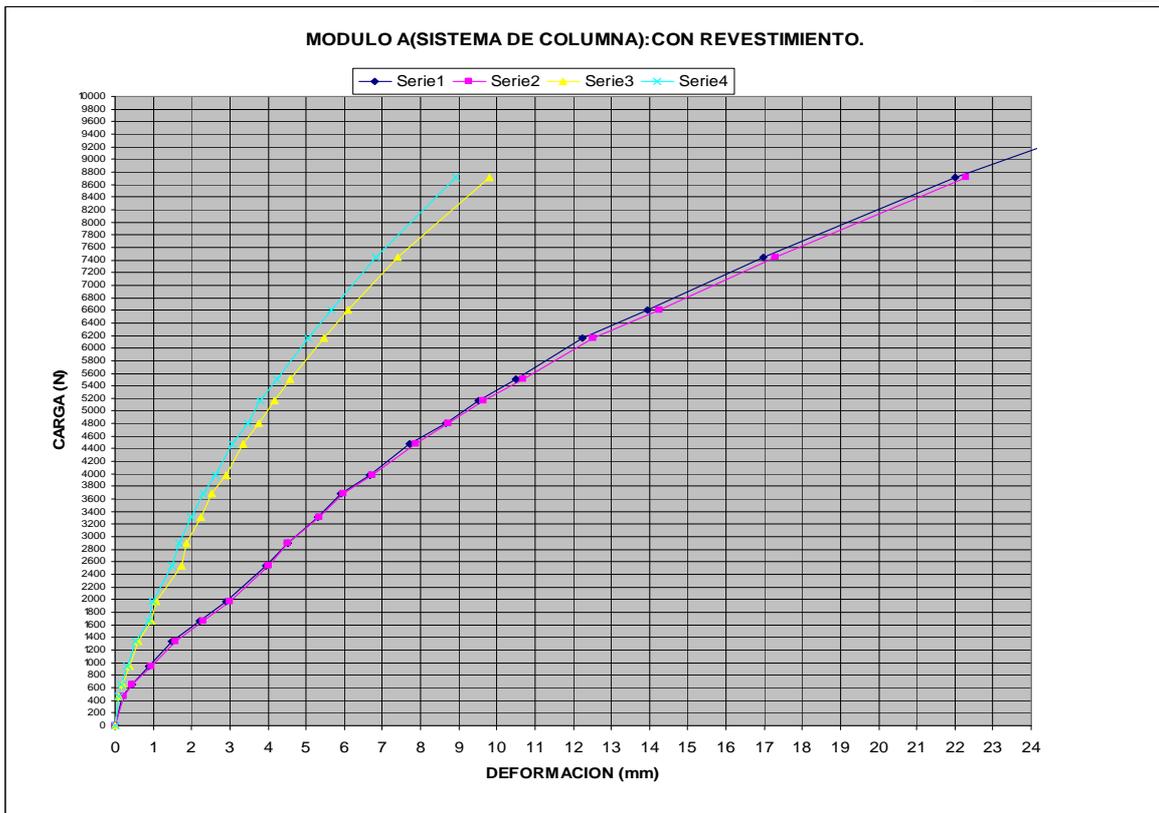


Gráfico 3:Resultados ensayo Modulo A revestido.

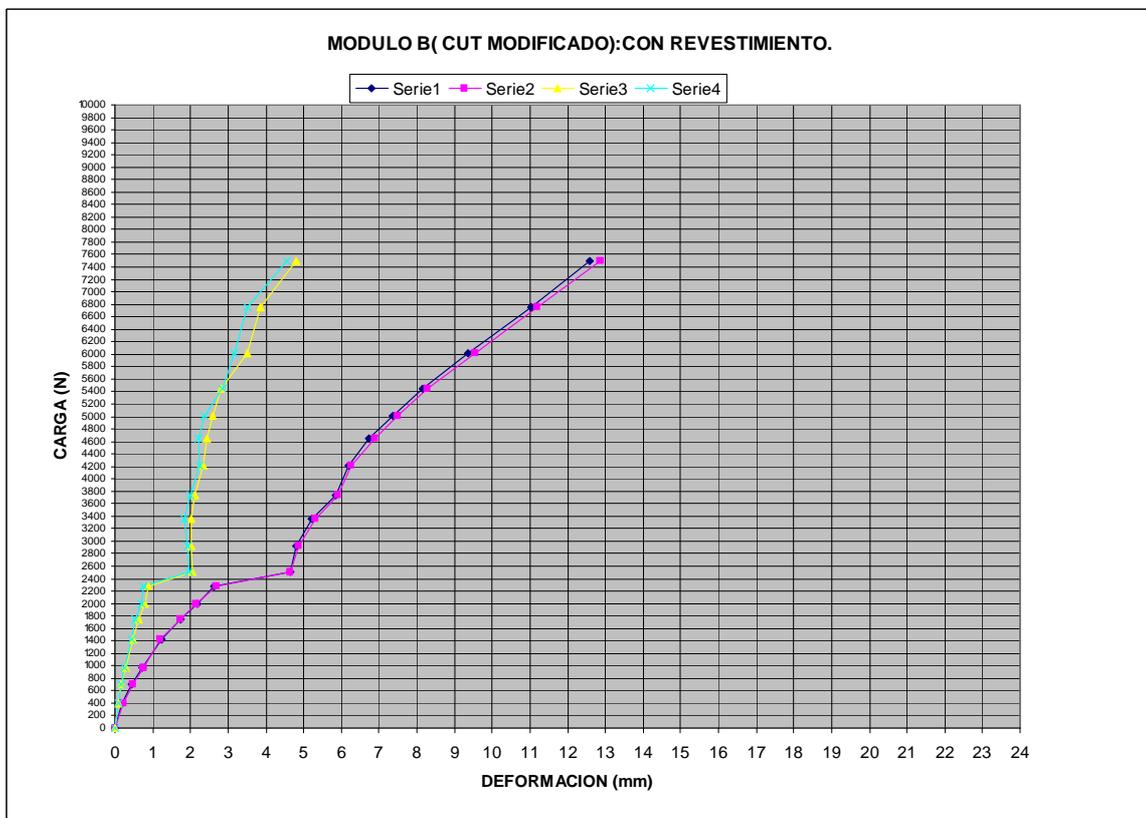


Gráfico 4: Resultados ensayo Modulo B Revestido..



Imagen 32:Modulo A, con revestimiento.



*Imagen 33:Modulo B con revestimiento
Deformación Instantánea 8.15mm.*



Imagen 34:Modulo A, Carga 872Kg, deformación instantánea 22mm.



7.3 Rigidez del muro con revestimientos.

Con los resultados del ensayo se puede calcular la rigidez del muro para estos dos sistemas propuestos.

Este valor se toma para deformaciones que están dentro de la limitación a deformaciones horizontales que establece la normativa. El documento CTE SE (Capítulo 4, sección 4.3, apartado 4.3.3.2, punto 1) nos limita el desplazamiento horizontal, cuando se considera la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por estos desplazamientos, tales como tabiques o fachadas rígidas, ante cualquier combinación de acciones característica, casi permanente, a 1/250, para el desplome local de planta. Para una altura de planta estándar significa una deformación horizontal de 10mm. Los módulos ensayados tienen una altura de 2m, por tanto la limitación del desplome será de 8mm.

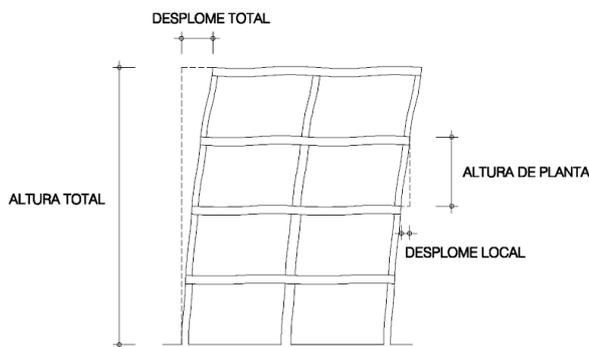


Figura 4.1 Desplomes

Imagen 35: CTE SE2, apartado 4.3.3.2 Desplazamientos horizontales

$$\text{Rigidez del Muro del Modulo A cuando la deformación es } 1/250 \quad R = \frac{4533\text{N}}{8 \text{ mm}} = \boxed{566.7 \text{ N/mm}}$$

$$\text{Rigidez del Muro del Modulo B cuando la deformación es } 1/250 \quad R = \frac{5285\text{N}}{8\text{mm}} = \boxed{660.6 \text{ N/mm}}$$



8 Modelizado en Dlubal.

En el artículo *Tunis Hoeskstra, 2012, "Multi-Storey timber building*, se evalúa la rigidez teórica de un muro de entramado ligero con panel estructural, mediante el análisis pormenorizado de todos los factores que se definen en el apartado anterior. En el eurocódigo 5 (UNE-EN -1-1:2016, apartado 9.2.4.1, párrafo 4), se indica que la determinación de la resistencia al descuadre del muro debe determinarse mediante ensayo de acuerdo con la Norma Europea EN 594 o por cálculo. Careciendo de los datos necesarios para poder hacerlo mediante un cálculo para los módulos objeto de este trabajo, se han planteado los ensayos presentados en este trabajo, para determinar la rigidez de los módulos. La norma que los regula (EN-594:2011) no es de aplicación para este caso, ya que los revestimientos no son paneles estructurales propiamente. Sin embargo el comportamiento del conjunto como ya hemos visto es similar. Se ha intentado respetar los más posible esta Norma Europea, pero también se han incluido procedimientos de la norma Americana ASTM E72 (Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction). Hay que tener en cuenta que en ambos ensayos, en ensayo se lleva hasta la rotura de las muestras. En los ensayos que se han planteado en este trabajo, como ya se dijo en los objetivos, la limitación de la deformación es un criterio prioritario, y no es necesario llevar las muestras hasta la rotura para cumplir con el objetivo principal. Sería interesante no obstante, en siguientes investigaciones, plantear los ensayos según indican estas normas para poder elaborar una curva de comportamiento de los módulos ensayados más completa.

Elaborar un modelo para el cálculo de la estabilidad general del edificio, teniendo en cuenta todos los factores implicados sería muy complicado. En el citado artículo (*Tunis Hoeskstra, 2012, "Multi-Storey timber building*) se plantea una alternativa que simplificaría el modelo en gran medida, se trata de sustituir todo este procedimiento por una diagonal de rigidez equivalente. Dentro del concepto de rigidez del muro ya están incorporados todos los factores que inflúan en la deformación horizontal del muro, anclajes de tracción, modulo de cortante, modulo de elasticidad...etc. La diagonal equivalente k_R esta definida por la rigidez del muro y la geometría de éste exclusivamente.

Rigidez de la diagonal equivalente (k_R)

$$k_R = \left(1 + \frac{h^2}{b^2} \right) R$$

- R Rigidez horizontal del muro
- h Altura del muro
- b Longitud del muro

Donde: $b = n \text{ paneles} \cdot b_1$

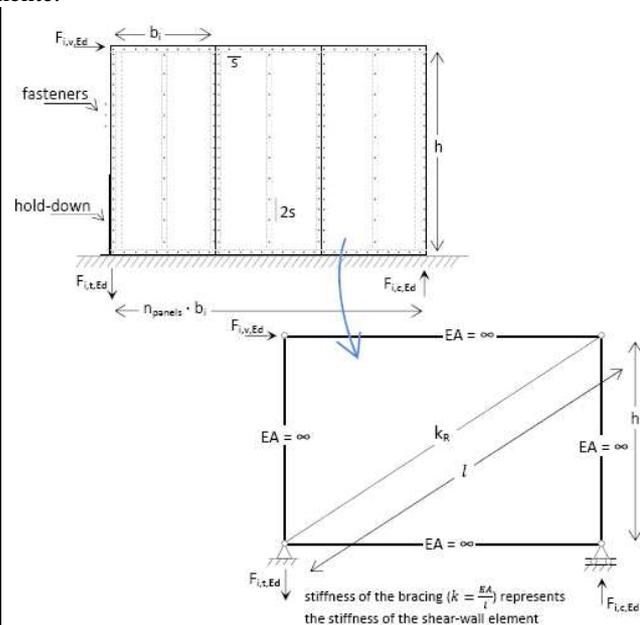


Imagen 36: *Tunis Hoeskstra, 2012, "Multi-Storey timber building*.

En el artículo se desarrolla y justifica esta fórmula y se llegó a la conclusión que esta fórmula es válida no solo para el módulo ensayado, con las dimensiones del mismo, sino también para todo el conjunto de un muro formado por n paneles (módulos).

De los resultados obtenidos del segundo ensayo, el realizado a los módulos con su revestimiento, se ha obtenido el valor de la rigidez horizontal del muro:



Modulo A $R_A = 566.7 \text{ N/mm}$

Módulo B $R_B = 660.6 \text{ N/mm}$

La diagonal equivalente, para los **módulos** formados por **dos columnas** de paja, aplicando la fórmula mostrada (imagen 36) tiene como resultado una Rigidez equivalente de:

Modulo A	donde/ $h=2\text{m}$, $b=1.90\text{m}$	$K_{RA} = 2.10 * R_A = 1190 \text{ N/mm}$
Modulo B	donde/ $h=1.97\text{m}$, $b=1.89\text{m}$	$K_{RB} = 2.08 * R_B = 1374 \text{ N/mm}$

Si el modelizado se va a realizar por **módulos** compuestos por una **única columna** de balas de paja, el resultado obtenido para la rigidez del muro en el ensayo, hay que dividirla entre dos (ya que en el ensayo se disponía de dos columnas en cada módulo). Por tanto la diagonal equivalente en este caso es:

Modulo A	donde/ $h=2\text{m}$, $b=0.95\text{m}$	$K_{RA} = 5.43 * R_A = 1539 \text{ N/mm}$
Modulo B	donde/ $h=1.97\text{m}$, $b=0.945\text{m}$	$K_{RB} = 5.30 * R_B = 1751 \text{ N/mm}$

Un detalle que hay que tener en cuenta a la hora de modelizar, es, que es necesario modelizar las barras que forman los montantes testeros y durmientes como barras de una rigidez infinita, de tal manera que las cargas gravitacionales que introduzcamos en el modelo, no produzcan deformaciones por flexión que afecten a la diagonal equivalente. Por tanto este modelo nos servirá exclusivamente para estudiar la estabilidad general del edificio, no para el estudio de las barras frente a sus sollicitaciones.

Si el modelizado se realiza con Dlubal, programa de elementos finitos que permite introducir barras con diferentes propiedades, al material asignado a la estructura de madera se le debe modificar el módulo de elasticidad dándole un valor muy elevado, y la diagonal equivalente se introduce como una barra tipo “muelle”, con una rigidez axial $C_{1,1} = K_R$ calculado anteriormente.

De esta manera el modelo se deformará horizontalmente tal y como se han comportado los módulos ensayados en laboratorio.



8.1 Ejemplo de modelizado.

En el imagen 37 se observa el módulo ensayado con un muelle incorporado del valor de la diagonal equivalente (K_R) obtenida mediante los cálculos expuestos en el capítulo 8, donde se ha aplicado en la cabeza del muro, la carga misma carga que se aplicó en el ensayo realizado. Se produce en este modelizado una deformación de 8mm en la dirección y plano de la aplicación de la carga, tal y como sucedió en el ensayo. Este módulo se pueden replicar para formar las paredes de una edificación y aplicándole las cargas de viento en paredes y cubierta, estudiar la estabilidad general del edificio.

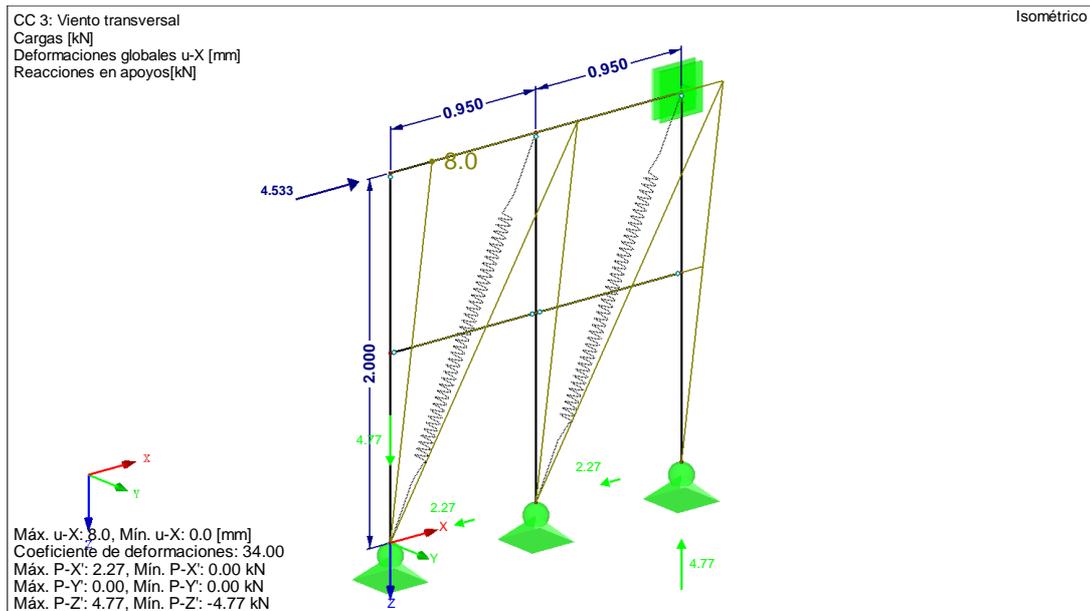


Imagen 37: Modelizado del Módulo A ensayado

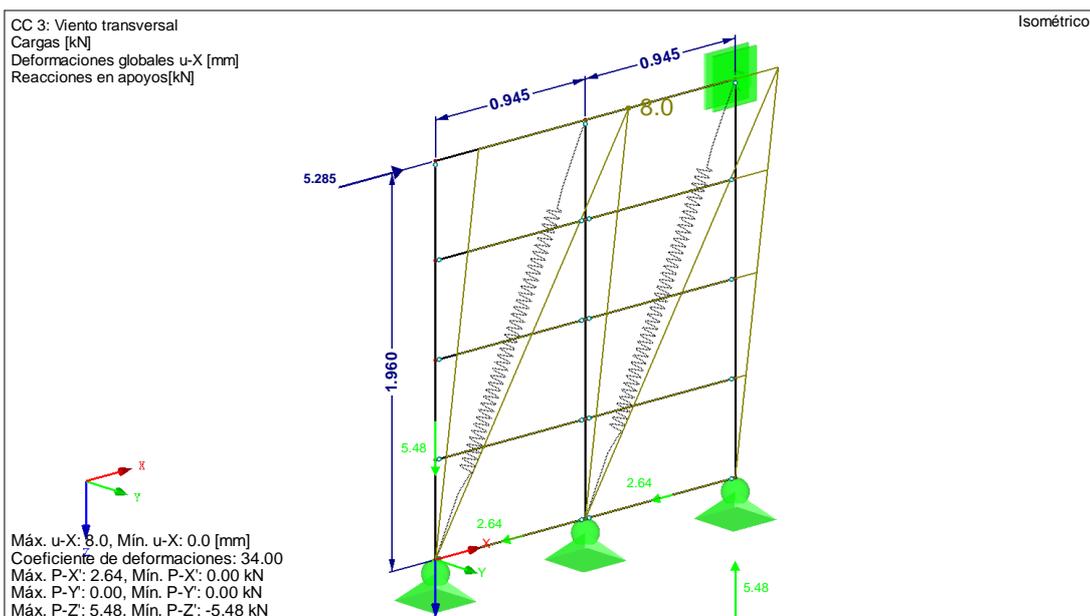


Imagen 38: Modelizado del Módulo B ensayado



A modo de ejemplo práctico, y al margen de los objetivos expuestos en el segundo capítulo, se propone, estudiar la estabilidad de un edificio de una planta de 9.5 m de longitud y 6.65 m de anchura, cuyos muros están contruidos con el sistema constructivo de columna, el sistema B de este trabajo. La altura de los muros es de 2.5m y la de la cumbra 3.3m. La cubierta es a dos aguas con una pendiente del 30%. Las cargas aplicadas vienen definidas por el Documento Básico SE-AE del CTE. El edificio está situado en una zona climática de invierno 2 (Anejo E del DB SE-AE) a 540m de altitud, y con un valor básico de velocidad del viento correspondiente a una zona C (Anejo D del DB SE-AE) con un grado de aspereza del entorno correspondiente a una categoría II (Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia). En la imagen 39, se observa el modelo realizado con el programa de cálculo matricial Estrumad, que se ha empleado para calcular la incidencia en los muros transversales del viento en la fachada longitudinal y cubierta.

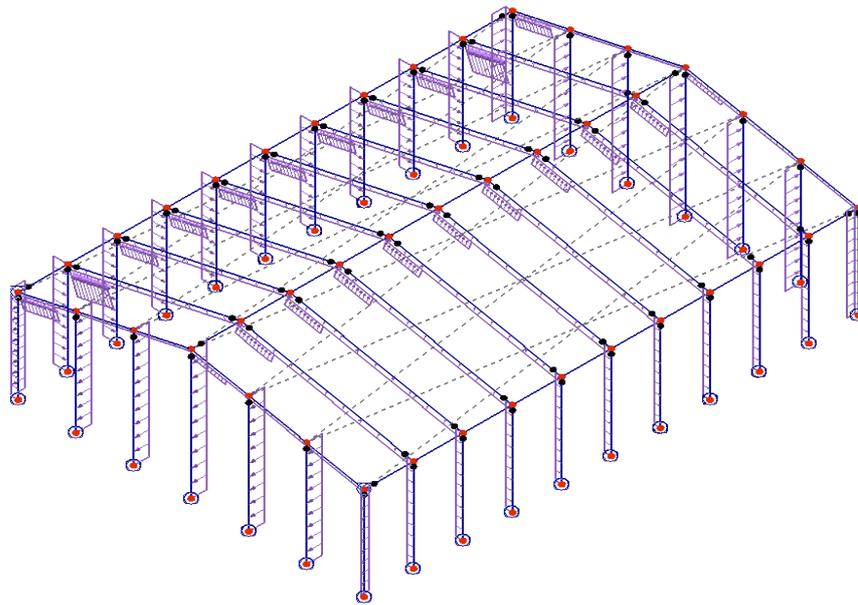


Imagen 39: Viento Hipótesis de viento transversal.

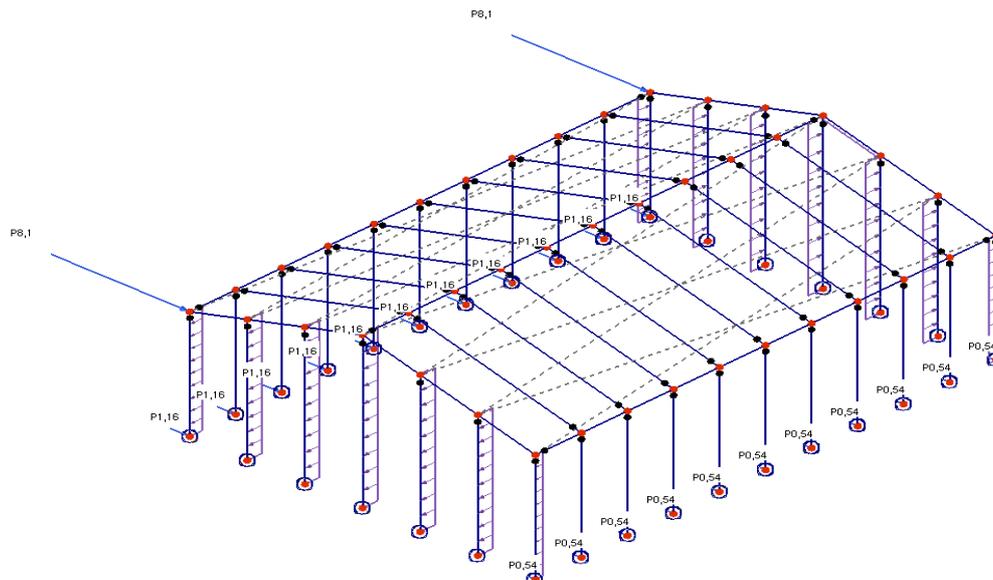


Imagen 40: Carga puntual sobre fachada transversal como resultante de la incidencia de la hipótesis de viento en fachada longitudinal.



Se ha hecho la misma operación con una hipótesis de carga sobre la fachada transversal y su incidencia como una carga puntual en la fachada longitudinal. Se ha modelizado el edificio con el programa de elementos finitos Dlubal. Por simplificar el ejemplo mostrado, solamente se tienen en cuenta estas dos hipótesis con sus cargas puntuales. Solamente se han modelizado los muros del edificio, incorporando eso sí ciertas aberturas en estos muros, eliminando los muelles en dichas aberturas. El resultado del desplome de las fachadas en ambos planos se puede apreciar, en las imágenes 41 y 42.

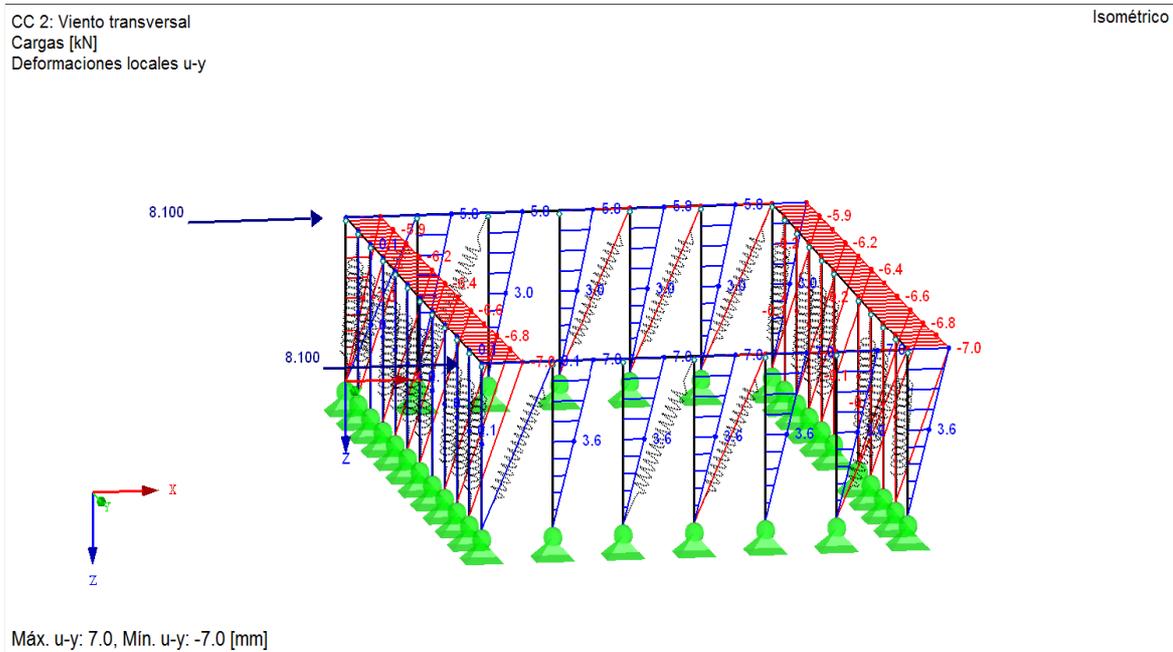


Imagen 41: Desplazamiento en Hipótesis de Viento transversal.

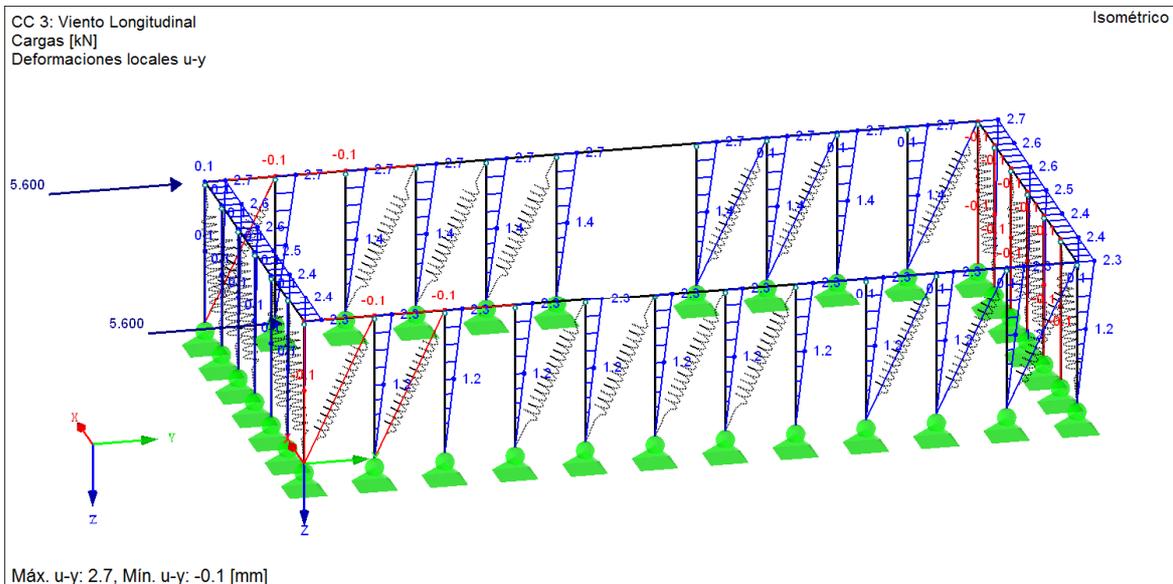


Imagen 42: Desplazamiento en Hipótesis de Viento longitudinal.

Teniendo en cuenta que la limitación normativa permite un desplazamiento horizontal de 10mm (1/250), como ya se comentó en la página 34 del presente documento, el sistema resulta lo suficientemente rígido en este caso.



9 Conclusiones y discusión.

Consideramos que se han cumplido satisfactoriamente los objetivos planteados en el capítulo dos del presente trabajo. Habiéndose obtenido la rigidez del muro con revestimiento a través del ensayo realizado a los dos módulos propuestos, al igual que se ha obtenido la rigidez del muro sin revestimientos y se ha elaborado una completa guía de montaje para estos dos sistemas constructivos.

La obtención de la rigidez del muro de estos dos sistemas constructivos, y el empleo de la diagonal equivalente para proporcionar la rigidez del muelle en el modelizado de los muros mediante Dlubal, ha resultado una herramienta eficaz para predecir la estabilidad de la edificación frente acciones horizontales (viento) que le puedan afectar. Somos conscientes que la obtención de datos de fatiga del muro frente a estas solicitaciones, mediante ensayos con cargas cíclicas hubiera ayudado a comprender mejor los sistemas propuestos y puede ser una línea de investigación para próximos trabajos.

La rigidez del muro obtenida mediante los ensayos resulta ser suficiente para que un edificio de una planta en un entorno expuesto a vientos importantes (grado de aspereza II) resulte estable, tal y como se pudo concluir tras la aplicación del método empleado (de la diagonal equivalente) para el cálculo en el ejemplo que se ha modelizado en el capítulo 8. Queda abierto el camino para plantear edificaciones de dos plantas o más sin la necesidad de arriostramientos suplementarios, para su cálculo en próximos trabajos, valiéndonos de los datos obtenidos y una apropiada geometría del edificio.

Los resultados muestran, que la rigidez de los muros revestidos es mucho mayor que la que tienen los muros sin revestir. Del orden de más de 6 veces mayor para el módulo A y 9 veces mayor en el módulo B. Ello nos permite afirmar que es la presencia de revestimientos lo que dota fundamentalmente de rigidez a los sistemas estudiados.

En mucha menor medida los fardos aportan cierta rigidez al sistema. Esta rigidez queda demostrada en el primero de los dos ensayos realizados en el presente trabajo, donde han sido ensayados los módulos sin revestimientos. Un factor que aporta esta pequeña rigidez es la compresión que se les aporta a los fardos, cuando se construyen los módulos, del 10% para en el módulo A y en torno al 8% para el módulo B (página 14 y 20), produce un aumento en el rozamiento entre fardos que provoca cierta resistencia a que los fardos se desplacen uno sobre el otro al ser sometidos por un cortante en su plano. La fuerza de rozamiento está en función de la rugosidad de la superficie, la presión con la que se unen ambas superficies (fardo contra fardo) y el área implicada en esta fricción. Por ello, cuanto mayor es la presión y mayor el área de contacto entre los fardos, mayor es la fuerza necesaria para producir el desplazamiento horizontal entre fardos. Esto puede explicar de alguna manera, la menor rigidez del muro observada para el módulo B, construido con el sistema CUT Modificado, donde el número de superficies en contacto, el área implicada y la presión entre ellas es menor que en el sistema de columnas.

Por otro lado, la resistencia de los fardos a seguir siendo comprimidos se contrapone a este cortante producido externamente, que en definitiva produce una mayor compresión en los fardos a través de las superficies de los montantes, testeros superiores y durmientes.

A pesar de todo lo expuesto, la aportación que supone a la rigidez del sistema, por parte de este factor de compresión, es mínima, por lo que se deduce de la comparativa entre módulos con y sin revestimientos. Sabiendo que el aumento de compresión de los fardos al alojarlos dentro de los bastidores, supone una complicación constructiva, mayor en el Módulo de Columna que el sistema CUT Modificado, y su mínimo aporte de rigidez al conjunto, estaría justificado elaborar los módulos de estos dos mismos sistemas constructivos con un menor aporte de compresión durante el montaje, simplificándolo en gran medida, lo cual debería ensayarse en trabajos de investigación venideros.

La rigidez de los muros sin revestimiento, en términos generales, resulta deficiente, para que las deformaciones que se pueden producir durante la fase montaje se encuentren dentro de los límites que exige la normativa vigente. En el montaje de la estructura, es habitual ir incluyendo medios auxiliares de arriostramiento que ayudan a que no se produzcan desplomes, a pesar de que no afectan cargas horizontales debido a la ausencia de paños de fachada que recojan las cargas. Desplomes producidos por una posible excentricidad en las cargas gravitatorias. Sin embargo, durante el periodo que dura el secado de los revestimientos pueden sobrevenir cargas horizontales similares a las que el edificio debe soportar a lo largo



de su vida útil, por a la presencia ahora si de los paños de fachada. Por tanto es aconsejable mantener el arriostramiento del edificio con elementos provisionales hasta el completo curado de la capa de revestimiento a base de Arcical.

Nos ha llamado la atención, que pese que el módulo A sin revestir tuvo, como ya se ha comentado, un mejor resultado en el primer ensayo, en el segundo, el ensayo con los módulos revestidos, se invierte este resultado. Resulta, sin el menor género de dudas, más rígido el módulo B. Siendo el espesor del revestimiento igual en ambos casos, intuimos que debe ser el anclaje del revestimiento a la bala de paja la que determine esta diferencia observada.

En el módulo A, debido a la orientación de las fibras, como ya se explico en la página 18, la capa de imprimación puede penetrar más profundamente. Además el agrupamiento de las fibras en torno a los huecos creados con los dedos refuerza su capacidad de tracción. Pese a este mejor anclaje de la capa de revestimiento en las balas de paja, su resistencia ha sido menor. La respuesta a la mayor capacidad del módulo B puede estar en los nervios que se crean con el engrosamiento del revestimiento que se produce en los rebajes que quedan en la superficie del muro por la presencia de los rástreles horizontales y el montante vertical (Imagen 43).



Imagen 43: Bajo relieve ocasionado por los rástreles.

El bajo relieve de en torno a 30-40mm de profundidad respecto al plano del muro, queda macizado por la capa de revestimiento formando un engrosamiento de esta, que solidariza la bala al revestimiento, haciendo que la rigidez de éste se transmita de manera más eficaz al sistema.

Los dos sistemas han resultado bastante más rígidos de lo esperado. En los ensayos realizados anteriormente con módulos construidos según el sistema constructivo CUT (Bonnardon, S; et al. (2010). *Cellule Sous Tension. Etude des cacacités structrelles des mur*), para módulos de 1.5m de alto por 2.2 m de base, se obtuvo un desplome del muro de 7.5mm con una carga horizontal en la cabeza del muro de 330 Kg. El cálculo de su **K_R** según lo expuesto en el capítulo de 8 para estos módulos es de :

$$\mathbf{K_R = 642 \text{ N/mm.}}$$



El valor para el sistema CUT Modificado ensayado en este trabajo, recordamos que proporcione:

$K_R = 1751 \text{ N/mm}$.

Esta gran diferencia en la capacidad de arriostamiento entre los módulos ensayados en trabajos anteriores del CUT original y CUT modificado (Austriaco) ensayado en este trabajo, pueden deberse en parte a las ligeras diferencias constructivas, una de las más importante es que los revestimientos en este trabajo anterior son con arcilla, arena y paja, mientras que en el presente trabajo además se ha incorporado cal de una manera determinante. Deberían hacerse ensayos con diferentes tipos de revestimientos en próximos trabajos para observar cuales son las diferencias que se aprecian y su influencia en el conjunto de la rigidez del muro.

El dimensionamiento del dispositivo de carga, tenía como referencia este trabajo anterior (Bonnardon, S; et al. (2010). *Cellule Sous Tension. Etude des capacités structurales des mur*), y fueron las cargas que se habían aplicado en este ensayo la base de su dimensionamiento. La capacidad del dispositivo resultó insuficiente para poder efectuar el ensayo con los muros revestidos de los módulos construidos para este ensayo. Iniciado el ensayo del módulo B (que se ensayó primero), vista la rigidez que venía mostrando el módulo por los datos que se iban recogiendo, se optó por suplementar el dispositivo de carga con un polipasto de cadena de mayor capacidad. Con este dispositivo se pudo llegar a traccionar los módulos hasta con 1000 kg. Permitiéndonos elaborar una curva de deformación más completa, y sobre todo llegar a proporcionar una carga suficiente para cumplir con nuestro objetivo fundamental, obtener la carga necesaria para producir un desplome del muro de 1/250 (8mm).



Imagen 44: Polipasto de cadena de mayor capacidad.

Ha de observarse que tras la incorporación del nuevo polipasto, en la primera aplicación de la carga, debido al desconocimiento de la sensibilidad del mecanismo, se produjo un tirón de en torno a 400 kg en lugar de la carga que le correspondía de 250Kg. Esto ha producido una distorsión en la curva de deformación que puede observarse en el gráfico (gráfico 5). En el mismo se ha dibujado la curva tal y como pudiera haberse dibujado con unos datos sin esta distorsión. Lo más lógico sería repetir el ensayo, pero ello implicaría prolongar el ensayo durante otro mes por lo menos, cosa que resulta incompatible con la fecha de entrega del trabajo. En trabajos posteriores se puede plantear repetir este ensayo por verificar la curva (en rojo) que se propone en el gráfico 5.



Para el objetivo concreto de este trabajo, donde el rango de carga que nos interesa es el que produce una deformación de 8mm, la curva ya ha recuperado la directriz propuesta, por lo que consideramos los resultados obtenidos satisfactorios.

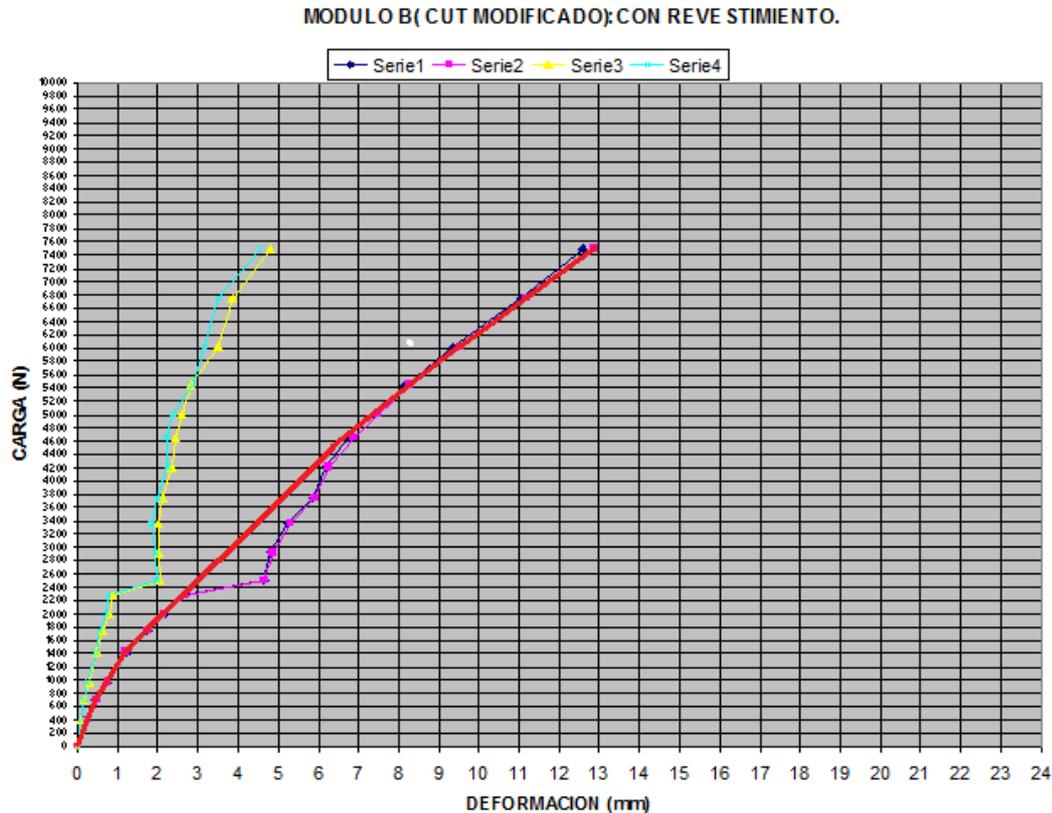


Gráfico 3: Resultados ensayo Modulo A revestido.

El comportamiento de los módulos resulta bastante elástico por lo menos para las cargas que hemos sido capaces de proporcionar con el dispositivo de carga. En los gráficos se observa que en estos rangos de carga no hay una gran variación en la pendiente de la curva de deformación. Si que se puede apreciar, a parte de su menor pendiente (menor rigidez) del módulo A, que con una deformación de 12 mm la curva comienza cambiar levemente de tendencia, mientras que en el módulo B en esta misma deformación por lo menos, no se aprecian cambios. Además hay que señalar por otra parte, que la recuperación de la deformación al eliminar la carga es algo mayor para el módulo B. En definitiva podemos concluir que el módulo B tiene un comportamiento más elástico que el A.

Hemos constatado, comparando las gráficas de deformación de los módulos con y sin revestimientos, que el comportamiento de los módulos revestidos es mucho más elástico, ya que cuando se elimina la carga recupera más del desplome ocasionado. Parece lógico que sea la presencia de los revestimientos y la rigidez que aportan al sistema los responsables de esta mayor recuperación. Entre los módulos A y B, este último es, el que más rígidamente se comporta como ya se ha comentado, pero también resulta el más elástico de entre los dos. Esto puede significar que los enlaces entre revestimientos y fardos son los responsables de esta mejoría.

Queda por último comentar, que durante los ensayos, en el rango de cargas a los que han sido sometidos los módulos para deformaciones a las cuales limita la norma, no se producen daños en la apariencia ni en la integridad de los muros. Más aun, llevando la carga por encima de estos rangos, en ninguno de los revestimientos de los dos módulos ensayados, se produjeron fisuras, ni se prolongaron las fisuras de secado existentes, para ningún estadio de carga. Únicamente se apreciaron fisuras por compresión en el extremo inferior del módulo A, en el último caso de carga, con una deformación horizontal de 22mm (imagen 43), En la imagen se observa que los revestimientos están comprimidos debido al vuelco del muro.



Es el lugar donde la durmiente sufre una mayor compresión perpendicular. En el extremo contrario, se aprecian en los testigos colocados para comprobar los movimientos, roturas por tracción por el levantamiento en esta zona, es la zona donde se colocó el holdown (Imagen 44). Esta rotura de los testigos no implica daño en los revestimientos, y suceden con cargas relativamente bajas, a partir cargas superiores a 369Kg (estadio de carga 10)

En el módulo B en el que solo se le aplico un máximo de 750Kg, no se apreciaron ningún tipo de daño en los revestimientos, pero la chapa de tracción colocada en la unión entre montante y testero superior sufrió durante esta carga máxima un giro debido al cortante. Esta chapa como ya se comentó en el capítulo 4 (página 13), solo va anclada sobre un testero superior cuando en los sistemas convencionales el sistema consta de doble testero, lo que mejora esta unión (Imagen 45).



Imagen 43: Zona inferior (aplastamiento) esquina bajo la aplicación de la tracción.



Imagen 44: Zona inferior(levantamiento), esquina opuesta a la de la aplicación de la tracción.



Imagen 45: Chapa metálica girada por cortante entre testero y montante.



10 Bibliografía.

10.1 Normativas y fichas técnicas de materiales.

- ASTM E72 (Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction).
- Cal Hidráulica Saint Astier. NHL5: <http://www.calhidraulica.es/>
- Documento Básico SE-AE. Seguridad estructural. Acciones en la edificación (2009).
- Documento Básico SE. Seguridad estructural. SE 1 y SE 2 (2009).
- Documento Básico SE-M. Seguridad estructural. Madera (2009).
- Documento Básico SE-A. Seguridad estructural. Acero (2006).
- European Technical Assessment ETA-19/0072 of 2019-02-01. HECO HSO POWER CUT: <https://www.hecohsi.com/descargas/>
- European Technical Assessment ETA-11/0284 of 25 August 2016. HECO POWER FIX: <https://www.hecohsi.com/descargas/>
- NF B52-001-1-2018.
- UNE-EN 10219-1-1998.
- UNE-EN 594-2011.
- UNE-EN 10025:2004
- UNE-EN 338-2016.
- UNE-EN 1995-1-1-2016
- UNE-EN 14081-2-2019

10.2 Publicaciones y libros.

- Arriaga, Francisco; Argüelles. A, Ramón; Martínez, Juan José (2000). Estructuras de madera diseño y cálculo. Ed: AITIM.
- Arriaga, Francisco; Argüelles. A, Ramón; Herrero, Miguel Esteban; Íñiguez, Guillermo; Argüelles. B, Ramón (2015). Estructuras de madera uniones. Ed: AITIM.
- King, Bruce (1990). Buildings of Earth and Straw: Structural Design for Rammed Earth and Straw Bale Architecture.
- Minke, Gernot (2006). Manual de construcción con fardos de paja. Ed: Fin de siglo.
- Rijven, Tom (2007). Entre paja y tierra (Entre paile et terre). Ed: EcoHabitar Visiones Sostenibles S.L.
- Termens, Maren (2010); Nitzkin, Rikki; Casas de paja. Ed: EcoHabitar Visiones Sostenibles S.L.

10.3 Artículos, trabajos de fin de grado y tesis doctorales.

- Arkin, D., and Donahue, K. (2001). "Preliminary Report on the Out-of-Plane Testing of an 8 foot by 8 foot Straw Bale/PISE Wall Panel," in First International Conference on Ecological Building Structure, San Rafael, California.
- Avilés Tenorio. F (2016), *Caracterización mecánica de obra de fábrica histórica mediante ensayos experimentales in-situ y en laboratorio*. Ingeniería estructural y de la construcción. Escola Técnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports. Escola de Camins.
- Beaudry.K ; MacDougall, C (2019) *Structural performance of non-plastered modular straw bale wall panels under transverse and gravity loads*. Construction and Building Materials.
- Bonnardon, S; et al. (2010). *Cellule Sous Tension. Etude des capacités structurales des mur*. Épartment Génie Civil de l'TUTI de Grenoble.
- Ecococon. Modular Building. (2016). Dirección online: <https://ecococon.eu/es/>
- Ecopaja. Green building. Dirección online: <https://ecopaja.com>
- Evrard, A; Biot, B; Keutgen, G; Lebeau, F; Courard, L; et. al. aPROpaille: *Vadémécum 3 - La paille projets construits*. UCL-ULg-ICEDD-Pailletec : Web (2016) (ISBN:0) 117 pages <http://hdl.handle.net/2078.1/176054>.



- López, A; Iborra, M; Okambuba, coop.v.bioconstrucción. (2013). *Paramentos y paneles modulares prefabricados con paja para la construcción de viviendas y rehabilitación energética de edificaciones*. Departamento de Construcciones Arquitectónicas. Escuela Técnica superior de Ingenierías de Edificación. Universitat Politècnica de Valencia.
- Mardones J. A. (2018). *Construcción con fardos de paja: una solución sustentable para la “finca ecológica Prema Mandal”*. Universidad Técnica Federico Santa María.
- Maskell, D.; Gross, C.; Thomson, A.; Wall, K.; Walker, P.; Mander, T.(2015) *Structural development and testing of a prototype house using timber and straw bales*. In Proceedings of the ICE—Engineering Sustainability; ICE Publishing: London, UK.
- King, B. (1996). *Buildings of Earth and Straw*. Green Building Press, San Rafael, California: Green Building Press.
- King, B (2006). *Design of straw bale buildings: the state of the art*. San Rafael, California: Green Building Press.
- Romans Torres, I. (2015). *Estudio y análisis de la construcción con balas de paja. Comparación del sistema estructural " CUT" con la construcción convencional de H.A*. Trabajo final de grado de grado en Arquitectura técnica de ETS de Ingeniería de Edificación, Universitat Politècnica de València.
- Tunis Hoekstra (2012). *Multi-Storey timber-frame building*. Faculty of Civil Engineering and Geosciences. München-Holzforchung.
- Wall, K;Walker, P; Gross, C; White, C; Mander, T (2011). *Development and Testing of a Prototype Straw Bale House*. Proceedings of the ICE Construction Materials.
- Walker, P.(2004). *Compression load testing straw bale walls*. Dept. Architecture & Civil Engineering, University of Bath.
-



Anexo 1: Guía de montaje para dos sistemas de paredes de paja.

Esta guía de montaje pretende ser un documento visual que recoja el montaje de los dos sistemas constructivos de muros de paja ensayados en el presente trabajo. Los sistemas constructivos más habituales empleados en la construcción de paredes de paja pueden introducir algunas modificaciones respecto a lo recogido en esta guía, por ello debe tomarse como una guía orientativa incapaz de recoger todas las casuísticas existentes.

1. Sistema de columna.

En el capítulo 4 del presente trabajo vienen recogidos los criterios que se han empleado para la construcción del módulo A, un sistema constructivo denominado sistema de Columna. (Véase planos de montaje en la página 19).

1.1. Estructura de madera.

El bastidor de madera que forma el entramado de madera queda anclado al suelo mediante 4 tacos metálicos expansivos INDEX, colocados, dos en cada una de las **durmientes de madera de 120mm x 80mm**. Los tacos de 12mm de grueso se han colocado a 15 cm de la testa de las durmientes (Imagen 1). El pretaladro en la durmiente es de 12mm, no dejando ninguna holgura para reducir al máximo el deslizamiento en la unión.

Las durmientes suponen el arranque del muro de paja, y siempre es conveniente una sobre-cimentación o banqueta de arranque sobre-elevada con una lámina impermeable que evita la ascensión de humedad por capilaridad, para que las balas de paja queden protegidas frente a la humedad (Imagen 2).

En ocasiones, según el tipo de cimentación o banqueta de arranque, la capa de durmientes puede estar formada por dos capas de madera, de tal manera que las uniones de durmientes contiguas quedan solapadas entre capa y capa. Es habitual incluso que las durmientes de una de las capas la conformen 2 piezas de una anchura mayor que las piezas de la segunda capa, la cual suele estar conformada por tres piezas (Imagen 3).

Las durmientes en todo caso deben quedar ancladas a la banqueta de arranque, para transmitir las solicitaciones a cortante y axiales que se produzcan, generalmente mediante chapas o escuadras de tracción (tipo Holdown) y chapas de cortante.



Imagen 1: Anclaje de durmiente sobre losa de cimentación.



Imagen 2: Doble capa de durmientes.

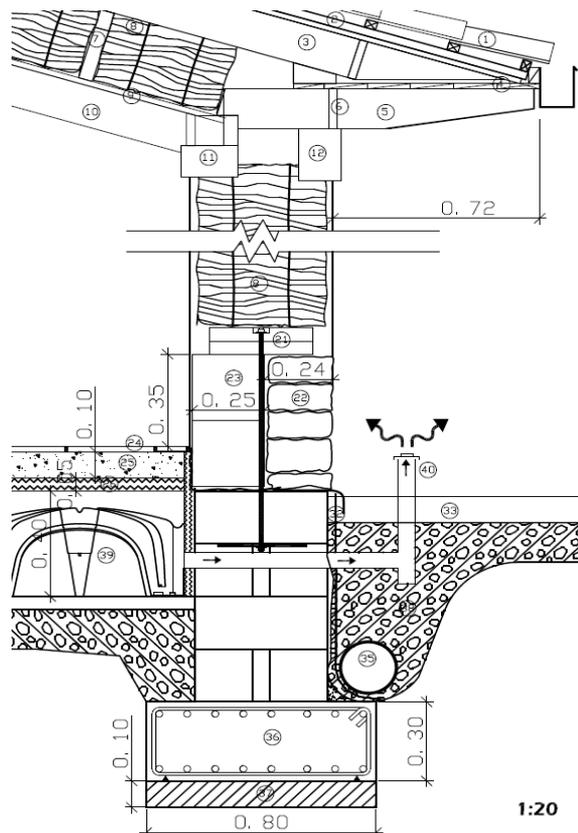


Imagen 3: Detalle constructivo de pared de paja sistema de Columna. Banqueta de arranque.

Los montantes, centrados en el eje del muro, **de escuadría 50mm x 180mm** descansan sobre una **zapata de escuadría 60mm x 150mm**, también centrada respecto al eje longitudinal del muro. Las zapatas se anclan a las durmientes mediante 4 tirafondos de 6mm de diámetro y 100mm de longitud. Los tirafondos deben estar a no menos de 72mm de la testa de la zapata y a no menos de 42mm del borde de la zapata. Debe hacerse un pretaladro del total de la longitud del tirafondo con un diámetro de broca de 4mm. Se han usado tirafondos HSI POWER CUT de diámetros de 6mm y 8mm. (Anexo 4: European Technical Assessment ETA-19/0072 of 2019-02-01) y HECO FIX PLUS de diámetro 4.5mm (Anexo 5: European Technical Assessment ETA-11/0284 of 25 August 2016), para todos los casos de uniones atornilladas.

Tal y como se contempla en los criterios del capítulo 4, los montantes de los extremos del muro (extremo a barlovento), deben contar con **anclajes tipo Holdown** (imagen 4), para minimizar el levantamiento debido a las acciones horizontales que soportará el muro. La cantidad y longitud de estas escuadras se dimensionan según las fuerzas de levantamiento que aparezcan en cada edificio, y por tanto el montaje de ellas en los módulos ensayados solo sirve de orientación. Para ambos módulos ensayados han se colocado dos encuadras a cada uno de ellos, y una a cada lado del montante de los extremos de cada módulo. Cada escuadra se fijó al montante con 3 tirafondos de 6mm de diámetro y 100 mm de largo, centrados en el eje del montante respetando un mínimo de 18mm al borde del montante y a una distancia a la testa del montante no menor a 72mm. La separación entre ellos debe ser mayor de 30mm. El pretaladro debe efectuarse de 4mm. En los planos de montaje de la página 19 puede observarse su disposición. Cada escuadra queda a su vez fijada a la zapata mediante un tirafondo de 8mm de diámetro y de 100mm de longitud. El pretaladro debe ser de 5mm.

Si el muro soporta directamente el peso de la cubierta, las succiones que puede tener ésta a causa del viento pueden ser mayores que el propio peso del muro. Hay que asegurar entonces que estos axiles de tracción que se van a dar en todo el muro, se transmitan a la cimentación. Por tanto pueden hacer falta, según el resultante entre succión y peso propio, también anclajes tipo holdown no solo en los extremos. Sin embargo, en los montantes intermedios del muro, generalmente, se colocan en la unión entre montante y zapata dos tirafondos cruzados a 45° (imagen 5), que tienen una capacidad a tracción suficiente para la resultante de axiles. En el caso de los módulos ensayados se han colocado una pareja de tirafondos de 6mm



de diámetro 6mm y 240mm de longitud en cada montante. El pretaladro debe tener 4mm y tiene que mantener una distancia al borde del montante mínimo de 24mm y a la testa del montante mínimo de 65mm.



Imagen 4: Anclajes de Tracción en montantes a barlovento.



Imagen 5: Tirafondos cruzados a 45° en montantes intermedios.



Aunque en el montaje de estos módulos no se han dispuesto chapas de cortante, puede ser necesario colocarlas. Éstas se suelen colocar en la zona central del muro. En este caso, el fresado que llevan las zapatas y el anclaje de estas a la durmiente resulta suficiente (imagen 6).



Imagen 6: Zapata fresada anclada a la durmiente mediante 4 tirafondos.

La distribución de los montantes se ha modulado a una distancia de 95cm entre ejes. Esta distancia puede ser menor, pero no se recomienda que sea mayor, para no concentrar demasiada carga en cada montante.

Una vez fijado los montantes a las zapatas, se les coloca un **testero superior de 50mm x 180mm**. Normalmente este testero, es doble, ya que además de contener la tensión de la paja, soportará las viguetas del forjado o de cubierta. Para el ensayo, solamente se ha colocado un testero.

En el montante del extremo de barlovento, que como hemos visto, se encontrará traccionado por las fuerzas de levantamiento provocadas por las acciones horizontales, se coloca un par de chapas de tracción (una a cada lado del montante) en el encuentro entre montante y testero superior. Esta chapa ha de dimensionarse con el mismo criterio que los anclajes tipo holdown y con su misma capacidad. Esta capacidad viene determinada por la cantidad de clavijas que conforman la unión, y esto a su vez definirá su geometría ya que la distancia al borde y testa del montante limitan el diámetro de los tirafondos. En estos dos módulos las chapas se fijan con cuatro tirafondos de 4.5mm de diámetro. La distancia testa debe ser mayor que 55mm y a la distancia a borde mayor que 23mm (Imagen 7). En los planos de montaje viene detallado su disposición.

En los montantes intermedios, la unión entre testero superior y montante, se realiza con dos tirafondos cruzados a 45° como en la unión entre montante y durmiente, siendo válidos los mismos criterios.



Imagen 7: Chapa de tracción en montantes a barlovento.

1.2. Rellenado de huecos con balas de paja.

Concluido el entramado de madera, se colocan en los huecos entre montantes de 90cm, fardos de paja “tumbados” (sobre su mayor anchura =49cm) de igual longitud que el hueco que los aloja. Tal y como se establece en el capítulo 4 del presente trabajo, la compresión total de los fardos que ocupan cada hueco o columna vertical es en torno a 20cm realizado en **2 fases** de compresión.

Los fardos se miden y se cortan a 90cm según se explico en el citado capítulo.



Imagen 8: Medición y marcado para recosido de fardos.

La medición ha de realizarse contra una pared, comprimiendo el fardo contra esta y colocando un tablón vertical (valiéndonos de una escuadra). Colocado el fardo en la posición a la que se colocará en el muro, se marcan las distancia deseada y se atraviesa el fardo con la misma aguja con la que se recosará.



Como ya se explicó en el capítulo de criterios de montaje, el relleno se hace en dos fases. En la **primera fase** se alojan tres fardos en cada columna a lo largo de todo el muro. Hace falta un poco de presión para introducir los fardos entre los montantes, y unos golpes para asentarlos....



Imagen 9: Durante el relleno de los huecos.



A cada tercer fardo de cada columna se le hace un rebaje en la paja para alojar el travesaño de 50x180 que servirá eventualmente para mantener la compresión de estos tres fardos (Imagen 9).



Imagen 10: Fase 1 de la compresión de los fardos.

Se ha de comprimir en esta primera fase la mitad de la compresión total, que para este caso supone unos 10cm. Para ello, es muy útil el empleo de gatos hidráulicos de gran tonelaje que actúan sobre un eventual travesaño colocado a tal efecto. Este travesaño debe tener impedido su desplazamiento en vertical por unos sargentos o cualquier otro medio, tal y como se aprecia en foto de la imagen 10. Cuando se ha alcanzado la compresión deseada, se fija el travesaño inferior a los montantes mediante 2 tirafondos de 6mm de diámetro y 140mm de largo con rosca parcial de 70mm, a cada extremo del travesaño (Imagen 11).



Imagen 11: Fijación de travesaño horizontal.



Debe hacerse la compresión a lo largo de todo el muro, comenzando desde un extremo hasta finalizar al otro extremo del muro.

Las cuerdas que atan los fardos, se van cortando conforme colocamos cada uno de ellos. De esta manera la tensión del fardo pasa a los montantes.

Según la altura del muro, se continúa colocando fardos en grupos de tres, repitiendo toda la maniobra, pero hay que tener en cuenta que el último fardo no podemos comprimirlo (por la presencia del testero superior), debiendo comprimir el penúltimo fardo, dejando el hueco preciso para introducir el último fardo sin comprimir.

Para los módulos montados para el ensayo se disponen 6 fardos por columna, los tres primeros comprimidos en la primera fase y los dos siguientes en una **segunda fase**, dejando el hueco suficiente para introducir un último fardo finalmente. Los dos fardos que se comprimen en la segunda fase (con el gato hidráulico actuando contra el testero superior y un travesaño inferior, que se eliminará posteriormente), se comprimen la distancia correspondiente a los tres fardos, es decir 10cm, conteniendo esta tensión momentáneamente mediante unas cinchas, que tras introducir el tercero en su hueco, se liberan para que esta tensión se reparta entre estos tres últimos fardos (Imagen 12).



Imagen 12: Cinchado de fardos, solo para mantener la tensión aportada por los gatos.

La tensión esta contenida ahora por todo el bastidor de madera que contiene a los fardos, por sus testeros inferior y superior y por los montantes laterales (Imagen 13).



Imagen 12: Cinchado de fardos, solo para mantener la tensión aportada por los gatos.



2. Sistema CUT modificado.

En el capítulo 4 del presente trabajo vienen recogidos los criterios que se han empleado para la construcción del módulo B, sistema constructivo denominado CUT modificado. (Véase planos de montaje en la página 20).

2.1 Estructura de madera.

El montaje del entramado de madera de este módulo es similar al del módulo A, en la mayor parte de los detalles, con la salvedad de que los **montantes** son un poco más esbeltos de **45mmx180mm**, y que el arriostramiento por medio de unos rastréales de 30mmx40mm se da en cada hilada de fardos. Las zapatas, durmientes y testero superior son iguales que en el modelo anterior y los nudos que se emplean para la conexión de las piezas son los mismos también. Las uniones entre los montantes intermedios con los testeros superiores y durmiente inferior, están muy ajustados respecto a las distancias a los bordes. Para el empleo de este sistema en la construcción de una edificación, para deba cumplir con el CTE, se recomienda que, o bien se reduzca el diámetro de las clavijas de estos dos nudos, con la consiguiente pérdida de capacidad, o bien se ejecuten todas las uniones, como las uniones de los montantes del extremo del muro de barlovento, con anclajes tipo holdown en la zona inferior y chapas de tracción en la zona superior del muro.

La modulación de los montantes es tal que el hueco entre ellos queda de 90cm.



Imagen 13: MODELO B, CUT modificado. Estructura de madera.

2.2 Rellenado de los huecos con las balas de paja.

Concluido el entramado de madera, se colocan en los huecos entre montantes de 90cm de distancia, fardos de paja “de canto” (sobre su menor anchura =36cm), de una longitud 50mm mayor que el hueco que los aloja.



En sentido vertical de la columna colocaremos 4 fardos. La compresión que se les debe aportar para introducirlos en los huecos supone 4cm en toda la columna, por tanto tan solo de 1cm por fardo. Esta compresión se va aplicando conforme colocamos cada hilada de fardos (Imagen 16). Tras introducir el fardo, a este se le practica un pequeño rebaje (imagen 18) con la motosierra, para alojar el rastrel de 40mx30mm (Imagen 15). Este rebaje, permite que los dos fardos, superior e inferior queden en contacto, comprimidos unos contra el otro. El rastrel se coloca horizontalmente sobre los fardos y con su sección transversal en sentido vertical.



Imagen 14: Fardo "de Canto"



Imagen 15: Rastrel 40mmx30mm

La compresión vertical se aporta mediante la realización de una leve palanca (imagen 19) aplicada sobre los rastréles horizontales.

El rastrel queda fijado a los montantes (Imagen 17) mediante tirafondos de 4.5mm de diámetro y 80mm de longitud. El diámetro del tirafondo viene limitado por las distancias a borde en el rastrel. Las cuerdas que mantienen la presión del fardo se eliminan en cuanto se coloca el fardo en el hueco, redistribuyendo su tensión en todo su contorno. Esta tensión la asumen los montantes laterales y los rastréles superior e inferior.



Imagen 16: Montaje por hiladas.

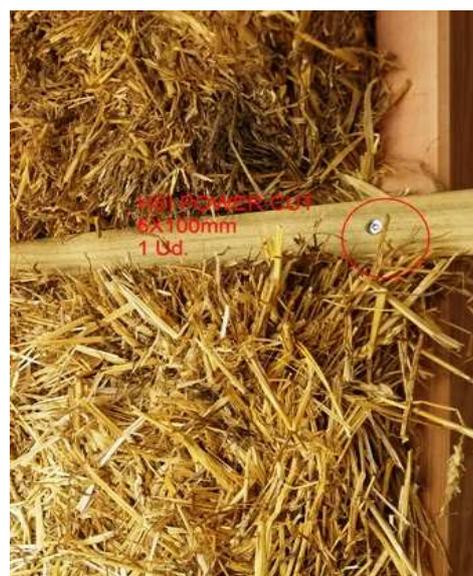


Imagen 17: Fijación de rastrel



Imagen 18: Rebajando el fardo para alojar el rastrel.



Imagen 19: Se hace palanca con un perfil metálico para comprimir el fardo 1cm en vertical.



3. La capa de Imprimación.

Toda esta fase se realiza de igual manera para los dos sistemas estudiados. Con el **afeitado** se recortan las fibras de paja, que están plegadas dentro del fardo. El afeitado debe ser concienzudo, ya que cuanto más cortas sean estas fibras, más firmemente quedará establecido el enlace entre fardos y revestimientos. Se ha realizado el afeitado con motosierra (Imagen 20), pero es muy habitual realizarlo con una desbrozadora de gasolina, o con una radial provista de un hilo de corte.



Imagen 20: Afeitado con motosierra.

La imprimación, se realiza con una “Barbotina” a base de arcilla pura, fabricada con de arcilla molida, mezclada mediante batidora manual, con agua, en una proporción de 2 partes de arcilla y 1 parte de agua. La Barbotina se ha aplicado a mano, para poder introducir lo más posible la pasta entre las fibras de paja. La pasta a de ser lo suficientemente líquida para que pueda introducirse fácilmente entre las fibras pero lo demasiado densa para que no se escurra rápidamente cuando la cogemos con la mano al aplicarla. Cuando introducimos la mano en la pasta si al sacarla no gotea, es suficientemente densa para poder aplicarla a mano.

Tras la aplicación de la imprimación, transcurridas 48 horas (según humedad relativa), cuando la arcilla todavía tiene humedad suficiente para ser manipulada, valiéndonos de los dedos o bien de un cilindro de 1.5cm de diámetro, hacemos unos huecos en la superficie de la pared para mejorar el anclaje mecánico de la siguiente capa de revestimiento.

La imprimación ha de endurecerse lo suficiente antes de la aplicación de la siguiente capa. Si la superficie se secura completamente, es conveniente humedecerla un poco para facilitar el pegado de la siguiente capa. Esto se hace pulverizando gotitas de agua sobre la superficie de la pared.



Imagen 21: Aspecto final de la imprimación.

4. Capa de Arcical.

Es un Mortero elaborado con unas proporción de , 4 paladas de Arcilla molida, 10 paladas de CAL 100 NATURAL NHL5 (NF EN 459-1), 42 paladas de arena de cantera para mortero y 50 litros de paja triturada (3cm-5cm de longitud) y remojada 24h como aporte de fibra.

La aplicación de la capa de revestimiento (Arcical) se ha realizado a mano, para poder así ejercer la presión suficiente para incrustar este material en los huecos que quedaron sobre la superficie. Para ello, la masa se lanza sobre la superficie con un golpe seco y se presiona sobre ella contra la superficie del muro con el talón de la mano (Imagen 22). Esta capa de “Arcical” debe dejarse con un espesor mínimo de 25mm, aunque debido a las irregularidades de los fardos puede, en algunas zonas, alcanzar los 50mm. Esta capa regulariza la superficie para que en la aplicación de la capa de acabados, ésta sea más homogénea. Para asegurar un buen anclaje de la capa final (Enfoscado de Cal) sobre la capa de Arcical, debe dejarse esta con un aspecto muy rugoso en su superficie.

Previo a la aplicación de los revestimientos, para evitar que estos roten junto con el módulo en su conjunto, y aporten la rigidez al muro tal y como se explica en el capítulo 6 del presente trabajo, se ha realizado un marco que envolverá los revestimientos trasladando este momento de rotación del módulo a una compresión contra este marco, tanto en la parte superior en inferior del muro como en los laterales. El marco que hay que realizar tiene que quedar por lo menos en todo el perímetro de los revestimientos y acogiendo todo su espesor.

Debe tenerse en cuenta que esto solo hay que realizarlo para la construcción de estos módulos de ensayo, ya que, en la aplicación de estos sistemas a una edificación, esto queda resuelto con un buen detalle constructivo.



Imagen 22: Secuencia, lanzamiento, presión con talón

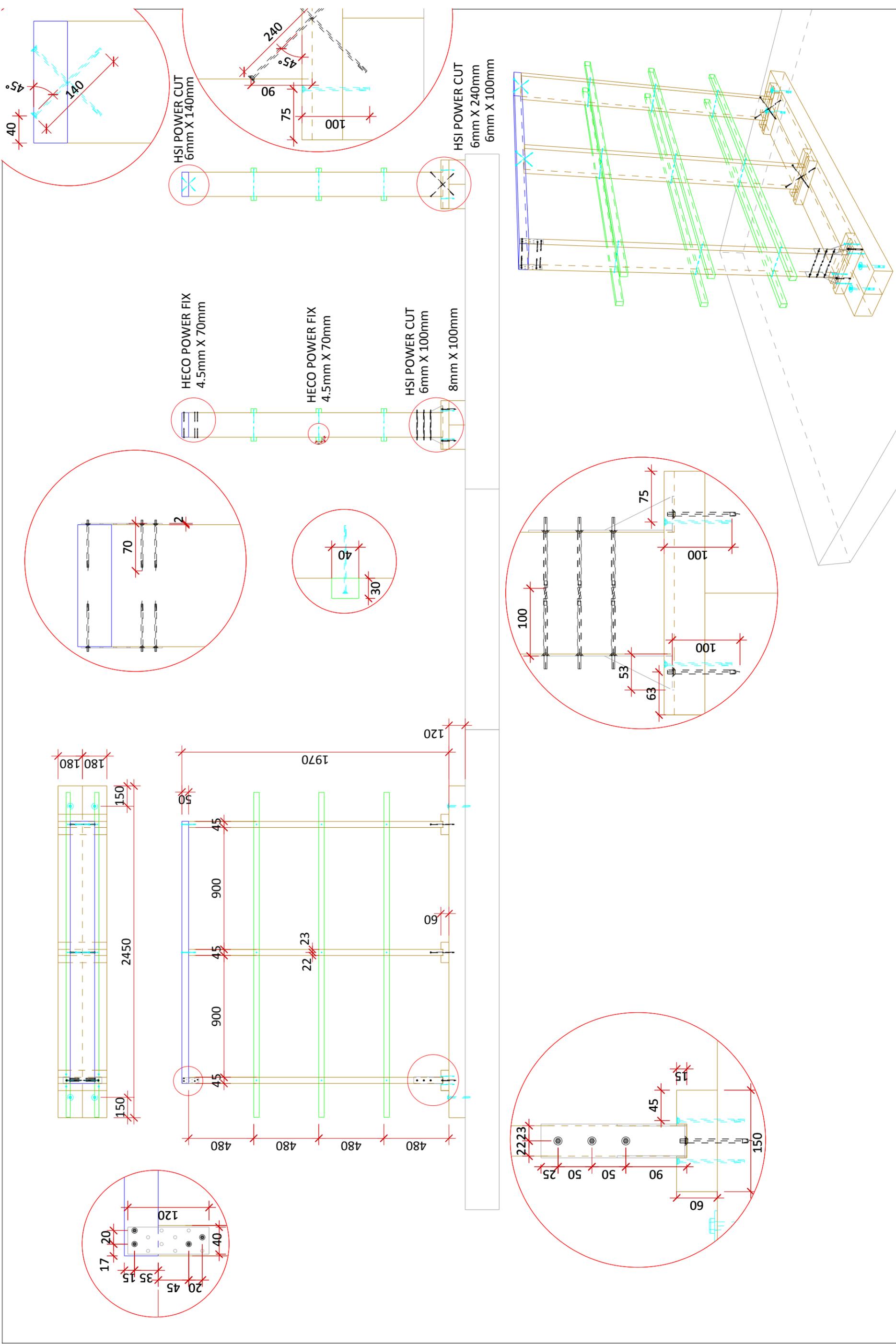


5. Planos de montaje de los módulos.

Plano 1: Soporte para dispositivo de carga. Plano para herrería. Página 17

Plano 2: Plano de montaje Módulo A. Página 18

Plano 3: Plano de montaje Módulo B. Página 19





Anexo 2: Densidad de las balas de paja.

Para la toma de las medidas de los fardos, hay que primeramente cuadrar los fardos lo más posible. Para ello se desplaza la paja hacia arriba y hacia abajo para aplanar las posibles barrigas que tenga.



Imagen 1: “Annexe A:la technique de la CST”, del documento “Cellule Sous Tension, etude des capacités structrelles des murs”.

Para la toma de la medida de longitud de la bala, se coloca un extremo de ésta contra una pared y el extremo contrario se coloca una tabla formando 90° con el suelo. Se toma la distancia entre pared y tabla.



Imagen 2: Toma de medida de longitud del fardo.

Las medidas de anchura y altura del fardo, vienen determinadas por la cámara de balas de la enfardadora y varía según el modelo de enfardadora. En este caso las dimensiones de esta cámara son 36cm x 49cm.

El pesado de los fardos se realiza mediante un dinamómetro digital.



Imagen 3: Pesado de las balas.

Dimensiones y densidades de los fardos de Paja empleados en el ensayo.

Muestra	Peso (Kg)	Longitud(Cm)	Ancho (Cm)	Alto (Cm)	Cubicaje m ³	densidad δ (Kg/m ³)
1	22,5	104	36	49	0,183456	122,65
2	21,5	103	36	49	0,181692	118,33
3	23	110	36	49	0,19404	118,53
4	21	99	36	49	0,174636	120,25
5	22,4	104	36	49	0,183456	122,10
6	20,7	98	36	49	0,172872	119,74
7	21,5	102	36	49	0,179928	119,49
8	19,5	96	36	49	0,169344	115,15
9	21,9	105	36	49	0,18522	118,24
10	21,9	100	36	49	0,1764	124,15
11	21,8	103	36	49	0,181692	119,98
12	20,2	95	36	49	0,16758	120,54
13	20	97	36	49	0,171108	116,89
14	20,9	100	36	49	0,1764	118,48
15	22	100	36	49	0,1764	124,72
16	20,6	96	36	49	0,169344	121,65
17	20,6	97	36	49	0,171108	120,39
18	22,2	103	36	49	0,181692	122,18
19	21,5	100	36	49	0,1764	121,88
20	19	91	36	49	0,160524	118,36
21	21,2	102	36	49	0,179928	117,82
22	20,4	100	36	49	0,1764	115,65
	466,3	2205			3,88962	119,88



1. Sistema de Columna.

La distancia entre montantes es de 90cm y la altura total entre durmiente inferior y superior es de 195cm (Ver figura 1). Los fardos se colocan “tumbados” proporcionando una anchura del muro (sin revocos) de 49cm. El volumen del hueco a rellenar es por tanto de 0.86 m³. Si se colocan 6 fardos en cada columna de dimensiones, 90cmX49cmX36cm , que cubican 0.9525 m³ y conociendo la densidad media, tenemos un peso total por columna de 114.19Kg. Estos kilos de paja se comprimen durante el relleno del bastidor de madera para alojarlos en un hueco de menor cubicaje (0.86 m³), dándonos una densidad final de 132.78Kg/m³. Esto supone un aumento en la densidad del fardo de un 10.7%. Los fardos empleados se cortan a 90cm de largo para alojarlos “tumbados” en el marco de 90cm de ancho X 195 cm de alto. Se han colocado 6 fardos enteros de 36cm de alto que nos da una altura total sin comprimir de 216cm.

Cuando se han estudiado las propiedades físicas de las balas de paja, se ha observado claramente una característica de sus propiedades que es que, cuando aumenta la compresión de la bala de paja (por tanto la densidad), la bala se comporta de manera más rígida (Bou-Ali, Ghailene (1968), *straw bales and straw bale wall Systems*). En estudios de muros portantes sin revestimientos sometidos a cargas gravitacionales se observó también que la rigidez del muro se duplicaba cuando se precomprimen los muros, frente a los no comprimidos (Walker.P(2004) *Compression load testing straw bale walls*).

2. Sistema de CUT modificado:

En este caso los fardos se colocan “de canto” proporcionando una anchura del muro (sin revocos) de 36cm. La distancia entre durmientes en este caso es de 192cm y 90cm entre montantes. El hueco a rellenar cubica 0.622 m³. Se colocan 4 fardos (de 49cm de alto) por columna de 95cm de longitud que cubican a su vez 0.67 m³, que con la densidad media nos da un peso total por columna de 79.82Kg. Comprimos los fardos para alojarlos en el hueco a rellenar aumentando la densidad hasta 128.4 Kg./m³. Esto supone un aumento de 7.8% en su densidad, un poco menos que el sistema anterior. En este sistema constructivo los fardos se comprimen en menor grado que en el sistema anterior lo que facilita en gran medida su construcción ya que la fuerza que se debe aplicar en el montaje permite prescindir de gatos hidráulicos para ejercer la compresión.



Anexo 3: Capacidad de carga de las clavijas en los nudos.

Ficha página 2: Tabla resumen.

Ficha página 3: Nudo 1, Caso A y C.

Ficha página 4: Nudo 1, Caso B.

Ficha página 5: Nudo 2A , tirafondo A, Caso B.

Ficha página 6: Nudo 2A , tirafondo B, caso B.

Ficha página 7: Nudo 2B, tirafondo con efecto cuerda, Caso A.

Ficha página 8: Nudo 2B, tirafondo sin efecto cuerda, Caso A.

Ficha página 9: Nudo 2B, Caso B.

Ficha página 10: Nudo 2B, Caso C.

Ficha página 11: Nudo 3A , Caso A, B y C.

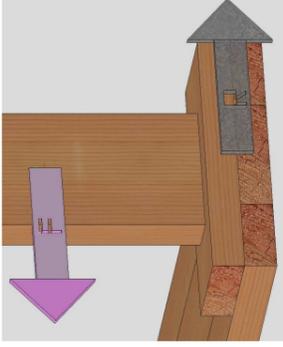
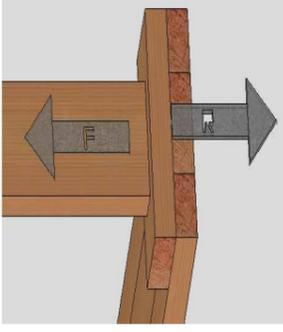
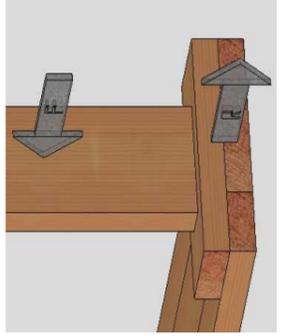
Ficha página 12: Nudo 3B, tirafondo con efecto cuerda, Caso A y C.

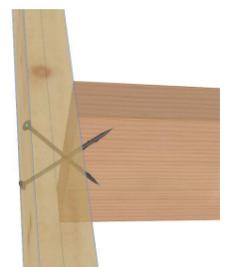
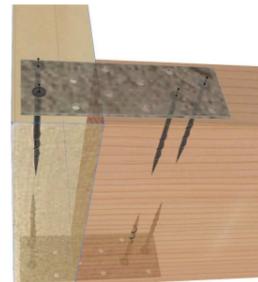
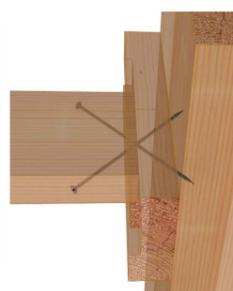
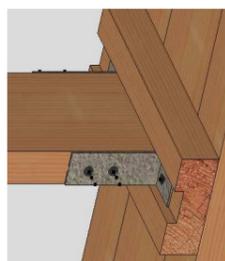
Ficha página 13: Nudo 3B, tirafondo sin efecto cuerda, Caso A y C.

Ficha página 14: Nudo 3B, Caso B.

Ficha página 15: Nudo 4.

CAPACIDAD DE LA UNION (Valores de calculo, para accion CORTA y CS1)

		CASO A	CASO B	CASO C	NUDO
					OPCIÓN
UNIDA DES		4			
DIAMET RO Nominal		Ø 6mm			
DIAMET RO PRETAL ADRO		Ø 4mm			
LONG Total		100mm			
TIRAFONDOS DE ZAPATA	TIRAFONDO POWER CUT	5,26KN (t1=Ø3,c=42mm) Kser=7,73KN/mm (ETA 19/0072)	9,27KN (Ø2,cg=24mm) Kser=18KN/mm (ETA 19/0072)	2,63KN (Ø4,c=18mm y Ø3,t=64mm Kser=7,73KN/mm (ETA 19/0072)	1
CON ESCUADRA METÁLICA Y ZAPATA FRESADA	TIRAFONDO A POWER CUT	3,34KN (Ø3,t=85mm) Kser=10,3KN/mm (ETA 19/0072)	7,11KN Kser=14,4KN/mm (ETA 19/0072)		2A
	TIRAFONDO B POWER CUT	NO TRABAJA	8,9KN (t1=2xØ4,c=36mm) Kser=23,2KN/mm (ETA 19/0072)		
TIRAFONDOS CRUZADOS	TIRAFONDO POWER CUT 45°	2,4KN (t1=2xØ4,c=36mm) Kser=12,6KN/mm (ETA 19/0072)	1,89KN (t1=2xØ2,cg=48mm) Kser=12,6KN/mm (ETA 19/0072)	8,22KN	2B
CHAPA DE TRACCIÓN	TIRAFONDO POWER FIX PLUS	2,23KN (t1=2xØ4,c+10=37,6mm y Ø1,=18,4mm, Ø2,=18,4mm,) Ø4,c y Ø4,t,=32,2mm,) Kser=10,3KN/mm (ETA 11/0284)	2,23KN (t1=2xØ4,c+10=37,6mm y Ø1,=18,4mm, Ø2,=18,4mm,) Ø4,c y Ø4,t,=32,2mm,) Kser=10,3KN/mm (ETA 11/0284)	2,23KN (t1=2xØ4,c+10=37,6mm y Ø1,=18,4mm, Ø2,=18,4mm,) Ø4,c y Ø4,t,=32,2mm,) Kser=10,3KN/mm (ETA 11/0284)	3A
		2,4KN (t1=2xØ4,c=36mm) Kser=12,6KN/mm (ETA 19/0072)	1,89KN (t1=2xØ2,cg=48mm) Kser=12,6KN/mm (ETA 19/0072)	2,63KN (t1=2xØ4,c=84mm) Kser=12,6KN/mm (ETA 19/0072)	3B



HSI POWER CUT Y POWER BUILD(ETA-19/0072 of 2019-02-01)

Resistencia al aplantamiento de la madera ****		f _{h,1,0,k} (N/mm ²)	25,19
Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m ³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.			
Clase tornillo	Clase Resistente	Ø Nominal	α (esfuerzo&fibra)
	C18	POWER CUT 6mm	90
Con Pretaladro	C18		0
Madera t1	Nota:Notaciones de t ₁ , t ₂ según esquemas.		
Madera t2	Momento Plastico del Perno (mm)		
	Calidad Acero	d(Ø int Cuerda)	d(Ø ext Cuerda)
	10.9HSI	4,00	6,0
			100
			12,1
			1000
			1,41
			11027,50
			f _{u,k}
			3350,95
			1362,81
			837,74
			340,70
			1362,81
			340,70
			1,00
			1,00

f _{ax,90,k} (N/mm ²)	Con efecto sogá	Efecto sogá	d ₁	24
12,0	α (eje tirafondo&fibra) **	α (diámetro de caña)	a ₂	24
Madera t1	90,0	6,0	a _{3,t}	42
Madera t2	0,0	6,0	a _{3,c}	42
Ø Arandela(Sin=0)	0,00	Espesor Chapa t(Sin=0)	a _{4,t}	42
Ø equi de chapa			a _{4,c}	18
0,0				

*Nota def tirafondo : En tirafondos de caña lisa, en los que el diámetro exterior de la zona roscada es igual al diámetro de la caña, **d**, y la caña penetra en la pieza que contiene la punta del tirafondo una longitud no menor que **4d**, el diámetro eficaz **def** se toma igual al diámetro de la caña **d**. Figura A. En tirafondos que no tengan caña lisa o en los que la penetración en la pieza de punta sea menor que **4d**, **def=1,1d₁(Øint cuerda)**. Figuras B y C.

**Nota: ángulo entre eje del tirafondo y la dirección de la fibra ≥30°

*** Nota: Cuando no se cumplan los requisitos F_{ax,Rk}

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{\eta_{ef} f_{ax,k} d_{1,ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{p_k}{p_a} \right)^{0,8}$$

donde:

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} p_{ef}^{-0,1} p_k^{0,8}$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d/8}{1}, 1 \right\}$$

**** Nota: Solo se considera madera y madera microlaminada. Para tableros, tablero de partículas y OSB la resistencia característica al aplastamiento se debe calcular con sus correspondientes formulas: CTE DB SE-M. Capítulos: 8,3,4,1,3 y 8,3,4,1,4

Para tableros contrachapado $f_{h,k} = 0,11 (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k$ (N/mm²)

Para tableros de partículas y OSB $f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot t^{0,2}$

SIMPLE CORTADURA

Valor Característico de Capacidad de Carga		F _{V,Rk} (Neuton)	e	f
MADERA-ACERO	Placa de acero delgadas t ≤ 0,5d (Perno)	1429,24	1784,44	2123,56
MADERA-MADERA	Placa de acero gruesas t (Placa) > d (Perno)	3573,11	3573,11	2382,46
		1926,80	2116,42	2224,90
		1902,43		

a) placa delgada (t ≤ 0,5d):

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \frac{0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta}, \frac{f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + \beta} \right\}$$

b) placa gruesa (t ≥ d):

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_1^2} - 1}}{2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta}, \frac{f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + \beta} \right\}$$

a) $f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d$

b) $f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d$

c) $\frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta}$

d) $F_{V,Rk} = \min \left\{ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta}, \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_1^2} - \beta \right\}$

e) $1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_2^2} - \beta}$

f) $1,15 \cdot \frac{\sqrt{2 \cdot \beta}}{1 + \beta} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}$

SIMPLE CORTADURA

madera-madera y acero-madera
tablero-madera

HSI POWER CUT Y POWER BUILD(ETA-19/0072 of 2019-02-01)

<p>Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.</p>			
Resistencia al aplantamiento de la madera ****			
Clase tornillo	Ø Nominal	f _{h,1,0,k} (N/mm²)	25,19
C18	POWER CUT 6mm	p _k	17,87
C18	-	f _{h,1,0,k} (N/mm²)	25,19
Madera t1		β	# VALOR!
Madera t2		M _{y,Rk} (N.mm)	11027,50
Calidad Acero		dh(Ø Cabeza)	f _{u,k}
10.9HSI	4,00	6,0	1000
Con efecto sogá		Efecto sogá	F _{ax,Rk,1} (Pieza de punta)
12,0	90,0	6,0	4021,14
0,0	0,0	6,0	2799,17
0,00	60	0	1005,29
Ø Arandela(Sin=0)	0	0	699,79
Ø equi de chapa	0	0	1362,81
24,0	95	95	699,79

*Nota def tirafondo : En tirafondos de caña lisa, en los que el diámetro exterior de la zona roscada es igual al diámetro de la caña, **d**, y la caña penetra en la pieza que contiene la punta del tirafondo una longitud no menor que **4d**, el diámetro eficaz **def** se toma igual al diámetro de la caña **d**. Figura A. En tirafondos que no tengan caña lisa o en los que la penetración en la pieza de punta sea menor que **4d**, **def=1,1d_r(Øint cuerda)**. Figuras B y C.

**Nota: ángulo entre eje del tirafondo y la dirección de la fibra ≥30°

*** Nota: Cuando no se cumplan los requisitos F_{ax,Rk}=

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{\eta_{ef} f_{ax,k} d_{ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{p_k}{p_a} \right)^{0,8}$$

donde:

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} p_{ef}^{-0,1} p_k^{0,8}$$

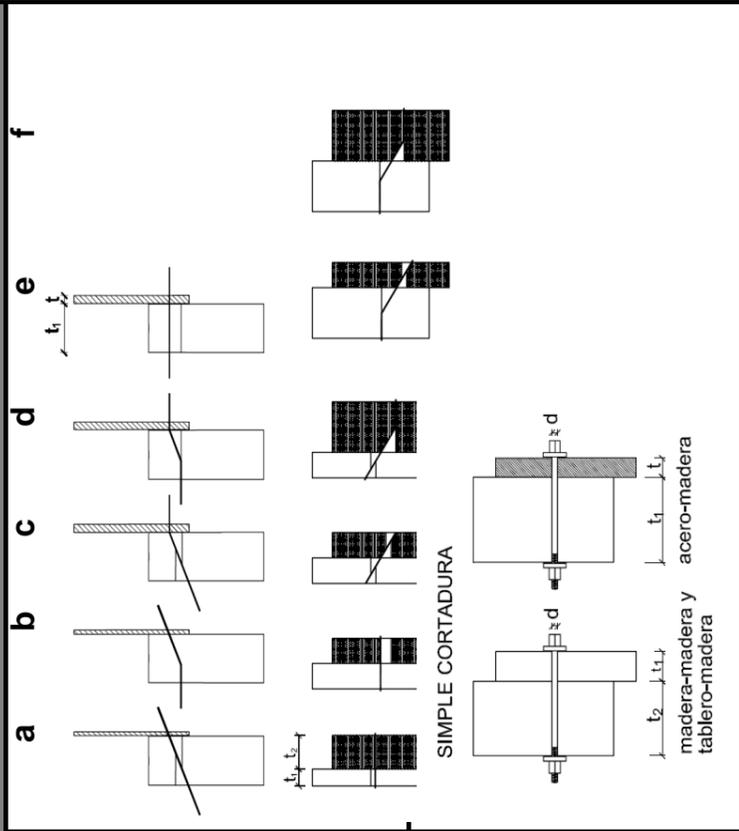
$$k_d = \min \left\{ \frac{d/8}{1}, 1 \right\}$$

**** Nota: Solo se considera madera y madera microlaminada. Para tableros, tablero de partículas y OSB la resistencia característica al aplastamiento se debe calcular con sus correspondientes formulas: CTE DB SE-M. Capítulos: 8,3,4,1,3 y 8,3,4,1,4

Para tableros contrachapado $f_{h,k} = 0,11 (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k$ (N/mm²)

Para tableros de partículas y OSB $f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot \rho^{0,2}$

SIMPLE CORTADURA					
Valor Característico de Capacidad de Carga		F _{v,Rk} (Neuton)	e	f	
MADERA-ACERO	Placa de acero delgadas t≤0,5d(Perno)	2715,56	2143,53	6788,90	2741,55
MADERA-MADERA	Placa de acero gruesas t(Placa)>d(Perno)	# VALOR!	# VALOR!	# VALOR!	# VALOR!
a	placa delgada (t ≤ 0,5d):	$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right\}$			
b	placa gruesa (t ≥ d):	$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right\}$			
c	Geometría de la unión (mm)	$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right\}$			
d	t ₁ (pieza de punta)	$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right\}$			
e	t ₂	$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right\}$			
f	# VALOR!	$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right\}$			



HSI POWER CUT Y POWER BUILD(ETA-19/0072 of 2019-02-01)

Resistencia al aplantamiento de la madera ****			
Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.			
Clase tornillo	Clase Resistente	Ø Nominal	pk
	C18	45	320
Con Pretaladro	C18	POWER CUT 6mm	320
Madera t1	Nota: Notaciones de t1, t2 según esquemas.		
Madera t2	Momento Plastico del Perno (mm)		
	Calidad Acero	d(Ø int Cuerda)	d(Ø ext Cuerda)
	10.9HSI	4,00	6,0
			110
			12,1
			1000
			1,00
			11027,50
			f_{u,k}
			12,1
			1000

Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.

***Nota def tirafondo :** En tirafondos de caña lisa, en los que el diámetro exterior de la zona roscada es igual al diámetro de la caña, **d**, y la caña penetra en la pieza que contiene la punta del tirafondo una longitud no menor que **4d**, el diámetro eficaz **def** se toma igual al diámetro de la caña **d**. Figura A. En tirafondos que no tengan caña lisa o en los que la penetración en la pieza de punta sea menor que **4d**, **def=1,1d_r(Øint cuerda)**. Figuras B y C.

****Nota:** ángulo entre eje del tirafondo y la dirección de la fibra ≥30°

***** Nota:** Cuando no se cumplan los requisitos **F_{ax,Rk}**

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{\eta_{ef} f_{ax,k} d_{ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{p_k}{p_a} \right)^{0,8}$$

donde:

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} p_a^{0,1} p_k^{0,8}$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d/8}{1}, 1 \right\}$$

f_{ax,90,k}(N/mm²)	Con efecto sogá	Efecto sogá	d₁	28,2426
12,0	α (eje tirafondo&fibra)	d (diámetro de caña)	d₂	22,2426
Madera t1	45,0	6,0	d_{3,t}	63,2132
Madera t2	0,0	6,0	d_{3,c}	42
Ø Arandela(Sin=0)	0,00	Espesor Chapa t(Sin=0)	d_{4,t}	42
Ø equi de chapa			d_{4,c}	18
0,0				
	t₁ (pieza de punta)	Geometría de la unión (mm)		
	120	t ₂		
		120		

****** Notas:** Solo se considera madera y madera microlaminada. Para tableros, tablero de partículas y OSB la resistencia característica al aplastamiento se debe calcular con sus correspondientes formulas: CTE DB SE-M. Capítulos: 8,3,4,1,3 y 8,3,4,1,4

Para tableros contrachapado $f_{h,k} = 0,11 (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k (N/mm^2)$

Para tableros de partículas y OSB $f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot \rho^{0,2}$

SIMPLE CORTADURA

Valor Característico de Capacidad de Carga					
	a	b	c	e	f
	Placa de acero delgadas t≤0,5d(Perno)		Placa de acero gruesas t(Placa)>d(Perno)		
MADERA-ACERO	4013,74	1902,43	10034,35	4626,44	2549,32
MADERA-MADERA	10034,35	10034,35	4497,07	3960,45	1902,43

a) placa delgada (t ≤ 0,5d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta}, \frac{f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + \beta} \right\}$$

b) placa gruesa (t ≥ d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_2^2} - \beta} \right\}$$

HSI POWER CUT Y POWER BUILD(ETA-19/0072 of 2019-02-01)

<p>Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.</p>			
Resistencia al aplantamiento de la madera ****		$f_{h,1,0,k}$ (N/mm²)	25,19
Clase tornillo	Clase Resistente	Ø Nominal	ρ_k
Con Pretaladro	C18	POWER CUT 6mm	320
Madera t1	C18	Nota:Notaciones de t ₁ , t ₂ según esquemas.	320
Madera t2	Momento Plastico del Perno (mm)		β
Calidad Acero		d(Ø int Cuerda)	110
10.9HSI		4,00	6,0
Sin efecto sogá		Efecto sogá	
12,0		K _{ax}	
Madera t1		1	
Madera t2		0,3	
Ø Arandela(Sin=0)		0,00	
Ø equi de chapa		0,00	
0,0		0,00	

Resistencia al aplantamiento de la madera ****		$f_{h,1,0,k}$ (N/mm²)	25,19
Clase tornillo	Clase Resistente	Ø Nominal	ρ_k
Con Pretaladro	C18	POWER CUT 6mm	320
Madera t1	C18	Nota:Notaciones de t ₁ , t ₂ según esquemas.	320
Madera t2	Momento Plastico del Perno (mm)		β
Calidad Acero		d(Ø ext Cuerda)	110
10.9HSI		4,00	6,0
Sin efecto sogá		Efecto sogá	
12,0		K _{ax}	
Madera t1		1	
Madera t2		0,3	
Ø Arandela(Sin=0)		0,00	
Ø equi de chapa		0,00	
0,0		0,00	

$f_{ax,90,k}$ (N/mm²)	12,0	$F_{ax,Rk,1}$ (Pieza de punta)	4691,33
Madera t1	45,0	$F_{ax,Rk,2}$ (Pieza de cabeza)	1362,81
Madera t2	0,0	Efecto sogá t ₁	1172,83
Ø Arandela(Sin=0)	0,00	Efecto sogá t ₂	340,70
Ø equi de chapa	0,00	$f_{head} \cdot d \cdot t_1$	1362,81
0,0	120	Efecto sogá menor	0,00
120	120	$a_{1,1}$	28,2426
Geometría de la unión (mm)		$a_{2,2}$	22,2426
t ₂		$a_{3,3,t}$	63,2132
120		$a_{3,c}$	42
120		$a_{4,t}$	42
120		$a_{4,c}$	18

SIMPLE CORTADURA						
Valor Característico de Capacidad de Carga						
MADERA-ACERO	a	b	c	d	e	f
MADERA-MADERA	4013,74	1561,73	10034,35	4285,73	2208,62	1561,73
Placa de acero delgadas		Placa de acero gruesas		Placa de acero gruesas		t(Placa)>d(Perno)
t≤0,5d(Perno)		10034,35		4156,36		3619,75
10034,35		10034,35		3619,75		1561,73

a) placa delgada (t ≤ 0,5d):

$$F_{v,Rk} = \min \left[\frac{0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right]$$

b) placa gruesa (t ≥ d):

$$F_{v,Rk} = \min \left[\frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right]$$

a) $f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d$

b) $f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d$

c) $\frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right)^2 + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right]$

d) $F_{v,Rk} = \min \left[\frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right]$

e) $1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta$

f) $1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}$

SIMPLE CORTADURA

madera-madera y acero-madera
tablero-madera

HSI POWER CUT Y POWER BUILD(ETA-19/0072 of 2019-02-01)

Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.							
Resistencia al aplantamiento de la madera ****							
Clase tornillo							
Clase Resistente	Ø Nominal	α (esfuerzo&fibra)	ρ _k	f _{h,1,0,k} (N/mm²)	25,19	t ₁ (pieza de punta)	
C18	POWER CUT 6mm	45	320	f _{h,1,α,k} (N/mm²)	20,90		
Con Pretaladro		45	320	f _{h,2,0,k} (N/mm²)	25,19		
				f _{h,2,α,k} (N/mm²)	20,90	t ₂ (pieza de Cabeza)	
Madera t1	Nota:Notaciones de t ₁ , t ₂ según esquemas.						
Madera t2	Momento Plastico del Perno (mm)			M _{y,Rk} (N.mm)	11027,50		
	Calidad Acero	d(Ø int Cuerda)	d(Ø ext Cuerda)	dh(Ø Cabeza)	f _{u,k}		
	10.9HSI	4,00	6,0	12,1	1000		

Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.

Resistencia al aplantamiento de la madera ****							
Clase tornillo							
Clase Resistente	Ø Nominal	α (esfuerzo&fibra)	ρ _k	f _{h,1,0,k} (N/mm²)	25,19	t ₁ (pieza de punta)	
C18	POWER CUT 6mm	45	320	f _{h,1,α,k} (N/mm²)	20,90		
Con Pretaladro		45	320	f _{h,2,0,k} (N/mm²)	25,19		
				f _{h,2,α,k} (N/mm²)	20,90	t ₂ (pieza de Cabeza)	
Madera t1	Nota:Notaciones de t ₁ , t ₂ según esquemas.						
Madera t2	Momento Plastico del Perno (mm)			M _{y,Rk} (N.mm)	11027,50		
	Calidad Acero	d(Ø int Cuerda)	d(Ø ext Cuerda)	dh(Ø Cabeza)	f _{u,k}		
	10.9HSI	4,00	6,0	12,1	1000		

f_{ax,90,k} (N/mm²)	Con efecto sogá	Efecto sogá	F _{ax,Rk,1} (Pieza de punta)	d ₁	28,2426
12,0	α (eje tirafondo&fibra)	α (diámetro de caña)	F _{ax,Rk,2} (Pieza de cabeza)	d ₂	22,2426
Madera t1	45,0	6,0	Efecto sogá t ₁	d _{3,t}	63,2132
Madera t2	0,0	6,0	Efecto sogá t ₂	d _{3,c}	42
Ø Arandela(Sin=0)	0,00	6	f _{head} (di)	d _{4,t}	42
Ø equi de chapa			Efecto sogá menor	d _{4,c}	18
0,0					

Nota: Solo se considera madera y madera microlaminada. Para tableros, tablero de partículas y OSB la resistencia característica al aplastamiento se debe calcular con sus correspondientes formulas: CTE DB SE-M. Capítulos: 8,3,4,1,3 y 8,3,4,1,4

Para tableros contrachapado $f_{h,k} = 0,11 (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k$ (N/mm²)

Para tableros de partículas y OSB $f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot \rho^{0,2}$

SIMPLE CORTADURA

Valor Característico de Capacidad de Carga					
MADERA-ACERO	a	b	c	e	f
	Placa de acero delgadas	t ≤ 0,5d (Perno)	Placa de acero gruesas	t (Placa) > d (Perno)	
MADERA-MADERA	a	b	c	e	f
	4013,74	1902,43	10034,35	4626,44	2549,32
	10034,35	10034,35	4497,07	3960,45	3960,45
					1902,43

a) placa delgada (t ≤ 0,5d):

$$F_{v,Rk} = \min \left[\frac{0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}; \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right]$$

b) placa gruesa (t ≥ d):

$$F_{v,Rk} = \min \left[\frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}; \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \right]$$

c) $F_{v,Rk} = \min \left[\frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}; \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \right]$

d) $F_{v,Rk} = \min \left[\frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}}; \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \right]$

e) $F_{v,Rk} = \min \left[\frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}}; \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \right]$

f) $F_{v,Rk} = \min \left[\frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}}; \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}}; \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \right]$

HSI POWER CUT Y POWER BUILD(ETA-19/0072 of 2019-02-01)

Resistencia al aplantamiento de la madera ****			
Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.			
Clase tornillo	Clase Resistente	Ø Nominal	pk
	C18	45	320
Con Pretaladro	C18	POWER CUT 6mm	320
Nota: Notaciones de t ₁ , t ₂ según esquemas.			
Madera t1	Momento Plastico del Perno (mm)		
Madera t2	d(Ø int Cuerda)		
	10.9HSI	4,00	6,0
			110
			12,1
			1000
			1,00
			11027,50
			f_{u,k}
			12,1
			1000

***Nota def tirafondo :** En tirafondos de caña lisa, en los que el diámetro exterior de la zona roscada es igual al diámetro de la caña, **d**, y la caña penetra en la pieza que contiene la punta del tirafondo una longitud no menor que **4d**, el diámetro eficaz **def** se toma igual al diámetro de la caña **d**. Figura A. En tirafondos que no tengan caña lisa o en los que la penetración en la pieza de punta sea menor que **4d**, **def=1,1d_r(Øint cuerda)**. Figuras B y C.

****Nota:** ángulo entre eje del tirafondo y la dirección de la fibra ≥30°

***** Nota:** Cuando no se cumplan los requisitos **F_{ax,Rk}**

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{\eta_{ef} f_{ax,k} d_{ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{p_k}{p_a} \right)^{0,8}$$

donde:

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} p_a^{0,1} p_k^{0,8}$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d/8}{1}, 1 \right\}$$

f_{ax,90,k}(N/mm²)	Con efecto sogá	Efecto sogá	d₁	28,2426
12,0	α (eje tirafondo&fibra) **	d (diámetro de caña)	d₂	22,2426
Madera t1	45,0	6,0	d_{3,t}	63,2132
Madera t2	0,0	6,0	d_{3,c}	42
Ø Arandela(Sin=0)	0,00	Espesor Chapa t(Sin=0)	d_{4,t}	42
Ø equi de chapa			d_{4,c}	18
0,0				
	t₁ (pieza de punta)	Geometría de la unión (mm)		
	120	t ₂		
		120		

****** Nota:** Solo se considera madera y madera microlaminada. Para tableros, tablero de partículas y OSB la resistencia característica al aplastamiento se debe calcular con sus correspondientes formulas: CTE DB SE-M. Capítulos: 8,3,4,1,3 y 8,3,4,1,4

Para tableros contrachapado $f_{h,k} = 0,11 (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k (N/mm^2)$
 Para tableros de partículas y OSB $f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot t^{0,2}$

SIMPLE CORTADURA

Valor Característico de Capacidad de Carga					
	a	b	c	e	f
	Placa de acero delgadas		Placa de acero gruesas		
	t ≤ 0,5d (Perno)		t (Placa) > d (Perno)		
MADERA-ACERO	4013,74	1902,43	10034,35	4626,44	2549,32
MADERA-MADERA	10034,35	10034,35	4497,07	3960,45	1902,43

a) placa delgada (t ≤ 0,5d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \right\}$$

b) placa gruesa (t ≥ d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \right\}$$

c) $F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \right\}$

d) $F_{v,Rk} = \min \left\{ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta}, \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_1^2} - \beta \right\}$

e) $F_{v,Rk} = \min \left\{ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta}, \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_2^2} - \beta}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_2^2} \right\}$

f) $F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}$

SIMPLE CORTADURA

madera-madera y acero-madera
tablero-madera

HECO-FIX-plus, HECO-TOPIX, HECO-TOPIX-T and HECO-TOPIX-CC screws(ETA-11/0284of 25 August 2016)

Nota dimensionado: En troncosas (siempre) y coníferas para Ø26mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad > 500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.

Resistencia al aplastamiento de la madera		Resistencia al aplastamiento de la madera	
Clase tornillo	Clase Resistente	Ø Nominal	α (esfuerzo&fibra)
C18	C18	HECO FIX 4,5mm	90
Con Pretaladro	C18		-
Madera t1	Nota: Notaciones de t1, t2 según esquemas.		
Madera t2	Momento Plástico del Perno (mm)		
		2,95	d(Ø ext Cuerda)
		4,6	

f _{ax,90k} (N/mm²)	Con efecto sogá		Efecto sogá		F _{ax,Rk,1} (Pieza de punta)	a ₁
	α (eje tirafondo&fibra)	l _{ef} (penetración de la parte roscada)	α (diámetro de caña)	K _{ax}		
13,7	90,0	42	4,6	1	2463,73	18,4
Madera t1	-	0	4,6	1	615,93	32,2
Ø Arandela	0,00	ó	Espesor Chapa t	2,00	212,32	32,2
Ø equi de chapa	Geometría de la unión (mm)				704,54	23
18,4	t ₁ (pieza de punta)	t ₂	t ₂ /t ₁	#i VALOR!	212,32	13,8
	70	-			Efecto sogá menor	

diámetro exterior de la zona roscada es igual al diámetro de la caña, d, y la caña penetra en la pieza que contiene la punta del tirafondo una longitud no menor que 4d, el diámetro eficaz def se toma igual al diámetro de la caña d. Figura A. En tirafondos que no tengan caña lisa o en los que la penetración en la pieza de punta sea menor que 4d, def=1,1 d₁(Ø int)

Nota: ángulo entre eje del tirafondo y la dirección de la fibra > 30°

*** Nota: Cuando no se cumplan los requisitos F_{ax,Rk} donde:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{\eta_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}^{0,8}}{1,2 \cos^2 \alpha + \text{sen}^2 \alpha} \left(\frac{P_k}{P_a} \right)^{0,8}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} \cdot 0,1^{0,8} \cdot k_d$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, 1 \right\}$$

**** Notas: Solo se considera madera y madera microlaminada. Para tableros, tablero de partículas y OSB la resistencia característica al aplastamiento se debe calcular con sus correspondientes formulas: CTE DB SE-M. Capítulos: 8,3,4,1,3 y Para tableros contrachapado f_{h,k} = 0,11 (1 - 0,01·d) Para tableros de partículas y OSB f_{h,k} = 50 · d^{-0,6} · t

SIMPLE CORTADURA

Valor Característico de Capacidad de Carga		F _{v,Rk} (Newton)		e		f	
a	b	c	d	e	f		
MADERA-ACERO	Placa de acero delgadas t ≤ 0,5d (Perno)	Placa de acero gruesas t(Placa) > d (Perno)					
827,09	805,27	2067,72	1158,34	1050,88			
MADERA-MADERA	#i VALOR!	#i VALOR!	#i VALOR!	#i VALOR!	#i VALOR!		

a) placa delgada (t ≤ 0,5·d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \end{array} \right.$$

b) placa gruesa (t ≥ d):

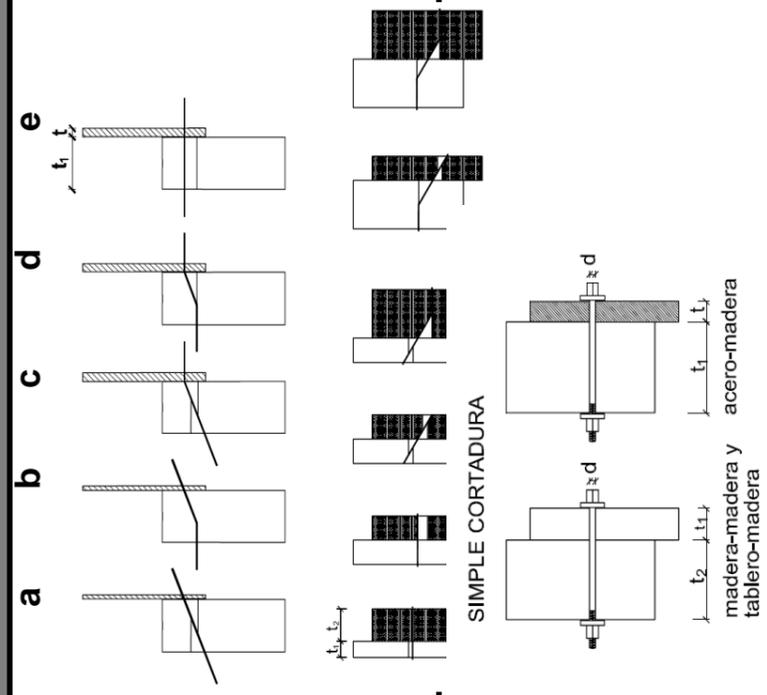
$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_1^2} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \\ f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \end{array} \right.$$

c)
$$\frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^3 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right]$$

d)
$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta} \cdot 2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \end{array} \right.$$

e)
$$1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_1^2} - \beta \right]$$

$$1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_2^2} - \beta \right]$$

$$1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta} \cdot 2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}$$


HSI POWER CUT Y POWER BUILD(ETA-19/0072 of 2019-02-01)

Resistencia al aplantamiento de la madera ****			
Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.			
Clase tornillo	Clase Resistente	Ø Nominal	pk
	C18	POWER CUT 6mm	320
Con Pretaladro	C18		320
Madera t1	Nota:Notaciones de t1, t2 según esquemas.		
Madera t2	Momento Plastico del Perno (mm)		
	Calidad Acero	d(Ø int Cuerda)	d(Ø ext Cuerda)
	10.9HSI	4,00	6,0
			70
			12,1
			1000
			1,00
			11027,50
			f_{u,k}
			1000

*Nota def tirafondo : En tirafondos de caña lisa, en los que el diámetro exterior de la zona roscada es igual al diámetro de la caña, **d**, y la caña penetra en la pieza que contiene la punta del tirafondo una longitud no menor que **4d**, el diámetro eficaz **def** se toma igual al diámetro de la caña **d**. Figura A. En tirafondos que no tengan caña lisa o en los que la penetración en la pieza de punta sea menor que **4d**, **def=1,1d_r(Øint cuerda)**. Figuras B y C.

**Nota: ángulo entre eje del tirafondo y la dirección de la fibra ≥30°

*** Nota: Cuando no se cumplan los requisitos $F_{ax,Rk}$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{\eta_{ef} f_{ax,k} d_{ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{p_k}{p_a} \right)^{0,8}$$

donde:

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} p_a^{0,1} p_k^{0,8}$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, 1 \right\}$$

f_{ax,90,k}(N/mm²)	Con efecto sogá	Efecto sogá	d₁	28,2426
12,0	α (eje tirafondo&fibra)	d (diámetro de caña)	d₂	22,2426
Madera t1	45,0	6,0	d_{3,t}	63,2132
Madera t2	0,0	6,0	d_{3,c}	42
Ø Arandela(Sin=0)	0,00	Espesor Chapa t(Sin=0)	d_{4,t}	42
Ø equi de chapa			d_{4,c}	18
0,0				
	t₁ (pieza de punta)	Geometría de la unión (mm)		
	70	t₂		
		70		

**** Nota: Solo se considera madera y madera microlaminada. Para tableros, tablero de partículas y OSB la resistencia característica al aplastamiento se debe calcular con sus correspondientes formulas: CTE DB SE-M. Capítulos: 8,3,4,1,3 y 8,3,4,1,4

Para tableros contrachapado $f_{h,k} = 0,11 (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k (N/mm^2)$

Para tableros de partículas y OSB $f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot \rho^{0,2}$

SIMPLE CORTADURA

Valor Característico de Capacidad de Carga					
	a	b	c	e	f
	Placa de acero delgadas		Placa de acero gruesas		
	t ≤ 0,5d (Perno)		t (Placa) > d (Perno)		
MADERA-ACERO	2341,35	1902,43	5853,37	2985,12	2549,32
MADERA-MADERA	5853,37	5853,37	2765,25	2571,43	1902,43

a placa delgada (t ≤ 0,5d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right\}$$

b placa gruesa (t ≥ d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \right\}$$

a $f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d$

b $f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d$

c $\frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right)$

d $F_{v,Rk} = \min \left\{ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta}, \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_1^2} - \beta \right\}$

e $1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_2^2} - \beta}$

f $1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}$

SIMPLE CORTADURA

madera-madera y acero-madera
tablero-madera

HSI POWER CUT Y POWER BUILD(ETA-19/0072 of 2019-02-01)

Resistencia al aplantamiento de la madera ****			
Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.			
Clase tornillo	Clase Resistente	Ø Nominal	pk
	C18	45	320
Con Pretaladro	C18	POWER CUT 6mm	320
Madera t1	Nota:Notaciones de t1, t2 según esquemas.		
Madera t2	Momento Plastico del Perno (mm)		
	Calidad Acero	d(Ø int Cuerda)	d(Ø ext Cuerda)
	10.9HSI	4,00	6,0
			70
			1000

f_{ax,90,k}(N/mm²)	Sin efecto sogá	Efecto sogá	d₁	28,2426
12,0	α_{ef}(eje tirafondo&fibra)	d(Ø ext Cuerda)	d₂	22,2426
Madera t1	45,0	6,0	d_{3,t}	63,2132
Madera t2	0,0	6,0	d_{3,c}	42
Ø Arandela(Sin=0)	0,00	Espesor Chapa t(Sin=0)	d_{4,t}	42
Ø equi de chapa			d_{4,c}	18
0,0				

Nota def tirafondo : En tirafondos de caña lisa, en los que el diámetro exterior de la zona roscada es igual al diámetro de la caña, **d**, y la caña penetra en la pieza que contiene la punta del tirafondo una longitud no menor que **4d**, el diámetro eficaz **def** se toma igual al diámetro de la caña **d**. Figura A. En tirafondos que no tengan caña lisa o en los que la penetración en la pieza de punta sea menor que **4d**, **def=1,1d₁(Øint cuerda)**. Figuras B y C.

****Nota:** ángulo entre eje del tirafondo y la dirección de la fibra ≥30°

***** Nota:** Cuando no se cumplan los requisitos **F_{ax,Rk}**

donde:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{\eta_{ef} f_{ax,k} d_{1,ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{p_k}{p_a} \right)^{0,8}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} p_a^{0,1} p_k^{0,8}$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d/8}{1}, 1 \right\}$$

******Notas:** Solo se considera madera y madera microlaminada. Para tableros, tablero de partículas y OSB la resistencia característica al aplastamiento se debe calcular con sus correspondientes formulas: CTE DB SE-M. Capítulos: 8,3,4,1,3 y 8,3,4,1,4

Para tableros contrachapado $f_{h,k} = 0,11 (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k$ (N/mm²)
 Para tableros de partículas y OSB $f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot t^{0,2}$

SIMPLE CORTADURA

Valor Característico de Capacidad de Carga					
	a	b	c	e	f
	Placa de acero delgadas t≤0,5d(Perno)		Placa de acero gruesas t(Placa)>d(Perno)		
MADERA-ACERO	2341,35	1561,73	5853,37	2644,41	2208,62
MADERA-MADERA	5853,37	5853,37	2424,55	2230,72	1561,73

a) placa delgada (t ≤ 0,5d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta}, \frac{f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + \beta} \right\}$$

b) placa gruesa (t ≥ d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right\}$$

HSI POWER CUT Y POWER BUILD(ETA-19/0072 of 2019-02-01)

Resistencia al aplantamiento de la madera ****			
Nota dimensionado: En frondosas (siempre) y coníferas para Ø≥6mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad≥500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.			
Clase tornillo	Clase Resistente	Ø Nominal	pk
	C18	45	320
Con Pretaladro	C18	POWER CUT 6mm	320
Madera t1	Nota: Notaciones de t1, t2 según esquemas.		
Madera t2	Momento Plastico del Perno (mm)		
	Calidad Acero	d(Ø int Cuerda)	d(Ø ext Cuerda)
	10.9HSI	4,00	6,0
			70
			12,1
			1000
			1,00
			11027,50
			f_{u,k}
			1000

***Nota def tirafondo :** En tirafondos de caña lisa, en los que el diámetro exterior de la zona roscada es igual al diámetro de la caña, **d**, y la caña penetra en la pieza que contiene la punta del tirafondo una longitud no menor que **4d**, el diámetro eficaz **def** se toma igual al diámetro de la caña **d**. Figura A. En tirafondos que no tengan caña lisa o en los que la penetración en la pieza de punta sea menor que **4d**, **def=1,1d_r(Øint cuerda)**. Figuras B y C.

****Nota:** ángulo entre eje del tirafondo y la dirección de la fibra ≥30°

***** Nota:** Cuando no se cumplan los requisitos **F_{ax,Rk}**

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d_{ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{p_k}{p_a} \right)^{0,8}$$

donde:

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} p_a^{0,1} p_k^{0,8}$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d/8}{1}, 1 \right\}$$

f_{ax,90,k}(N/mm²)	Con efecto sogá	Efecto sogá	d₁	28,2426
12,0	α (eje tirafondo&fibra)	d (diámetro de caña)	d₂	22,2426
Madera t1	45,0	6,0	d_{3,t}	63,2132
Madera t2	0,0	6,0	d_{3,c}	42
Ø Arandela(Sin=0)	0,00	Espesor Chapa t(Sin=0)	d_{4,t}	42
Ø equi de chapa			d_{4,c}	18
0,0				
	t₁ (pieza de punta)	Geometría de la unión (mm)		
	70	t₂		
		70		

****** Notas:** Solo se considera madera y madera microlaminada. Para tableros, tablero de partículas y OSB la resistencia característica al aplastamiento se debe calcular con sus correspondientes formulas: CTE DB SE-M. Capítulos: 8,3,4,1,3 y 8,3,4,1,4

Para tableros contrachapado $f_{h,k} = 0,11 (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k$ (N/mm²)
 Para tableros de partículas y OSB $f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot t^{0,2}$

SIMPLE CORTADURA

Valor Característico de Capacidad de Carga						
	a	b	c	d	e	f
	Placa de acero delgadas t ≤ 0,5d (Perno)		Placa de acero gruesas t (Placa) > d (Perno)			
MADERA-ACERO	2341,35	1902,43	5853,37	2985,12	2549,32	
MADERA-MADERA	5853,37	5853,37	2765,25	2571,43	2571,43	1902,43

a) placa delgada (t ≤ 0,5d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta}, \frac{f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + \beta} \right\}$$

b) placa gruesa (t ≥ d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta}}, \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}} \right\}$$

HECO-FIX-plus, HECO-TOPIX, HECO-TOPIX-T and HECO-TOPIX-CC screws(ETA-11/0284of 25 August 2016)

Nota dimensionado: En troncosas (siempre) y coníferas para Ø26mm necesario pretaladro, teniendo en augero donde se aloja la caña su mismo Ø y longitud de tramo liso y el augero donde se aloja la parte roscada, el 70% del Ø de la caña. En maderas con densidad > 500kg/m³ el pretaladro hay que determinarlo mediante ensayos.

Resistencia al aplantamiento de la madera		****	
Clase tornillo	Ø Nominal	α (esfuerzo&fibra)	pk
C18	HECO FIX 4,5mm	0	320
Con Pretaladro		90	320
Madera t1	Nota: Notaciones de t1, t2 según esquemas.		
Madera t2	Momento Plástico del Perno (mm)	d(Ø ext Cuerda)	
	2,95	4,6	
			β
			W _{y,Rk} (N·mm)
			4500,00
			dh(Ø Cabeza)
			8,7

f _{ax,90k} (N/mm²)	Con efecto sogá		Efecto sogá		F _{ax,Rk,1} (Pieza de punta)	a ₁	23
	α (eje tirafondo&fibra)	le _f (penetración de la parte roscada)	α (diámetro de caña)	K _{ax}			
13,7	90,0	48	4,6	1	2815,69		13,8
Madera t1	-	0	4,6	1	703,92	a _{3,t}	55,2
Ø Arandela	0,00	ó	Espesor Chapa t	0,00	176,13	a _{3,c}	32,2
Ø equi de chapa	Geometría de la unión (mm)				704,54	a _{4,t}	13,8
0,0	t ₁ (pieza de punta)	t ₂	t ₂ /t ₁		176,13	a _{4,c}	13,8
	48	32	0,67		Efecto sogá menor		

**** Notas: Solo se considera madera y madera microlaminada. Para tableros, tablero de partículas y OSB la resistencia característica al aplantamiento se debe calcular con sus correspondientes formulas: CTE DB SE-M. Capítulos: 8,3,4,1,3 y Para tableros contrachapado $f_{h,k} = 0,11 (1 - 0,01 \cdot d)$ Para tableros de partículas y OSB $f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot t$

*** Nota: Cuando no se cumplan los requisitos F_{ax,Rk} donde:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}^{0,8}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{P_k}{P_a} \right)^{0,8}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} \cdot 0,1^{0,8} \cdot k_d$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, 1 \right\}$$

SIMPLE CORTADURA

Valor Característico de Capacidad de Carga		F _{v,Rk} (Newton)		e		f	
a	b	c	d	e	f		
MADERA-ACERO	Placa de acero delgadas t ≤ 0,5d (Perno)	Placa de acero gruesas t(Placa) > d (Perno)	1775,26	1502,01			
	1417,87	3544,67	1278,70	728,22	884,84		
MADERA-MADERA	945,24	1148,51					

a) placa delgada (t ≤ 0,5·d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \end{array} \right.$$

b) placa gruesa (t ≥ d):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} \\ f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \end{array} \right.$$

c)
$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \\ \frac{f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + \beta} \end{array} \right.$$

d)
$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_1^2} - \beta} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_2^2} - \beta} \end{array} \right.$$

e)
$$1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d}$$

