

MÁSTER DE ESTRUCTURAS, CONSTRUCCIÓN Y DISEÑO EN MADERA
UNIVERSIDAD DEL PAÍS VASCO/EUSKAL HERRIKO UNIBERTSITATEA
UPV/EHU

TRABAJO FINAL DE MÁSTER (TFM)

**ANÁLISIS DE SISTEMAS DE FIJACIÓN BAJO CARGAS SÍSMICAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ENTRAMADO LIGERO CON MADERA
PRODUCIDA Y COMERCIALIZADA EN COSTA RICA**

Autor:

Ing. Francisco Rodríguez Bejarano

Tutores:

Arq. Jose Miguel Rico-Martinez, PhD, Universidad del País Vasco/EHU

Ing. Beatriz González Rodrigo, PhD, Universidad Politécnica de Madrid

Ing. Guillermo González Beltrán, PhD, Universidad de Costa Rica

Fecha y lugar:

10/01/2024

San Sebastian, Gipuzkoa, España

Agradecimientos

Para la realización de esta investigación se contó con el apoyo vital de muchos actores, quienes facilitaron el apoyo necesario para mantener este proceso y concluirlo positivamente.

Me gustaría agradecer a mi familia, quienes me han apoyado en mis decisiones con mucho amor y empatía, ellos son la manifestación de la abundancia del Universo en mi vida. Mi esposa Rebeca Elizondo Camacho, mis padres, hermano y hermanas, sobrino y sobrinas, y toda la familia que ha sustentado mis sueños. Esto también incluye a la familia escogida, mis queridos amigos y amigas, que me permiten mantenerme alegre, con los pies en la tierra y la mente en el cielo, y disfrutando de cada paso del camino. Todos ellos y ellas me han hecho ver la importancia de aportar desde mi profesión a un mayor balance entre la humanidad y la naturaleza.

Por otra parte, quisiera agradecer a la empresa Rothoblaas SRL, quienes han creído en mí desde el comienzo. Esta empresa, a través de su espíritu internacional e innovador, me apoyó para viajar a España a realizar el Máster, y aportó parte de los materiales necesarios para el desarrollo de la investigación. Agradecer también a mis tutores, Ing. Beatriz González Rodrigo, PhD y Arq. Josemi Rico, PhD, quienes me han guiado para obtener resultados valiosos a partir de este esfuerzo.

Un agradecimiento especial para todo el personal y recursos que el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME) y la Universidad de Costa Rica (UCR) pusieron a mi disposición para el desarrollo de esta investigación. Gracias al Ing. Guillermo González Beltrán, PhD, por gestionar la pasantía que fue de mucho valor para mí y mi carrera. Al director del Laboratorio de Estructuras, Ing. Francisco Villalobos Ramírez, M. Sc, por su apertura y disposición, y a los técnicos Luis Diego Guzmán Alvarado, Danilo Montero Guzmán y Dennis Madrigal Sanchez, que me hicieron conectar con el enorme valor empírico que tiene la madera como material constructivo.

Este proceso no hubiera sido posible sin el apoyo de aliados estratégicos que, más que creer solamente en mí, creen en la madera como el material de construcción que debemos hacer crecer en Costa Rica. Gracias a la Asociación Costarricense de Ingenieros en Construcción (ACIC), por apoyar mi viaje para la realización de las pruebas de laboratorio. A la empresa ADELANTE DESARROLLOS, quienes, través de su proyecto ADELANTE HOMES, se están animando a prefabricar estructuras de entramado ligero, y están abiertos al conocimiento y desarrollo tecnológico que esto implica. Gracias a la Escuela de Ingeniería Forestal del ITCR por facilitar su horno, equipos y personal para el secado y preparación de la madera para las pruebas de laboratorio. Por último, gracias al Instituto Costarricense de la Madera (ICOMADERA) que me ha impulsado a compartir este conocimiento y seguir tejiendo redes para el desarrollo de la industria en el país.

Ha sido para mí un gran honor trabajar con este grupo de organizaciones y personas, y ser el canal a través del cual se ha generado este conocimiento, que espero sea de valor para el desarrollo y crecimiento de las estructuras de entramado ligero con madera nacional en Costa Rica.

Resumen

La utilización del entramado ligero de madera como técnica constructiva se presenta como una valiosa oportunidad en Costa Rica, un país comprometido con políticas carbono neutrales y abundantemente provisto de plantaciones forestales que brindan materia prima de calidad. Esta técnica ofrece un gran potencial en zonas de alta amenaza sísmica, por su excelente desempeño frente a cargas dinámicas. El sistema se fundamenta en diafragmas de forjados y muros, siendo estos últimos cruciales para resistir el cortante generado por la actividad sísmica.

Con el objetivo de aprovechar este potencial, es crucial investigar, adaptar y proponer un sistema constructivo de entramado ligero que se ajuste a las maderas locales y a los sistemas de anclajes comúnmente utilizados disponibles en el mercado. La presente investigación se propone analizar el comportamiento dinámico de los muros de entramado ligero y las conexiones claves del sistema. Se aborda el estudio mediante el análisis de curvas de respuesta, energía disipada y ductilidad de las conexiones, utilizando normativas vigentes.

El laurel (*Cordia alliodora*), una especie autóctona ampliamente presente en plantaciones forestales y con propiedades físico-mecánicas adecuadas, ha sido seleccionada para la fabricación del entramado de madera de los muros. Para arriostrar el conjunto del bastidor se emplea el contrachapado (*plywood*) como tablero estructural. Se fabrican tres especímenes, uno de los cuales se somete a carga monotónica, y dos a cargas cíclicas quasi-estáticas, según la norma ASTM E2126. Se analizan parámetros como la rigidez estructural, desplazamiento máximo y disipación de energía. Los ensayos incluyen uniones tablero-montante y la escuadra de tracción, tipo *hold-down*, elementos críticos en la resistencia de estos muros ante fuerzas laterales.

El análisis global, basado en investigaciones previas y datos de resistencia según códigos de referencia (UNE-EN 1995, CSCR 20120 y SDPWS 2015), arroja resultados positivos, demostrando que el sistema es adecuado para zonas sísmicas debido a su buen comportamiento y ductilidad. La comparación con estudios anteriores sugiere que la especie de madera tiene una influencia limitada en el comportamiento dinámico de la estructura. Para el desempeño del sistema se consideran más importantes la calidad de las conexiones, la capacidad de los elementos de anclaje, la rigidez del tablero y las dimensiones estructurales. Se señala la posibilidad de mejorar la ductilidad prestando mayor atención al diseño, análisis y ejecución de las conexiones, como elemento central de la capacidad del sistema en conjunto.

Summary

The use of light timber frame as a construction technique represents a valuable opportunity in Costa Rica, a country committed to carbon-neutral policies and abundantly supplied with forest plantations that provide high-quality raw materials. This technique shows great potential in high seismic threat zones due to its excellent performance against dynamic loads. The system is based on floor and wall diaphragms, with the latter being crucial for resisting the shear forces generated by seismic activity.

To harness this potential, it is crucial to adapt and propose a timber frame construction system that aligns with local woods species and commonly used anchoring systems available in the market. This research aims to analyse the dynamic behavior of light timber frame walls and key connections within the system. The study involves analysing response curves, dissipated energy, and ductility of connections, following current regulations.

Laurel (*Cordia alliodora*), a native species widely present in forest plantations with suitable physical and mechanical properties, has been chosen for the construction of the wood framing of the walls. Plywood is used as the structural board to brace the entire frame. Three specimens are fabricated, one subjected to monotonic load and two to quasi-static cyclic loads, following ASTM E2126. Parameters such as structural stiffness, maximum displacement, and energy dissipation are analysed. Tests include plywood-stud connections, and the hold-down angle brackets, critical elements in the resistance of these walls to lateral forces.

The overall analysis, based on previous research and strength data according to reference codes (UNE-EN 1995, CSCR 20120, and SDPWS 2015), shows positive results, demonstrating that the system is suitable for seismic zones due to its good performance and ductility. Comparison with previous studies suggests that wood species has a limited influence on the dynamic behavior of the structure. For the system correct performance, the quality of connections, anchoring element capacity, board stiffness, and structural dimensions are considered more important. The possibility of enhancing ductility by paying greater attention to the design, analysis, and execution of connections is highlighted as a central element of the overall system capacity.

Tabla de Contenidos

Agradecimientos	2
Resumen.....	3
Summary.....	4
Tabla de Contenidos	5
Índice de Figuras.....	7
Índice de Tablas	9
I. Palabras clave	10
II. Introducción	10
III. Antecedentes	13
IV. Objetivos	20
V. Metodología	21
a. Fases de proyecto.....	21
b. Abordaje multiescala.....	22
c. Alcance	24
d. Limitaciones	25
e. Materiales	26
VI. Normativa.....	29
a. Normativa general.....	29
i. UNE-EN 1995: Proyectos de estructuras de madera [21].....	29
ii. Código Sísmico Costa Rica (CSCR) [16].....	31
iii. <i>Special Design Provisions for Wind & Seismic (SDPWS)</i> [29].....	32
b. Normativa experimental	35
i. UNE-EN 12512: Ensayo cíclico de uniones realizadas con conectores mecánicos [24].....	35
ii. ASTM E2126 Standard Test Methods for Cyclic (reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings [31]	41
iii. Contenido de humedad y Densidad.....	44
VII. Cálculos y definición de materiales	45
a. Madera.....	45
b. Dimensionamiento de estructura	49
c. Tablero	51
d. Capacidad de carga lateral	52

e.	Conexiones internas de la estructura.....	57
VIII.	Montaje del experimento	60
a.	Especímenes de prueba	60
b.	Proceso constructivo especímenes.....	61
i.	Conexiones individuales (T-E y E-E).....	64
ii.	MUROS.....	68
c.	Equipo y accesorios	81
d.	Procedimientos	84
IX.	Resultados Experimentales.....	85
a.	Tablero-Entramado (T-E).....	87
b.	Entramado-Entramado (E-E)	92
c.	MUROS.....	97
d.	Densidad y Contenido de Humedad	104
X.	Análisis de resultados	107
XI.	Conclusiones.....	121
XII.	Recomendaciones.....	123
XIII.	Bibliografía	124
XIV.	Anexos	128

Índice de Figuras

FIGURA 1. VIGAS DE CARGA Y CIMENTACIÓN, ALEJANDRO ROBLES	17
FIGURA 2. ESTRUCTURA ENTRAMADO LEIVA, MOYA Y NAVARRO	17
FIGURA 3. RESUMEN METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	21
FIGURA 4. ABORDAJE MULTIESCALA.	23
FIGURA 5. COMPONENTES Y DIMENSIONES DEL MURO DE ENTRAMADO LIGERO	24
FIGURA 6. PROCESO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS SEGÚN SDWPS 2015	33
FIGURA 7. TABLA 4.3A DEL SDPWS	34
FIGURA 8. FACTOR DE AJUSTE PARA RESISTENCIA AL CORTE DE UN MURO	35
FIGURA 9. VALORES PLÁSTICOS EN CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN.....	36
FIGURA 10. LIMITES ÚLTIMOS EN CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN	37
FIGURA 11. CICLOS DE CARGA Y PÉRDIDA DE RESISTENCIA	38
FIGURA 12. ENERGÍA DISIPADA EN CADA CICLO DE CARGA	38
FIGURA 13. PROCEDIMIENTO DE CARGA NORMA UNE-EN 12512	39
FIGURA 14. DIFERENCIA ENTRE VERSIONES NORMA UNE-EN 12512.....	41
FIGURA 15. PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO SEGÚN ASTM E2126.....	42
FIGURA 16. MONTAJE PROPUESTO DE MURO ENTRAMADO LIGERO	43
FIGURA 17. CICLOS DE CARGA PROTOCOLO C	43
FIGURA 18. DESPLAZAMIENTO EN CICLOS DE CARGA SEGÚN PROTOCOLO C.....	44
FIGURA 19. DISTANCIAS MÍNIMAS PARA EL CLAVO LBA	49
FIGURA 20. ESPACIAMIENTO ENTRE CLAVOS EN MONTANTE CENTRAL M3	50
FIGURA 21. CARGAS CRÍTICAS SOBRE LOS MONTANTES LATERALES DEL MURO.....	51
FIGURA 22. MODOS DE FALLA DE UN MURO SOMETIDO A CARGA LATERAL	51
FIGURA 23. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN MURO	53
FIGURA 24. CONEXIÓN DE TABLERO A ESTRUCTURA	53
FIGURA 25. MODOS DE FALLA PARA CONECTOR MADERA -MADERA, CORTADURA SIMPLE	54
FIGURA 26. UBICACIÓN CLAVOS DE CONEXIÓN TABLERO-ESTRUCTURA.....	57
FIGURA 27. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN LA ESTRUCTURA.....	58
FIGURA 28. RESISTENCIA CARACTERÍSTICA EN TENSIÓN PARA PLACA WKR	59
FIGURA 29. COMPONENTES DEL MURO PROPUESTO	59
FIGURA 30. MADERA DE LAUREL COLOCADA EN EL HORNO (A) Y CONTENIDO DE HUMEDAD INICIAL (B)	61
FIGURA 31. PROCESAMIENTO DE LA MADERA PARA OBTENER UNA SECCIÓN DE 65x90MM.....	62
FIGURA 32. MADERA Y TABLEROS EN LANAMME	62
FIGURA 33. SECADO DE PROBETAS DE TABLERO (A) Y MADERA (B) PARA MEDICIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD.....	63
FIGURA 34. ESPÉCIMEN Y MONTAJE T-E (A) Y E-E (B)	64
FIGURA 35. PIEZAS SELECCIONADAS PARA ELABORACIÓN DE ESPÉCIMENES T-E Y E-E.....	65
FIGURA 36. ACOPLER PARA MONTAJE DE ESPÉCIMEN EN MÁQUINA UNIVERSAL.....	65
FIGURA 37. ESPÉCIMENES T-E1 (A), T-E2 (B) Y T-E3(C) COLOCADOS EN LA MÁQUINA UNIVERSAL.....	66
FIGURA 38. ACOPLER INFERIOR PARA ESPÉCIMEN E-E	66
FIGURA 39. CONSTRUCCIÓN DE ESPÉCIMENES E-E	67
FIGURA 40. ESPÉCIMEN E-E 1 COLOCADA EN LA MÁQUINA DE FALLA	67
FIGURA 41. MADERA CLASIFICADA SEGÚN PRESENCIA DE IMPERFECCIONES	68
FIGURA 42. ESTRUCTURA DEL MURO	69
FIGURA 43. COLOCACIÓN DE TORNILLOS VGZ7140 (B) EN CONEXIONES INTERNAS DE LA ESTRUCTURA, MEDIANTE PREAGUJERO (A)	69
FIGURA 44. COLOCACIÓN DE ANCLAJE A TENSIÓN WKR13535	70
FIGURA 45. ESTRUCTURA ENSAMBLADA PREVIO A COLOCACIÓN DE TABLEROS	70
FIGURA 46. COLOCACIÓN DE TABLERO 1 (A) Y TABLERO 2 (B)	71
FIGURA 47. CERTIFICACIONES CON LAS QUE CUENTAN LOS TABLEROS UTILIZADOS	71
FIGURA 48. DETALLE VIGA DE CIMENTACIÓN	72
FIGURA 49. PREENSAMBLE VIGA DE CIMENTACIÓN (A) Y SOLDADURA (B).	73
FIGURA 50. COLOCACIÓN DE REFUERZO (A) EN LA VIGA DE CARGA EN ZONAS DE TRACCIÓN (B).....	73
FIGURA 51. ELABORACIÓN DE AGUJEROS (A) PARA ANCLAJE A PISO DE REACCIÓN (B).....	74

FIGURA 52. VIGA DE CIMENTACIÓN	74
FIGURA 53. DETALLE VIGA DE CARGA.....	75
FIGURA 54. DETALLE AJUSTE DE ALTURA SUPERIOR.....	76
FIGURA 55. PREENSAMBLAJE VIGA DE CARGA.....	76
FIGURA 56. REFUERZOS VIGA DE CARGA.....	77
FIGURA 57. VIGA DE CARGA	77
FIGURA 58. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL (A) PARA EL MURO, DESLIZAMIENTO DE RUEDAS ANCLADAS AL ESPÉCIMEN (B) Y (C)	78
FIGURA 59. MONTAJE DE LA VIGA CIMENTACIÓN EN EL MURO (A) Y VIGA COLOCADA (B).....	78
FIGURA 60. COLOCACIÓN DE MURO EN PISO DE REACCIÓN.....	79
FIGURA 61. ANLAJE DE VIGA DE CARGA A MURO CON HBS6140 PARA MURO1 (A) Y BARRA ROSCADA ½" PARA MURO 2 Y 3 (B).....	79
FIGURA 62. COLOCACIÓN DE MEDIDORES DE DESPLAZAMIENTO	80
FIGURA 63. MONTAJE COMPLETO DE ESPECÍMENES MURO	80
FIGURA 64. BALANZA.....	81
FIGURA 65. HORNO.....	81
FIGURA 66. MÁQUINA UNIVERSAL PARA LOS ESPECÍMENES T-E.....	82
FIGURA 67. MÁQUINA UNIVERSAL PARA LOS ESPECÍMENES E-E.....	82
FIGURA 68. PISTÓN HIDRÁULICO UTILIZADO PARA SOMETER A CARGA EL ESPÉCIMEN MURO	83
FIGURA 69. TRANSFORMADORES DIFERENCIALES DE VARIACIÓN LINEAL LVDT.....	84
FIGURA 70. PARÁMETROS DE DESEMPEÑO DE UN MURO DE CORTE SOMETIDO A CARGA HORIZONTAL	87
FIGURA 71. ESFUERZO-DEFORMACIÓN Y EEEP PARA T-E1.....	88
FIGURA 72. ORIENTACIÓN PRUEBAS DE CARGA	89
FIGURA 73. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO Y ENVOLVENTES T-E 2	89
FIGURA 74. ENVOLVENTES Y EEEP PARA T-E2.....	90
FIGURA 75. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO Y ENVOLVENTES T-E 3	91
FIGURA 76. ENVOLVENTES Y EEEP PARA T-E3.....	91
FIGURA 77. ESFUERZO-DEFORMACIÓN Y EEEP PARA E-E1	92
FIGURA 78. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO Y ENVOLVENTE E-E2.....	94
FIGURA 79. ENVOLVENTE Y EEEP PARA E-E 2.....	94
FIGURA 80. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO Y ENVOLVENTE E-E3.....	95
FIGURA 81. ENVOLVENTE Y EEEP PARA E-E3.....	96
FIGURA 82. UBICACIÓN DE LOS MEDIDORES DE DESPLAZAMIENTO (LVDT) PARA LAS PRUEBAS DE CARGA MONOTÓNICA (A) Y CÍCLICA (B)	97
FIGURA 83. COLOCACIÓN DE PLATINA METÁLICA PARA CORRECTO FUNCIONAMIENTO DEL LVDT1 EN MURO 3	97
FIGURA 84. DESPLAZAMIENTO MEDIDO CON EL PISTÓN VS. LVDT1 PARA MURO 3.....	98
FIGURA 85. ESFUERZO-DEFORMACIÓN Y EEEP PARA MURO1.....	99
FIGURA 86. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO Y ENVOLVENTES MURO 2	100
FIGURA 87. ENVOLVENTES Y EEEP PARA MURO 2	101
FIGURA 88. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO Y ENVOLVENTES MURO 3	102
FIGURA 89. ENVOLVENTES Y EEEP PARA MURO 3	102
FIGURA 90. CAPACIDAD ANTE CARGA LATERAL TABLERO-ESTRUCTURA (T-E).....	111
FIGURA 91. CAPACIDAD ANTE CARGA LATERAL ENTRAMADO-ENTRAMADO (E-E)	112
FIGURA 92. CAPACIDAD ANTE CARGA LATERAL, MUROS	113
FIGURA 93. DUCTILIDAD DE CONEXIÓN (A) Y APLASTAMIENTO MADERA (B) ESPÉCIMEN T-E2	116
FIGURA 94. MODOS DE FALLA EN LOS MUROS	117
FIGURA 95. MODOS DE FALLA CONEXIÓN E-E1(A) Y E-E3 (B)	118
FIGURA 96. DESPLAZAMIENTO NUDO DE CONTROL 16	118
FIGURA 97. DESPLAZAMIENTO EN NUDO DE CONTROL 11.....	119

Índice de Tablas

TABLA 1. CAPACIDAD DE CARGA LATERAL PARA MUROS DE ENTRAMADO LIGERO	20
TABLA 2. ESPECIES DE MADERA CONSIDERADAS INICIALMENTE	27
TABLA 3. CAPACIDADES MECÁNICAS DE ESPECIES CONSIDERADAS (N/MM ²)	46
TABLA 4. FACTOR DE CONVERSIÓN Kf (ADIMENSIONAL)	46
TABLA 5. CLASES RESISTENTES SEGÚN EN 338	47
TABLA 6. EQUIPARACIÓN PRELIMINAR DE ESPECIES DE MADERA	48
TABLA 7. CAPACIDAD DE CARGA LATERAL CLAVO LBA460	55
TABLA 8. ÍNDICES DE AGOTAMIENTO PARA CONECTORES SELECCIONADOS	59
TABLA 9. DETALLE DE LOS ENSAYOS A REALIZAR EN CADA ESPÉCIMEN	85
TABLA 10. RESULTADOS T-E1.....	88
TABLA 11. CICLOS DE CARGA PARA PRUEBA CÍCLICA EN ESPÉCIMENES T-E2 Y T-E3	89
TABLA 12. RESULTADOS PARA T-E2	90
TABLA 13. RESULTADOS PARA T-E3	92
TABLA 14. RESULTADOS PARA E-E1.....	93
TABLA 15. CICLOS DE CARGA PARA PRUEBA CÍCLICA EN ESPÉCIMENES E-E 2 Y 3	93
TABLA 16. RESULTADOS PARA E-E2.....	95
TABLA 17. RESULTADOS PARA E-E3.....	96
TABLA 18. RESULTADOS PARA MURO 1	99
TABLA 19. CICLOS DE CARGA PARA PRUEBA CÍCLICA EN MUROS 2 Y 3	100
TABLA 20. RESULTADOS PARA MURO 2	101
TABLA 21. RESULTADOS PARA MURO 3	103
TABLA 22. DENSIDAD INICIAL MADERA Y TABLERO.....	104
TABLA 23. CONTENIDO DE HUMEDAD (CH) INICIAL DE MADERA Y TABLERO.....	104
TABLA 24. DENSIDAD PARA MATERIALES DE LOS MUROS	105
TABLA 25. CONTENIDO DE HUMEDAD PARA LOS MATERIALES DE LOS MUROS	106
TABLA 26. COMPARATIVA DE RESISTENCIAS DE CAPACIDAD DE CARGA LATERAL	108
TABLA 27. COMPARATIVA DE RESULTADOS	111
TABLA 28. ENERGÍA DISIPADA (kNMM)	116
TABLA 29. DESPLAZAMIENTOS EN NUDOS DE CONTROL PARA UNA CARGA DE 26,39 kN	119

I. Palabras clave

Entramado ligero, conectores, *Cordia alliodora*, cargas sísmicas, comportamiento dinámico, curvas histeréticas.

II. Introducción

La utilización de la madera como elemento estructural en proyectos de construcción ha experimentado un crecimiento significativo a nivel global, impulsado principalmente por sus beneficios ambientales. No basta con contemplar la madera únicamente como un material de construcción sostenible; resulta fundamental analizar su procedencia y el entorno en el que se ejecuta un proyecto para asegurar su genuina sostenibilidad. Este enfoque implica un detenido análisis de los requisitos específicos y las condiciones de carga a las que se verá sometida la estructura, para así generar una propuesta acorde con los requerimientos del proyecto y de su entorno.

Los beneficios ambientales de la madera se consideran relevantes si la materia prima proviene de plantaciones forestales locales y de una explotación sustentable. La elección de la técnica constructiva debe alinearse con los recursos disponibles, permitiendo que el proyecto cumpla criterios de sostenibilidad con un impacto razonable para su escala. Mientras que técnicas como el Cross Laminated Timber (CLT) se destacan en investigaciones y proyectos a gran escala en la Unión Europea, Norteamérica o Australia, existen alternativas, como el entramado ligero o la madera laminada encolada, que ofrecen capacidades estructurales y constructivas adecuadas para construcciones de pequeña y mediana escala en regiones con una baja producción forestal. Estas técnicas no solo sirven como un medio idóneo para posicionar la madera como un material constructivo apropiado, duradero y resistente, sino que también facilitan el desarrollo de proyectos de construcción con un menor impacto ambiental, cumpliendo así con las necesidades de los usuarios.

Costa Rica, un país centroamericano de 51.100 km² de superficie, y con más del 52.4 % de su territorio cubierto por bosques [1], ha adoptado la conservación como uno de sus pilares históricos fundamentales. Desde los años 90, este país ha desarrollado una intensa política forestal, recuperando terreno para las plantaciones de árboles autóctonos o alóctonos. Aunque dispone de madera de plantación con calidad exportable, la industria de construcción local no ha adoptado las tendencias globales de construcción con madera, principalmente debido a la presencia y bajo costo de materiales tradicionales como la mampostería, el acero, el aluminio, o el hormigón. En la actualidad, la madera se encuentra mayormente en estructuras temporales, construcciones antiguas, acabados muy costosos, o en proyectos con ejecución y diseño simple, donde aún se utiliza el clavo liso como elemento de fijación estructural. Las empresas que trabajan con madera laminada de pino importado (*Pinus radiata*) o teca nacional (*Tectona grandis*), aunque respaldan sus proyectos técnicamente y llevan a cabo iniciativas innovadoras con una ejecución destacada, enfrentan costos elevados que resultan inaccesibles para la mayoría de la población local. La ausencia de una industria robusta de entramado ligero limita el

aprovechamiento de sus beneficios, tales como el uso eficiente de los recursos forestales, la prefabricación y las capacidades estructurales, entre otros. En un país con una alta amenaza sísmica, este tipo de construcción es muy pertinente al presentar las estructuras de entramado de madera un buen comportamiento ante sismos de gran magnitud [2]. A nivel de cerramientos verticales, los muros de cortante desempeñan un papel crucial como diafragmas, ya que se busca que posean la suficiente rigidez en su propio plano para actuar como vigas verticales en voladizo [3]. Esta característica les permite resistir las fuerzas sísmicas en la dirección paralela a su superficie.

El entramado ligero ha demostrado su eficiencia y sostenibilidad, representando aproximadamente el 70 % de las soluciones habitacionales en países desarrollados, lo que significa alrededor de 150 millones de viviendas [4]. Esto refleja el enorme potencial que esta técnica puede llegar a tener si se ejecuta de manera correcta, y se genera el conocimiento y los encadenamientos productivos necesarios para respaldarla. Hoy en día, las estructuras de entramado ligero no se limitan a una o dos alturas. Varios ejemplos demuestran el potencial de construir de manera eficiente y sostenible en construcciones de media altura [5], como las que son requeridas en Costa Rica. En este tipo de edificios, las acciones horizontales provocadas por el viento o los sismos son resistidas por un sistema de muros de cortante conectados a un diafragma de forjados [6]. El muro de cortante del entramado de madera consiste en montantes y travesaños, o durmientes, de madera maciza arriostrado por tableros estructurales conectados mediante clavijas tipo tirafondo o clavo [7], generando así una estructura que en su conjunto es capaz de transmitir las cargas horizontales accidentales, que rigen el diseño en zonas con alto impacto sísmico o de viento.

Entre las ventajas clave de esta técnica constructiva se destaca la facilidad de prefabricación. La capacidad para construir elementos en entornos controlados, equipados con las condiciones ideales, garantiza la producción eficiente y de alta calidad. Además, esta prefabricación facilita una instalación ágil y sencilla en el lugar de la obra. La rapidez en el montaje no solo reduce los plazos de construcción, sino que también minimiza la exposición a factores ambientales adversos y permite gestionar imprevistos de manera más efectiva.

Para lograr que un sistema de entramado ligero trabaje como conjunto y de esta forma cumplan con los requerimientos estructurales que se le demandan, se establecen los siguientes parámetros que afectan la capacidad de un muro de entramado ligero: [8]

1. Conexión entre los muros y la cimentación
2. Cargas verticales aplicadas
3. Capacidad de los montantes ante carga axial
4. Capacidad de los conectores
5. Capacidad del elemento rigidizador ante esfuerzos cortantes.

La presente investigación se centra en la variable 4. *Capacidad de los conectores*, pues se busca determinar valores precisos de resistencia, ductilidad, y energía disipada, para las conexiones que tienen una incidencia vital en la capacidad del

muro de cortante de resistir cargas laterales. El análisis del sistema se realiza mediante pruebas sobre muros completos, para así observar capacidades del sistema y extrapolarlas con lo encontrado en las pruebas individuales en conectores. El desarrollo de la investigación se respalda con un modelo de elementos finitos, que brinda información adicional para abordar el análisis.

En el desarrollo de esta investigación, se adopta una perspectiva pragmática al limitar la selección de materiales exclusivamente a aquellos disponibles en el mercado local. Asimismo, se incluyen conectores de alta tecnología que ya están disponibles en el país, manteniendo siempre un enfoque claro en la contención de los costos que estos pudieran implicar en un proyecto. La restricción a materiales locales responde a la intención de alinear la investigación con las condiciones y realidades del mercado costarricense. Esta elección considera no solo la disponibilidad de los materiales en sí, sino también su asequibilidad y accesibilidad para los profesionales de la construcción y los futuros usuarios de las estructuras. Además, se busca fomentar la utilización de recursos locales, contribuyendo así al desarrollo económico y sostenible de la región. La inclusión de conectores de alta tecnología en el ámbito local abre la puerta a soluciones avanzadas y eficientes. No obstante, se mantiene cautela en relación con los costos asociados, asegurando que dichas tecnologías sean económicamente viables y prácticas para la implementación en proyectos reales.

La investigación se enfoca específicamente en sistemas constructivos destinados a viviendas de hasta dos plantas, caracterizadas por una carga vertical moderada. Esta delimitación permite ajustar la investigación a las necesidades comunes del mercado residencial, garantizando que las recomendaciones resultantes sean aplicables y factibles en la realidad constructiva del país.

III. Antecedentes

Con el propósito de obtener una base sólida y completa para la ejecución del presente proyecto, se lleva a cabo una investigación que abarca diversas áreas relacionadas con la construcción de estructuras, centrándose primordialmente en los sistemas de entramado ligero y muros de cortante. Además, se dedica especial atención al estudio de la bibliografía de la madera costarricense, con el objetivo de respaldar la posibilidad de utilizar materiales nacionales en la construcción de este tipo de estructuras.

Con el propósito de fomentar la utilización de madera de origen nacional en el proyecto, se lleva a cabo un análisis minucioso de la bibliografía de la madera proveniente de plantaciones costarricenses. Los ingenieros Roger Moya y Rafael Serrano, en su investigación *Procesamiento, uso y mercado de la madera en Costa Rica: aspectos históricos y análisis crítico*, publicada en 2011, señalan que en las últimas décadas ha ocurrido una disminución en el suministro de materia prima de alta calidad en el país [9]. Esta disminución ha llevado a una falta de especialización en la industria y a que la materia prima sea principalmente importada. Además, los investigadores resaltan un aspecto crucial que impacta la producción de madera local. Se estima que únicamente el 5 % de la madera producida en los aserraderos tradicionales en el país es sometida a procesos de secado. Esta madera seca se emplea principalmente en la manufactura de muebles y pisos de madera [9]. En conclusión, la madera nacional disponible en el mercado para uso estructural es sumamente escasa, suele tener dimensiones reducidas y, en muchos casos, se comercializa sin el adecuado proceso de secado o procesamiento, lo que sugiere que podría haber sido descartada por algunas de las industrias mencionadas anteriormente.

Por otra parte, se da una situación particular en el mercado de Costa Rica, donde la madera aserrada seca se ha dedicado principalmente a la fabricación de tarimas (*pallets*), usándose principalmente para este fin la madera de melina (*Gmelina arborea*). Surgen necesidades urgentes de certificar y desarrollar nuevos usos y aplicaciones para diversos tipos de maderas [10]. Estos detalles son mencionados por Guillermo González y Roger Moya en su investigación *Esfuerzos admisibles de diseño por grado estructural para nueve maderas de plantación de Costa Rica*, publicada en 2014, donde se brindan datos de resistencia de varias maderas, buscando así generar información valiosa para establecer nuevos usos para estas especies maderables. El profesional estructural requiere para sus cálculos información confiable para proyectar las dimensiones de los elementos y las conexiones que componen la estructura, tales como vigas, columnas y armaduras. [11]. Así, se abre la oportunidad con esta investigación, de definir nuevos usos para ciertas especies de madera, las cuales puedan ser colocadas en estructuras y así contrarrestar el proceso acelerado de sustitución por materiales metálicos, plásticos y derivados de hormigón en la construcción [12]. Este artículo de investigación se complementa también con los valores mostrados en la norma INTE C100:2020 *Madera estructural. Clasificación en grados estructurales para la madera aserrada mediante una evaluación visual*, la cual cuenta con valores de resistencia actualizados para algunas especies de madera nacional, así como especificación de

los tres grados estructurales establecidos en las normas locales, que están en función de los factores que afectan la resistencia, tales como nudos y desviaciones del grano. [13]

En su documento anual, *Usos y Aportes de la madera en Costa Rica, estadísticas 2021 & Precios 2022*, la Oficina Nacional Forestal (ONF) destaca que solamente el 8,4 % de la madera producida y comercializada en Costa Rica fue utilizada como vigas, columnas u otros de uso estructural [14], lo cual, comparado con el 33% para tarimas o el 41 % para encofrados, deja muy clara la necesidad de incentivar el uso de la madera nacional para uso estructural, buscando además brindar condiciones de calidad adecuadas y que estén a la altura de las demandas del mercado. Además, se muestra cómo en los últimos años se ha dado un crecimiento en las importaciones de madera aserrada y muebles, por lo que el mercado se suplía cada vez más de este material, a pesar de los beneficios de la madera nacional en cuanto a conservación de los bosques, el crecimiento de la cobertura forestal, la mitigación de los efectos del cambio climático, y el desarrollo rural, entre otros [14]. Se respalda la necesidad planteada en esta investigación de buscar nuevos encadenamientos productivos que puedan funcionar a base de madera nacional.

En los últimos años los organismos y empresas del sector de la construcción y diseño con madera en Costa Rica han hecho un valioso esfuerzo para generar normas que guíen la ejecución de proyectos en el país. Estas normas son gestionadas y publicadas por el Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica (INTECO); una asociación privada, sin ánimo de lucro, creada en 1987 y con alcance internacional para brindar soluciones a los diversos sectores, y promover el desarrollo sostenible de las sociedades en las que opera. Se basan en diversas normas internacionales, que buscan establecer parámetros para cada uno de los aspectos a considerar al construir y diseñar con madera en el país. Las principales normas, fechas de publicación y temáticas son las siguientes [15] :

- INTE C99:2014 Madera aserrada para uso general. Requisitos.
- INTE C98:2018 Terminología de maderas.
- INTE C333:2018 Preservación de madera. Terminología.
- INTE C270:2018 Madera laminada y encolada estructural (*Glulam*). Requisitos.
- INTE C345:2019 Preservación de madera. Clasificación según uso y riesgo en servicio.
- INTE C397:2020 Madera-Preservación-Medición de la penetración de preservantes en la madera
- INTE C396:2020 Métodos de ensayo para determinar la retención de preservantes en madera y el contenido de componentes activos en los preservantes
- INTE C473:2020 Preservación de madera. Métodos de tratamiento.
- INTE C100:2020 Madera estructural. Clasificación en grados estructurales para la madera aserrada mediante una evaluación visual.
- INTE C269:2020 Madera contrachapada. Requisitos y métodos de ensayo.
- INTE C457:2022 Traviesas de madera. Requisitos.

- INTE C526:2023 Métodos de ensayo para evaluar las propiedades de los tableros a base de fibras o partículas de madera.

A nivel de normativa hay un avance importante, sobre todo en lo que respecta a la preservación, ya que al ser el clima costarricense tropical y húmedo, la preservación constituye un aspecto fundamental. Por otra parte, hay avances importantes en cuanto a la madera estructural y la clasificación visual, para clasificar la madera en tres grupos, dependiendo de las condiciones de la pieza, y la presencia de defectos tales como nudos, fendas, o presencia de albura/duramen. Es importante mencionar que, a pesar de que estas normas han sido redactadas y se encuentran disponibles, a nivel comercial aún no son aplicadas. Por ejemplo, si se desea comprar madera estructural grado 1, se debe buscar y clasificar como parte del proyecto, pues los proveedores no manejan esta terminología ni se incluyen los parámetros de la norma en fichas técnicas u otros documentos comerciales. Otro aspecto para destacar es la presencia de la norma para madera laminada encolada (*Glulam*). Esta norma apareció como producto de la implementación a una escala cada vez mayor de este material en el país, sobre todo a partir de pino importado, proveniente de Chile (*Pinus radiata*) y Estados Unidos (*Pseudotsuga menziesii*). También con la aparición de madera laminada de teca (*Tectona grandis*), en donde ya varias empresas están incursionando. Sin embargo, a pesar de que esta tecnología ya se encuentra normalizada, no se cuenta aún con una normalización para técnicas más asequibles como el entramado ligero.

Actualmente, los lineamientos que se brindan a los profesionales en diseño y construcción en el país se encuentran en el *Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR 2010)*, capítulo 11: *Requisitos para Madera Estructural*. En este documento, de carácter legal y cuya aplicación es obligatoria para proyectos en el país, se establecen los conceptos relacionados con el diseño en madera, así como la manera de calcular los diferentes parámetros. Las secciones de este capítulo son [16]:

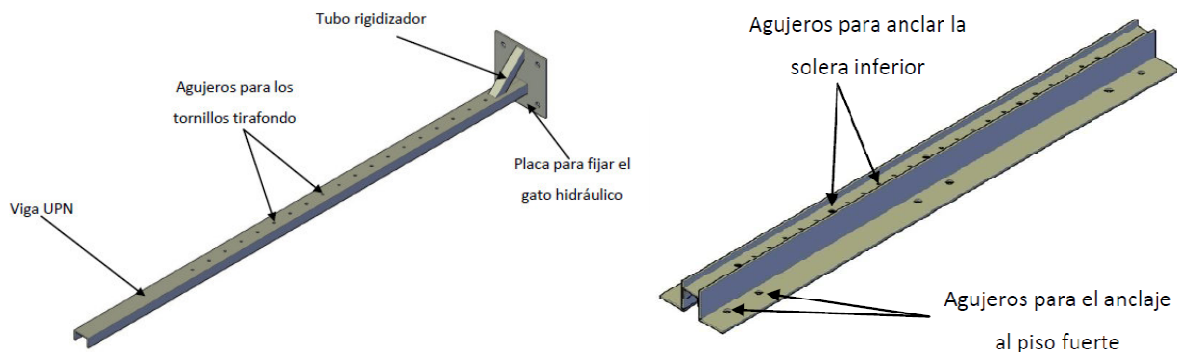
1. Generalidades
2. Factores de carga y resistencia
3. Estándares y materiales
4. Ductilidad de sistemas sismorresistentes
5. Requisitos especiales de diseño para sistemas tipo muro
6. Conexiones
7. Control de calidad e inspección

La sección crítica en el contexto de la presente investigación es la Sección 11.5, denominada *Requisitos especiales de diseño para sistemas tipo muro*. Esta sección establece parámetros fundamentales para el diseño de diafragmas y muros que deben resistir esfuerzos cortantes. Dichos parámetros incluyen requisitos específicos para su aplicación, consideración de deflexiones y evaluación de la capacidad para resistir este tipo de cargas. Es crucial destacar que el contenido de esta última sección se encuentra fundamentado en la norma UNE-EN 1995. Esta confirmación se obtuvo mediante consulta al Ingeniero Guillermo González, quien funge como coordinador del Capítulo de Maderas del CSCR.

Con respecto a investigaciones recientes de entramado ligero que se han realizado en el país, en el año 2010 el estudiante de Ingeniería Civil Bernardo Salas Boraschi presentó su proyecto de graduación titulado *Comportamiento estructural de paredes livianas con marco de madera y forro de madera contrachapada ante carga horizontal* [8], en donde se estudió la capacidad a cortante de muros de entramado con doble cerramiento de tablero contrachapado (*plywood*). En esta investigación se diseñaron y probaron en laboratorio dos muros con carga monotónica con base a la norma ASTM E564, para encontrar los valores de capacidad límite, para luego proceder a probar los muros ante carga cíclica quasi-estática con base a la norma ASTM E2126, a partir de donde se obtuvieron valores de capacidad a cortante, rigidez, ductilidad y desplazamientos. Estos resultados se compararon contra los valores teóricos de resistencia al cortante según el Capítulo 11 del CSCR 2010, así como también los valores de resistencia del código de diseño *ANSI/AF&PA SDPWS-2008 – Special Design Provisions for Wind And Seismic (SDPWS)*. Los materiales utilizados en esta investigación fueron los que se consiguieran en el mercado local, sin mediar un análisis relativo a la procedencia o capacidades de dichas materias primas. En este trabajo se concluyó que los valores de cortante obtenidos fueron inferiores a los del diseño teórico, esto debido a que en la aplicación se dieron diversos problemas de ejecución, que provocaron una reducción en las capacidades del muro. No se realizó un anclaje adecuado de los montantes a la base para resistir las cargas de tensión. Además, hubo un problema con la aplicación de carga sobre el muro de prueba, ya que se utilizó una viga de carga muy pesada, con un anclaje en tan solo cuatro puntos lateralmente al muro, no al testero superior, lo que provocó una falla por cortante local en los tableros de madera contrachapada, por lo que no pudo medirse adecuadamente las capacidades del muro.

En el año 2013, el estudiante de la Universidad de Costa Rica, Alejandro Robles Field, realizó una investigación similar, utilizando las mismas normas de referencia y procedimiento, pero resolviendo los problemas de montaje que se presentaron en la primera investigación [17]. En este proyecto de graduación se compararon las resistencias al cortante en muros con doble cerramiento de madera contrachapada de 9 mm de espesor, con separación entre clavos de 100 mm y de 150 mm, para así obtener un parámetro que permita identificar cuánto afecta esta separación a la resistencia total del muro. En esta investigación se utilizaron igualmente materiales del mercado local, incluyendo conectores de tensión, tipo *hold-down*, que se colocaron en cada uno de los montantes del muro. Esto implica un mayor costo de ejecución y limita el alcance del sistema propuesto, además de que la colocación de estos elementos en todos los montantes no es necesaria pues los intermedios no desarrollan una carga de tracción importante. En esta investigación se desarrolló un sistema de anclaje a la cimentación y un sistema de aplicación de la carga horizontal sobre el testero del muro, lo cual permite aplicar la carga de una mejor manera, utilizando para ello una viga de acero UPN 100 y angulares de 100 mm de lado. En la figura 1 se presentan las vigas de carga y cimentación propuestas por Robles.

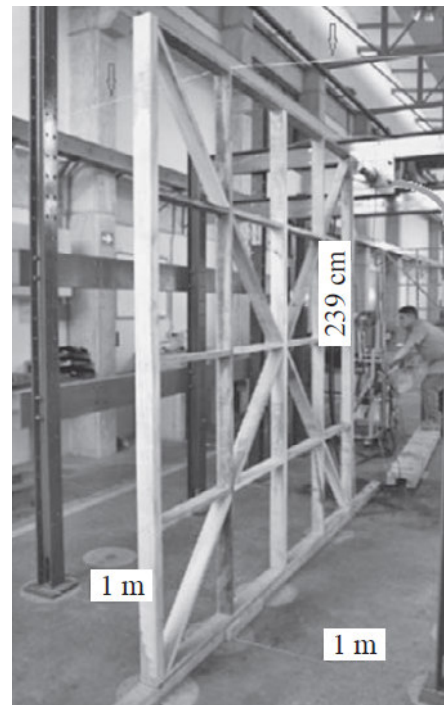
Figura 1. Vigas de carga y cimentación, Alejandro Robles



Fuente. Alejandro Robles, 2010

En el país se han realizado esfuerzos por estudiar mejor la técnica del entramado ligero y ofrecer alternativas al mercado. En el año 2018 los investigadores Tony Leiva-Leiva, Roger Moya y Ángel Navarro publicaron su investigación *Calibración de un modelo de muros prefabricados de madera de Hieronyma Alchorneoides y Gmelina Arborea utilizando clavos y tornillos*. Se analizaron principalmente las capacidades y modos de falla de diferentes tipos de conexiones que se probaron y analizaron en un muro ante carga lateral paralela al plano, buscando así generar nuevas oportunidades de uso de estas maderas tropicales para diseño y construcción de estructuras ante cargas sísmicas. Se construyeron y estudiaron 12 muros de 2,39x2,44 m, la mitad construidos con clavos y la mitad construidos con tornillos. En este estudio no se consideró un tablero de cerramiento como elemento de arrioste y rigidez, sino que se utilizó una diagonal de madera como se observa en la figura 2, lo cual sirvió para considerar esta opción en la presente investigación. La misma se descartó por las complicaciones constructivas que puede llegar a generar. Uno de los hallazgos más importantes es la disminución en los porcentajes de falla de los especímenes elaborados con tornillos con respecto a los elaborados con clavos, ya que estos últimos presentan una resistencia mucho menor ante cargas de extracción, lo cual se refleja en los modos de falla obtenidos. Se utiliza en la presente investigación como referencia para trabajar con tornillos en las conexiones internas de la estructura del entramado, ya que la capacidad del muro en cortante está limitada por el tipo de conector utilizado, y no por el tipo de madera utilizada [18].

Figura 2. Estructura entramado Leiva, Moya y Navarro



Fuente. Leiva, Moya y Navarro, 2018.

A nivel mundial se han realizado múltiples investigaciones sobre la capacidad ante carga lateral del entramado ligero. Una de las principales fue realizada en la Universidad de Grenoble por Clément Boudaud en el año 2012, y formó parte de su tesis de doctorado titulada *Análisis de vulnerabilidad sísmica en estructuras de marco de madera*. Este investigador abordó el análisis de la vulnerabilidad sísmica desde un enfoque multiescala, estudiando y analizando los diversos componentes de la estructura desde la escala más pequeña que la compone, hasta la escala más grande. Las escalas analizadas fueron:

1. Conectores metálicos
2. Elementos estructurales (muros y forjados)
3. Edificio completo

En cada escala se analizó el comportamiento histerético de los elementos ante carga cíclica quasi-estática, con lo cual se construyó una base de datos que permitió la calibración adecuada del modelo digital de elementos finitos. La investigación parte del supuesto de que el comportamiento de las estructuras con marco de madera ante los eventos sísmicos depende de sus uniones con fijaciones metálicas [19]. A partir del estudio de dichos elementos se puede modelar el comportamiento de la estructura en su conjunto ante este tipo de eventos. El modelo se validó experimentalmente en la segunda y tercer escala, con resultados positivos pues el comportamiento del modelo digital fue similar al comportamiento de las probetas en la campaña experimental, lo cual refuerza la tesis inicial anteriormente mencionada. En la publicación científica *Modelación de juntas y muros de corte de madera I: ley constitutiva, pruebas experimentales y modelo elementos finitos bajo carga quasi-estática* [20], que forma parte de la misma línea de investigación, Boudaud y su grupo reafirman la necesidad de estudiar las estructuras de madera tanto a una escala global como a una escala local, pues el abordaje analítico global no permite analizar el comportamiento disipativo de energía no lineal tan importante que ejercen los conectores metálicos en una estructura de madera. En esta publicación los investigadores proponen tres tipologías de conexiones ampliamente utilizadas para la construcción de entramado ligero con madera en Francia. Después de someter las tres a pruebas de carga monotónica y cíclica, se analizaron los resultados con el modelo de elementos finitos, obteniendo que la fuerza máxima resistida, la disipación de energía y los desplazamientos corresponden con lo mostrado en el modelo analítico. Se concluyó que dicho modelo es capaz de predecir el comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas.

En la literatura se encuentran diferentes proyectos de investigación que abordan el desempeño de estructuras de entramado ligero ante cargas sísmicas utilizando una o varias de las escalas utilizadas en la investigación mencionada anteriormente. Tal es el caso de la tesis de doctorado de Daniele Casagrande, desarrollada en la Universidad de Trento en el año 2014, y titulada *Estudio del comportamiento sísmico de un edificio de entramado ligero, mediante modelado numérico y pruebas en mesa vibratoria a escala completa*. En esta investigación, el Ing. Casagrande aborda el tema primeramente desde el análisis del comportamiento de un muro de cortante, elaborando un modelo analítico que permite establecer la relación entre las propiedades mecánicas locales de los conectores y miembros

estructurales, con el desempeño del muro en su conjunto, y de esta manera simplificar el modelo numérico del edificio. En el diseño sísmico de esta tipología de edificios se considera que la rigidez del muro es producto de una relación lineal entre la fuerza aplicada y las dimensiones (longitud y altura), sin tomar en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura [7]. En este proyecto se determina que para un diseño estructural más optimizado y completo, se deben considerar modelos numéricos adecuados capaces de reproducir atinadamente los parámetros que influyen en la deformación y desempeño de estructuras de entramado ligero. Además, los conceptos y análisis realizados en las etapas previas de la investigación se pusieron a prueba en una campaña experimental de un edificio de tres niveles, sometido a carga en una mesa vibratoria a escala real, midiendo además los desplazamientos entre niveles provocados por el comportamiento de los muros y las cargas aplicadas, y estudiando así la influencia de la altura en el desempeño de la estructura. Se logró establecer que la distribución de las fuerzas horizontales en la estructura no es regular, y que la distribución de estas fuerzas horizontales depende de las cargas verticales.

En la investigación conjunta entre la Universidad de Ljubljana y la Universidad de Stuttgart, a cargo de Bruno Drujic, Simon Aicher y Rocco Zarnic y publicada en 2005, denominada *Investigación sobre elementos de madera cargados en un plano: influencias de la carga y condiciones de contorno*, se analiza la influencia que tienen las condiciones de carga y anclaje de un muro de entramado ligero en su resistencia a cargas paralelas al plano producto de un sismo. Uno de los aspectos más interesantes comentados en esta investigación es la falta de precisión y alcance con que cuenta la normativa UNE-EN 1995 [21], ya que sus métodos simplificados y el protocolo de carga según la norma UNE-EN 594 [22] se consideran insuficientes para determinar de manera precisa la capacidad de carga de una estructura de entramado ligero sometida a cargas cíclicas paralelas a su plano. En especial, el efecto que pueden tener diversas condiciones de apoyo y placas de anclaje en tensión, así como la aplicación de carga vertical, sobre las capacidades que estas estructuras puedan desarrollar. Se menciona que, según los métodos de cálculo incluidos en esta normativa, los valores resultantes de capacidad de carga pueden subestimar las capacidades reales del muro. Además, el diseño ante cargas de sismo no puede ser adecuadamente desarrollado sin la realización de pruebas de carga cíclica de los elementos expuestos a diversas intensidades de carga vertical [23], ya que, en general, los diafragmas de muro muestran una capacidad de carga y ductilidad mayor cuando son expuestas a cargas monotónicas que cuando son expuestas a acciones cíclicas.

La tabla 1 refleja los valores de resistencia al cortante para muros de entramado ligero según los parámetros de estas investigaciones, para así contar con una referencia de capacidad contra la cual comparar los resultados obtenidos en la presente investigación.

Tabla 1. Capacidad de carga lateral para muros de entramado ligero

Investigación	Descripción del muro	Carga máxima (kN)	Longitud (m)	Capacidad de cortante (kN/m)
Salas, B.	Estructura madera pino radiata, láminas contrachapado 9 mm por ambos lados, separación clavos 150 mm	21.20	2.44	8.3
	Estructura madera pino radiata, láminas contrachapado 9 mm por ambos lados, separación clavos 100 mm	27.50	2.44	11.3
Robles, A.	Estructura madera pino radiata, láminas contrachapado 9 mm por ambos lados, separación clavos 150 mm	42.2	2.44	17.3
	Estructura madera pino radiata, láminas contrachapado 9 mm por ambos lados, separación clavos 150 mm	57.8	2.44	23.7
Leiva-Leiva, T; Moya, R; Navarro-Mora, A	Estructura madera <i>Gmelina Arborea</i> , con diagonales de rigidez, sin tablero, ensamblada con tornillos	11.9	2.44	4.88
	Estructura madera <i>Hieronyma alchorneoides</i> , con diagonales de rigidez, sin tablero, ensamblada con tornillos	12.2	2.44	5.00
Boudad, C	Estructura madera pino, tablero OSB 12 mm por un solo lado, separación clavos 150 mm, clavos 2.1x45 m con carga vertical de 6kN	13.5	2.40	5.63

IV. Objetivos

General: Validar un sistema de entramado ligero propuesto con base a las posibilidades del mercado de la madera local en Costa Rica.

Específicos:

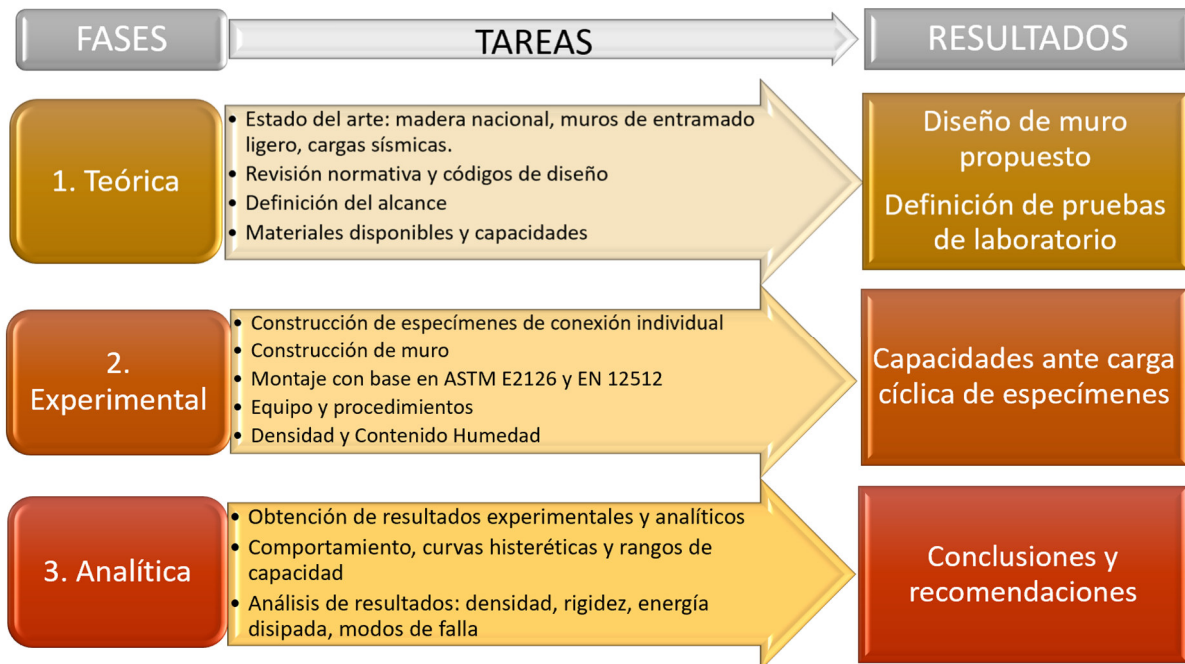
1. Verificar, mediante pruebas experimentales, un sistema de entramado ligero, diseñado y construido con base a la normativa vigente.
2. Determinar la resistencia de elementos de fijación ante cargas cíclicas, y su desempeño en maderas de uso comercial de Costa Rica.
3. Establecer parámetros de diseño y construcción que permitan la ejecución de este tipo de proyectos en el país.

V. Metodología

a. Fases de proyecto

La metodología utilizada para la presente investigación se muestra en la figura 3.

Figura 3. Resumen metodología de la investigación



La investigación se divide en tres fases: teórica, experimental y analítica. Se sigue un proceso de análisis que permite obtener conclusiones y recomendaciones valiosas para la industria del diseño y construcción de estructuras de entramado ligero en Costa Rica, y otros países tropicales y sísmicos.

En la etapa inicial, denominada fase teórica, se lleva a cabo una revisión bibliográfica centrada en los tres pilares fundamentales de la investigación: muros de entramado ligero, madera nacional y cargas sísmicas. El enfoque está especialmente dirigido a comprender la interacción de estos elementos y su relación con el comportamiento histerético, resultante de la aplicación de cargas cíclicas. El propósito principal de esta fase es la generación de conocimientos cruciales que permitan acotar y delimitar la investigación. Estos conocimientos se traducen en el diseño del muro propuesto, así como en la identificación y definición de las pruebas de laboratorio específicas que se lleva a cabo en la siguiente etapa del estudio.

En la segunda etapa, definida como fase experimental, se llevan a cabo las pruebas de laboratorio en las instalaciones del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LANAMME UCR). En esta fase, el sistema propuesto es sometido a cargas representativas de las condiciones reales en el sitio, con el fin de analizar su comportamiento. Esta fase abarca la construcción de los especímenes, la ejecución de las pruebas y la revisión

exhaustiva de las normativas aplicables. Se garantiza la seguridad y respaldo de las pruebas para asegurar que hayan sido llevadas a cabo de una manera óptima, y que los resultados obtenidos sean técnicamente válidos y confiables. El objetivo primordial en esta etapa es recopilar los datos necesarios para llevar a cabo un análisis exhaustivo, el cual se realiza abordando dos enfoques: las pruebas centradas en las conexiones individuales y las pruebas enfocadas en el muro de cortante en su totalidad

En la fase analítica, se lleva a cabo una evaluación de los resultados obtenidos en el laboratorio. La resistencia obtenida a partir de las capacidades individuales de las conexiones se compara directamente con la resistencia global del muro, permitiendo así estimar la relación entre los parámetros de diseño y la capacidad real del sistema. Además, se analizan las capacidades globales del muro con respecto a investigaciones previas y lo establecido en los códigos de diseño. Se lleva a cabo un análisis detallado de la ductilidad, rigidez, energía disipada y modos de falla del sistema propuesto, entre otros. Este análisis tiene como objetivo proporcionar recomendaciones valiosas para diseñadores y constructores involucrados en proyectos de este tipo.

Una de las herramientas para este análisis es el modelo de elementos finitos utilizando el software Dlubal RFEM 5, donde se utilizan los resultados obtenidos en el cálculo, buscando determinar las capacidades y deformaciones obtenidas para el sistema propuesto siguiendo el proceso de diseño utilizando esta herramienta.

b. Abordaje multiescala

En la presente investigación, se adopta un enfoque multiescala para el diseño, la ejecución de pruebas experimentales y el análisis. Este enfoque tiene como objetivo profundizar en el comportamiento de un sistema de entramado ligero, desde el detalle de sus componentes, hasta cómo estos influyen en el comportamiento global de toda la estructura y el sistema en conjunto. La utilización de un enfoque multiescala permite abordar los desafíos generados por los modelos simplificados, especialmente en estructuras con comportamiento no lineal debido a las interacciones locales [19]. Se pretende examinar detalladamente el comportamiento local de los componentes del sistema para desarrollar un modelo de la estructura que considere estos comportamientos locales de manera precisa [19].

Como se observa en la figura 4, en la presente investigación se utilizan dos escalas. En la primera se estudia el comportamiento de los principales conectores en torno a los cuáles se delimita la capacidad estructural del sistema en conjunto, siendo las dos conexiones estudiadas:

- Tablero-Entramado (T-E): conexión mediante clavo del tablero con la estructura interna del entramado. Determinación de las capacidades de cortante ante cargas cíclicas, elemento fundamental en la resistencia del sistema, como se establece en la normativa UNE EN-1995 [21].
- Entramado-Entramado (E-E): conexión interna en las esquinas de la estructura. Elemento esencial en la resistencia del muro en su conjunto ante

las cargas laterales paralelas a su plano, debido a su resistencia ante cargas de tracción en los montantes laterales.

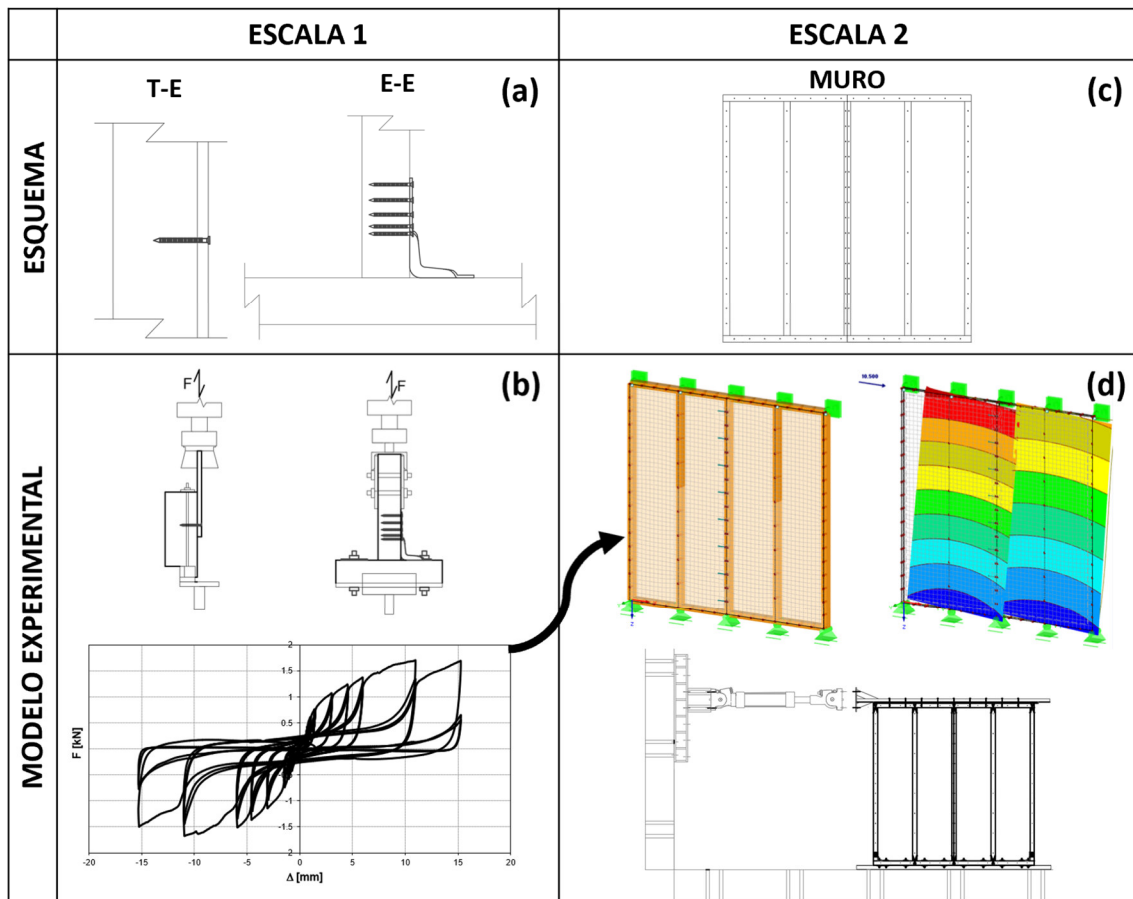
Mediante pruebas de laboratorio en máquina universal, se analiza el comportamiento histerético de estas conexiones mediante las curvas de esfuerzo-deformación. Esta información será la base para el análisis de la siguiente escala.

La segunda escala se trata de un muro de 2,44 m de lado donde se ensamblan todos los componentes propuestos para el sistema de entramado ligero. Por otra parte, las capacidades de este muro se analizan utilizando la información recopilada en las pruebas de la Escala 1. De manera paralela, se realizan pruebas de carga sobre un muro completo. Esto permite analizar las equivalencias entre el comportamiento individual de los conectores y su comportamiento en el sistema en conjunto.

Figura 4. Abordaje multiescala.

Conexiones individuales: representación gráfica (a), pruebas de carga (b)

Muro completo: representación gráfica (c), pruebas de carga (d)



Las estructuras con entramado de madera son especialmente adecuadas para este tipo de enfoque, porque los fenómenos no lineales se atribuyen a los conectores metálicos [19]. Es por esto que se aborda el análisis de esta investigación desde esa perspectiva, para así establecer la influencia y comportamiento de los conectores metálicos en el sistema.

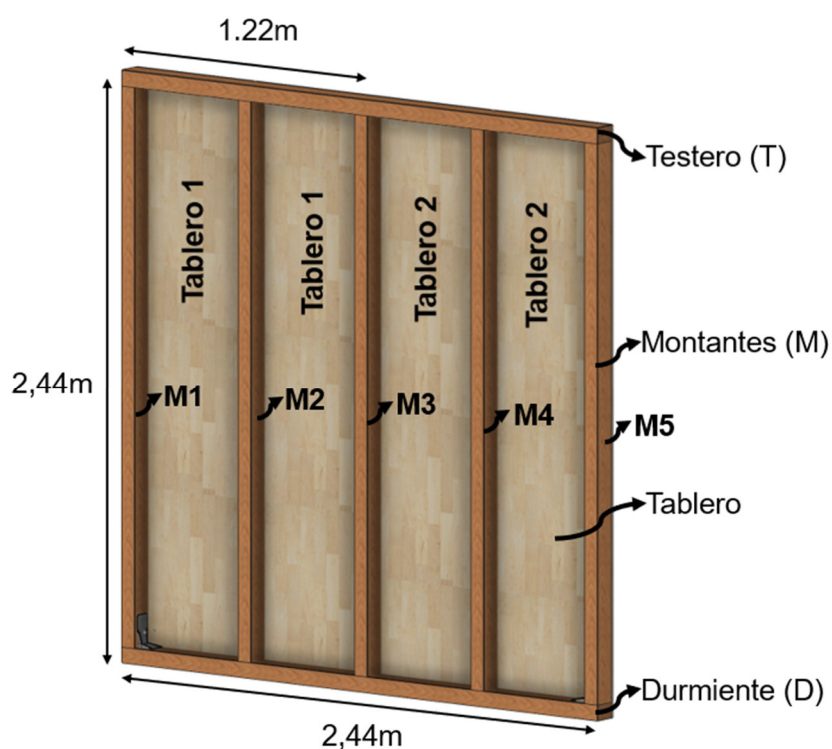
c. Alcance

La presente investigación se centra en el análisis de capacidades ante cargas laterales de un sistema de entramado ligero, compuesto por un bastidor de madera con cerramiento en una de sus caras.

En relación con la elaboración de los especímenes de prueba, conforme se detalla en la sección anterior, la metodología de la presente investigación se fundamenta en la implementación de dos escalas de análisis. Esta aproximación posibilita una comparación entre ambas escalas, conduciendo a conclusiones más fundamentadas. La primera escala consiste en especímenes de las conexiones primarias que sustentan la resistencia del muro frente a cargas. No se incorporan las conexiones de cortante tipo angulares comúnmente empleadas en Europa para resistir cargas de cortante y desplazamiento lateral del muro, ya que estos elementos no son usuales en el contexto costarricense. La resistencia a las cargas de cortante y desplazamiento lateral del muro se logra mediante los anclajes a la cimentación, que en este caso se efectuará mediante una conexión rígida con barra roscada de $\frac{1}{2}$ " (12 mm), con tuerca y arandela.

Por su parte, la segunda escala para la realización de las pruebas consta de un muro completo de 2,44 m x 2,44 m compuesto de cinco montantes verticales (M), un testero horizontal en la parte superior (T), un durmiente horizontal en la parte inferior (D), y un tablero de cerramiento que brinde rigidez lateral a la estructura, como se muestra en la figura 5. Las dimensiones de este muro están definidas por las medidas de tableros presentes en el mercado, tomando en cuenta que para hacer realista la propuesta, se deben incluir al menos dos tableros en el muro. La dimensión estándar de un tablero en el mercado costarricense es de 1,22 m x 2,44 m, por lo que se considera que una dimensión adecuada para un muro de prueba es de 2,44 x 2,44 m.

Figura 5. Componentes y dimensiones del muro de entramado ligero



Tanto para los especímenes de conexiones individuales, como para el muro completo, se realizan tres pruebas de carga a velocidad constante en laboratorio. La primera es una prueba de carga monotónica, la cual permite conocer los valores límite de resistencia de estos elementos. Posteriormente se realizan dos pruebas de carga cíclica quasi-estática, con base a la resistencia máxima obtenida en la prueba monotónica. Se realizan dos pruebas buscando obtener valores promedio, y así evitar que un fallo pueda afectar el análisis y los resultados.

Para la selección de materiales y elaboración del diseño del muro de entramado se cuenta con tres parámetros que se deben seguir:

1. Conectores Rothoblaas
2. Madera del mercado nacional
3. Tableros presentes en el mercado

Una vez que se construyen los especímenes y se someten a las pruebas, se realiza un análisis comparativo entre las capacidades reales del sistema propuesto, y las capacidades teóricas utilizando un modelo de elementos finitos, para así estudiar los alcances que pueda tener la propuesta.

d. Limitaciones

La delimitación de esta investigación se centra exclusivamente en el contexto costarricense y en las condiciones locales. Si bien esto garantiza una aplicabilidad directa a la realidad del país, también implica que las conclusiones pueden no ser directamente extrapolables a otros entornos geográficos o normativos.

El sistema constructivo bajo estudio está diseñado para generar viviendas e infraestructuras de pequeña escala, alineándose con las prácticas comunes empleadas en Costa Rica. Esta restricción limita la aplicabilidad de las recomendaciones a proyectos similares y puede no ser directamente transferible a construcciones de mayor envergadura. La viabilidad del sistema propuesto se contempla principalmente para la construcción de estructuras de una o dos plantas. Se asume que estas estructuras no presentarán una carga vertical significativa, centrándose en la resistencia ante cargas horizontales como sismos o vientos. Esta limitación excluye análisis detallados de estructuras de mayor altura y carga vertical.

Ante este escenario, se plantean pruebas de carga al muro sin la colocación de cargas verticales adicionales, lo cual se plantea en la norma UNE-EN 12512 [24], que permite flexibilidad en la aplicación de cargas verticales dependiendo de las características del proyecto. Por otra parte, la colocación de cargas verticales produce un momento estabilizador que genera una mejor reacción ante las cargas horizontales [7], por lo que se considera que no colocarlas representa un escenario más crítico para la estructura, y genera un análisis más enfocado en sus capacidades, que en el desempeño de la estructura antes cargas verticales externas.

En cuanto a los materiales utilizados, se establece como un lineamiento utilizar materiales accesibles en el mercado costarricense, para así generar información útil

en este contexto. Se mencionan investigaciones previas como elemento de partida para comparar las capacidades del sistema, pero no se busca plantear un análisis comparativo detallado con los diferentes materiales utilizados en cada una de estas investigaciones. El análisis comparativo será de la globalidad del sistema y su desempeño, así como diferencias que se puedan generar por la colocación de cerramientos adicionales, menor espaciamiento de conectores, entre otros.

Se realiza una equiparación preliminar de las maderas del mercado costarricense con las clases resistentes incluidas en la norma UNE-EN 338 [25]. Esta equiparación busca estudiar los alcances del sistema utilizando la metodología europea. Sin embargo, no se pretende establecer una equivalencia absoluta, principalmente considerando la gran variabilidad que se puede presentar entre especies de procedencias distintas, como los son las maderas presentes en el trópico y las que se incluyen en esta normativa.

Con el objetivo de profundizar en el estudio de un sistema constructivo ampliamente utilizado en el mercado costarricense, se propone investigar un sistema de entramado ligero con un tablero únicamente en una de sus caras. Esta elección responde a la prevalencia de este sistema en Costa Rica, dada la condición tropical del país con temperaturas estables y cálidas a lo largo del año. En estas condiciones, generalmente no se requiere un cerramiento interno en la estructura, ya que no se utiliza material aislante. Además, se opta por dejar la estructura expuesta para fomentar la conexión del usuario con la madera, buscando aportar calidez a la estructura. En caso de considerar algún cerramiento interno, este sería únicamente por razones estéticas o funcionales, sin un impacto estructural sustancial.

Uno de los factores con mayor influencia sobre capacidad de carga lateral de un muro de entramado ligero es la separación entre los clavos que conectan el tablero con la estructura. Para la presente investigación se considera la separación máxima que se establece en la normativa UNE-EN 1995 en su sección *10.8.1. Diafragmas de forjados y cubiertas*, donde se establece una separación máxima a lo largo de los bordes de los tableros de cerramiento de 150 mm, y en los lugares restantes debe ser de 300 mm [21]. Se utilizan estas separaciones máximas para así disminuir los costos asociados con estos conectores, pues a menor separación, mayor la cantidad de conectores requerida, y por lo tanto su costo. Además, el aumento de la capacidad de carga al cambiar de una separación de 150 mm a una separación de 100 mm es de aproximadamente un 40 % [17], por lo que, en la práctica, en caso de requerir un aumento en la capacidad de carga, este es un parámetro que se puede modificar.

e. Materiales

A lo largo del siglo pasado, el sistema constructivo de entramado ligero en madera tuvo un uso significativo en Costa Rica. No obstante, debido a diversas circunstancias, este método ha sido desplazado por otras técnicas y materiales, como la mampostería, el prefabricado de hormigón, o el entramado de aluminio. La

presente investigación tiene como objetivo proponer un sistema de entramado ligero con madera nacional, ampliamente disponible en el mercado local. Se pretende desarrollar un diseño con un tablero y conectores respaldados y capaces de desempeñarse de manera efectiva en un sistema estructural

El diseño del sistema propuesto se basa en diversas fuentes de información. La normativa europea y norteamericana proporciona lineamientos específicos para el diseño y la construcción de estructuras de entramado ligero, los cuales han sido incorporados en el *Código Sísmico de Costa Rica (CSCR)* [16]. Esta normativa nacional es la guía vigente en el país y ofrece directrices para la planificación y ejecución de proyectos de manera segura y eficiente. Además, se aprovecha la información recopilada en investigaciones anteriores y se considera los patrones observados en el mercado costarricense, donde diversos actores tienen un interés destacado en el desarrollo de estructuras prefabricadas de entramado ligero.

Con respecto a la madera a ser utilizada en la investigación, se consideran varias especies con posibilidades de uso, tomando en cuenta las características que debe cumplir la madera para ser utilizada como estructura en el entramado ligero:

- Disponibilidad en el mercado
- Densidad
- Facilidad de ser trabajada (trabajabilidad)
- Capacidad estructural documentada
- Disponibilidad en secciones de entre 5 y 10 cm
- Resistencia ante xilófagos o impregnabilidad

Luego de un proceso de análisis preliminar, se consideran cinco especies con posibilidades de uso. Sus características se muestran en la tabla 2.

Tabla 2. Especies de madera consideradas inicialmente

Nombre común	Nombre científico	F/C*	Densidad (kg/m ³)	Clasificación según densidad	Principales características	Comentario
Laurel	<i>Cordia alliodora</i>	F	480	Mod. liviana	Rectitud fuste Impregnable	Rápido crecimiento
Teca	<i>Tectona grandis</i>	F	830	Pesada	Buenas capacidades mecánicas	Raleo, teca joven de diámetros pequeños para entramado
Ciprés	<i>Cupressus lusitanica</i>	C	600	Moderadamente pesada	Diámetro pequeño Impregnable	Elevada trabajabilidad Actualmente no hay mucha oferta
Melina	<i>Gmelina arborea</i>	F	480	Moderadamente liviana	Trabajabilidad Albura impregnable	Muy estudiada a nivel académico Pandeo humedad y temperatura
Pino Caribe	<i>Pinus caribaea var. hondurensis</i>	C	550	Moderadamente pesada	**	Poca bibliografía Se está posicionando en el mercado, y hay mucho interés comercial

*: F=Frondosa, C=Conífera

** Esta es una especie de la que no se tiene mucha información, pero uno de los posibles financistas del proyecto cuenta con plantaciones y podría hacer un estudio de caracterización previo a la presente investigación

Fuente: Moya R, Tenorio C, Salas C, Berrocal A, Muñoz F (2019) Tecnología de la madera de plantaciones forestales de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

A partir de esta lista preliminar se realiza un análisis de características y de disponibilidad en el mercado, para seleccionar la especie a utilizar. En un mercado de madera poco tecnificado como el costarricense, a pesar de que estas especies se encuentran en los aserraderos del país, la mayoría se venden con un contenido de humedad desconocido. Al ser la madera un material higroscópico, este factor es clave para su desempeño como material estructural, y por tanto se debe garantizar un contenido de humedad menor al 20 % para la madera a utilizar.

Una vez se selecciona la madera, se procede a un análisis básico de sus capacidades con respecto a las establecidas para las clases resistentes en la normativa UNE-EN 338 [25], buscando así poder tener un aproximado de resistencias para modelar el sistema en el software DLUBAL RFEM 5.

El otro material maderero con incidencia importante en el sistema propuesto es el tablero. Se consideran tableros disponibles en el mercado, como lo son el tablero de fibras orientadas (OSB) y el tablero contrachapado (*plywood*). Para la selección de éste se realiza un análisis de los requerimientos establecidos en la normativa, así como un estudio de las normas UNE-EN 12369-1 [26] para el OSB y la norma UNE-EN 12369-2 [27] para el tablero contrachapado (*plywood*). Se realiza un pequeño análisis de mercado, buscando tableros con certificación estructural y respaldo disponibles en el mercado local, para así definir el tablero a utilizar.

Los conectores representan un elemento esencial en todo sistema constructivo estructural con madera. La presente investigación cuenta con el respaldo de la empresa Rothoblaas SRL, empresa multinacional italiana líder en el desarrollo y el suministro de soluciones de alto contenido tecnológico para los sectores de sistemas de construcción, eficiencia energética, emisiones cero y de las mejores prácticas de la construcción con madera [28]. Como parte de este apoyo la empresa suministrará los conectores seleccionados para la investigación, donde además se buscará generar información valiosa sobre su comportamiento ante cargas sísmicas. Esta empresa cuenta con una oferta variada en sistemas de conexión para madera, por lo que en la escogencia de los materiales a utilizar se contempla la accesibilidad para el mercado costarricense, en términos tanto de costo como de conocimientos y herramientas requeridas para su instalación. A partir de un análisis sobre las soluciones con las que cuenta esta empresa proveedora de conexiones, se realiza una propuesta para el sistema de entramado ligero, y se comprueba según lo establecido en la normativa UNE EN-1995 [21]. Una vez que se tienen las soluciones calculadas y comprobadas, se procede con los ensayos de laboratorio mediante cargas monotónicas y cíclicas quasi-estáticas. Estos ensayos se realizan tanto al muro completo del sistema propuesto, como a las probetas de conexión individual, lo cual permitirá estudiar más a detalle el desempeño de estas conexiones ante esta tipología de cargas.

VI. Normativa

Para la realización de la presente investigación, se consultan diferentes normas que tienen injerencia en el tema estudiado. Por la ubicación geográfica de la investigación, y por la información suministrada durante el Máster de Estructuras, Construcción y Diseño en Madera de la Universidad del País Vasco (UPV), las principales normas son la europea y la costarricense. Es importante mencionar que la norma costarricense aún se mantiene como una norma básica en temas de madera, por lo que se busca acercar la normativa local con normativa más desarrollada. Además, se utiliza la normativa estadounidense como un parámetro de comparación de resistencias y capacidades del sistema constructivo propuesto, para así contar con un parámetro alternativo para el análisis. La normativa norteamericana es la más utilizada como referencia en toda Latinoamérica, incluyendo Costa Rica.

Con respecto a las normas consultadas, primeramente, se utilizan como referencia las normativas generales de diseño y construcción de estructuras con madera, tanto a nivel europeo, como a nivel costarricense y norteamericano. Estas normas sirven para definiciones, procedimientos de cálculo y conceptos aplicados en la presente investigación. Por otra parte, se utilizan ciertas normativas en la ejecución de las pruebas experimentales, para generar los datos aplicables en los conceptos y cálculos facilitados en la normativa general.

A continuación, se mencionan los principales detalles consultados durante esta investigación para cada una de las siguientes normativas:

a. Normativa general

i. UNE-EN 1995: Proyectos de estructuras de madera [21]

Esta es la normativa principal que rige el diseño y construcción de estructuras con madera en la Unión Europea. Esta norma se aplica al proyecto de edificios y obras de ingeniería civil con madera (madera maciza, aserrada, escuadra, o en forma de poste, madera laminada encolada o productos derivados de la madera con uso estructural, por ejemplo, la madera microlaminada LVL), o con tableros derivados de la madera unidos con adhesivos o medios de fijación mecánicos, por lo que establece las reglas generales de proyecto para las estructuras de madera junto con las reglas específicas para los edificios.

De esta manera, se utilizan en esta investigación los conceptos y procedimientos detallados en este código para el diseño y verificación de estructuras de madera, particularmente se utilizan los siguientes capítulos:

- *Capítulo 1. Generalidades.* Incluye definiciones, términos y simbología que establecen la base para el análisis y estudio de este tipo de estructuras. También menciona algunas normas para consulta al trabajar con madera, entre otros.

- *Capítulo 8. Uniones con medios de fijación metálicos.* Este capítulo establece los lineamientos y requisitos para el diseño de conexiones utilizando conectores metálicos. Se establecen los lineamientos para determinar la capacidad de carga lateral de una conexión, así como distancias mínimas y capacidad de conectores ante otro tipo de cargas como la axial o la combinada. Se establecen diferentes tipos de conectores, incluyendo grapas, clavos, tirafondos, pernos, pasadores, anillos y placas.
- *Capítulo 9. Componentes y sistemas.* Este capítulo detalla los lineamientos de diseño para sistemas con componentes de madera, tales como vigas con alma encolada, vigas con uniones mecánicas, y sistemas como cerchas o diafragmas. En esta investigación el análisis gira en torno a la sección 9.2.4. *Diafragmas de muros*, donde se brindan los parámetros para analizar sistemas de entramado ligero dispuestos para soportar cargas horizontales o verticales. Este capítulo establece dos metodologías para cálculo de la capacidad lateral de un muro, donde el *Método A* es el análisis simplificado más comúnmente utilizado y que se encuentra en función de la capacidad de carga lateral del conector del tablero con la estructura. El *Método B* es más comúnmente utilizado para un análisis global de un muro con diferentes componentes y aberturas, y utiliza varios factores que están en función de la geometría del muro.

La normativa europea también establece la posibilidad de determinar la capacidad ante carga lateral de un muro de entramado ligero mediante un abordaje experimental, utilizando la norma UNE-EN 594 [22] para determinar la capacidad de carga lateral de un muro ante carga monotónica constante en una sola dirección. Sin embargo, esta metodología predefine un anclaje parcial a la cimentación que no necesariamente representa las condiciones reales, además que no aplica para cargas cíclicas que simulan las cargas de sismo [23], por lo que se vuelve un abordaje limitado y con una simulación de la realidad bastante escasa.

Esta normativa incluye dos métodos para determinar la capacidad de carga lateral de un muro de entramado ligero. En el caso de esta investigación se utiliza el *Método A, Análisis simplificado de diafragmas de muro*, el cual se basa en el valor mínimo de la capacidad plástica de los conectores que unen el tablero con la estructura [23], y representa el método más comúnmente utilizado. Brinda una perspectiva general de la capacidad de un sistema de entramado ligero ante cargas paralelas a su plano. Según este método, la capacidad de carga al descuadre de un muro de entramado debe calcularse a partir de la siguiente expresión:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} \quad (1)$$

donde

$F_{f,Rd}$ es el valor de cálculo de la capacidad de carga lateral de un elemento de fijación individual

b_i es la anchura del panel de muro

s es la separación entre medios de fijación

y

$$c_i = 1 \quad \text{para } b_i \geq b_0$$

$$c_i = \frac{b_i}{b_0} \quad \text{para } b_i < b_0$$

donde

$$b_0 = h/2$$

h es la altura del muro

ii. Código Sísmico Costa Rica (CSCR) [16]

El Código Sísmico de Costa Rica, en su versión 2010, es la normativa que rige actualmente el diseño y la construcción de estructuras y proyectos de infraestructura en este país centroamericano, donde se ubica la presente investigación y donde se realiza la campaña experimental respectiva. Esta normativa recoge, sintetiza y ordena conjuntos de normas y prácticas del diseño sismorresistente, producto del conocimiento científico, la praxis tecnológica, la experiencia de sismos pasados y el sentido común, buscando orientar y guiar al profesional responsable en procura de que las edificaciones y otras obras civiles se diseñen y construyan de acuerdo con sus lineamientos, garanticen la vida de sus ocupantes, mantengan su integridad estructural y protejan los bienes que en ellas se alberguen.

A pesar de que esta normativa se enfoca, principalmente, en cálculos de cargas horizontales productos del sismo, así como la resistencia y capacidad de estructuras de acero y hormigón, también se incluye el capítulo 11, *Requisitos para madera estructural*, el cual rige el uso de los materiales, el diseño, la construcción y la calidad de los elementos de madera y sus conexiones en sistemas sismorresistentes. En este capítulo se detalla que los sistemas estructurales contruidos con madera deben satisfacer los requisitos estipulados para diseño de estructuras de madera de la *ANSI / AF&PA – National Design Specification for Wood Construction (ASD/LRFD)*, que es la normativa utilizada en Estados Unidos, y que se utiliza como referencia en este código.

En la sección 11.5.2 *Diafragmas de madera* se establecen los lineamientos para sistemas tipo muros de cortante, los cuales se pueden utilizar para resistir fuerzas de sismo si se asegura que la deflexión en su plano no excede el límite de deflexión permisible de los elementos que distribuyen la carga al diafragma, o de los elementos resistentes unidos al diafragma. Por otra parte, se brindan indicaciones para determinar la capacidad a cortante de un diafragma, el cual se debe calcular por principios de mecánica utilizando valores de resistencia de los conectores y capacidad en cortante del forro, o mediante ensayos de laboratorio. La capacidad a cortante de un diafragma se puede determinar según la siguiente expresión:

$$\phi_z V'_n = \frac{\phi_z Z'_n}{s} \quad (2)$$

y para los muros:

$$\phi_z V'_n = \sum \phi_z Z'_n \left(\frac{b_i}{b_1} \right)^2 \frac{1}{s} \quad (3)$$

Donde:

V'_n capacidad nominal en cortante unitario del muro, kg/m

Φ_z 0,65 (factor de resistencia para las conexiones)

Z'_n capacidad nominal ajustada de cada conector, kg

b_1 longitud del forro más largo, m.

b_i longitud del resto de los forros, m.

s espaciamiento de los conectores, m

Como se observa, estas fórmulas son similares a la que se incluye en el *Método A de Análisis simplificado de diafragmas de muros del Eurocódigo 5 UNE EN-1995*, razón por la cual en esta investigación se considera el valor de capacidad de carga lateral del muro establecido en el Eurocódigo, que es el mismo que el determinado mediante el CSCR 2010.

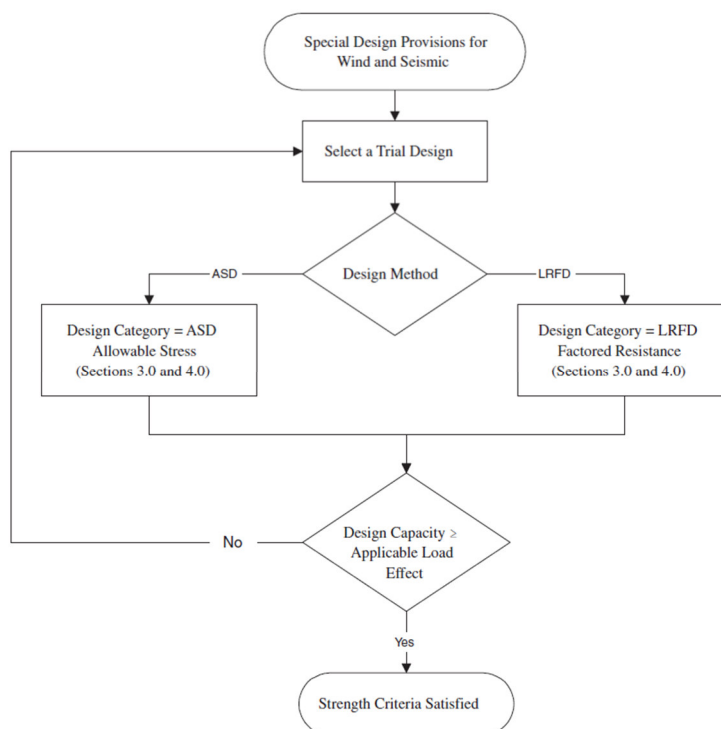
iii. *Special Design Provisions for Wind & Seismic (SDPWS)* [29]

El Consejo Americano de Madera lanzó en el año 2015 el documento denominado *Previsiones Especiales para el Diseño ante Viento y Sismo*, el cual brinda un serie de parámetros y guías para el diseño de estructuras con madera ante este tipo de cargas accidentales, pero que tienen la capacidad de llevar a la estructura hasta su máxima capacidad. Este código contempla un procedimiento para el diseño de una estructura propuesta, incluyendo materiales, diseño y construcción de miembros de madera, conectores y ensambles, para resistir fuerzas de viento y sismo. El diseño de estas estructuras debe hacerse siguiendo una de las dos metodologías más utilizadas en Norteamérica:

- *Allowable Stress Design (ASD)*: Diseño por carga permitida.
- *Load and Resistance Factor Design (LRFD)*: Factor de diseño por carga y resistencia.

En la figura 6 se presenta un diagrama de flujo incluido en este documento que presenta cuál es el proceso recomendado para el diseño de este tipo de estructuras.

Figura 6. Proceso de diseño de estructuras según SDWPS 2015



Fuente. SDPWS, 2014

Este código presenta lineamientos y tablas que permiten calcular de una manera sencilla y eficaz las estructuras de madera para este tipo de cargas. Particularmente, para muros de entramado ligero estructural que son sometidos a carga horizontal paralela al plano, esta normativa brinda la tabla 4.3A, incluida en la figura 7, la cual suministra parámetros de resistencia por unidad lineal para un muro construido según los parámetros establecidos. Los parámetros que se deben definir para poder utilizar esta tabla son:

- Material de cerramiento: tablero estructural que se encargará de brindar rigidez al muro y capacidad de resistencia al vuelco.
- Espesor mínimo nominal del cerramiento
- Penetración mínima del conector: se refiere al conector que une el tablero de cerramiento a la estructura del muro, principalmente se utilizan clavos.
- Tipo y tamaño de conector
- Espaciamiento entre conectores
- Carga sismo o carga de viento

Con base a estas variables, y utilizando la tabla, se determina cuál es la resistencia nominal ante cargas de cortante (v_s) y cuál es la rigidez aparente del muro (G_a), para así, de manera rápida y sencilla, obtener un estimado de la capacidad teórica del muro.

Figura 7. Tabla 4.3A del SDPWS

Table 4.3A Nominal Unit Shear Capacities for Wood-Frame Shear Walls^{1,3,6,7}

Wood-based Panels ⁴																			
Sheathing Material	Minimum Nominal Panel Thickness (in.)	Minimum Fastener Penetration in Framing Member or Blocking (in.)	Fastener Type & Size	A SEISMIC								B WIND							
				Panel Edge Fastener Spacing (in.)								Panel Edge Fastener Spacing (in.)							
				6		4		3		2		6	4	3	2				
				V _a (plf)	G _a (kips/in.)	V _a (plf)	G _a (kips/in.)	V _a (plf)	G _a (kips/in.)	V _a (plf)	G _a (kips/in.)	V _w (plf)	V _w (plf)	V _w (plf)	V _w (plf)				
Wood Structural Panels - Structural ^{4,5}	5/16	1-1/4	Nail (common or galvanized box) 6d	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	560	840	1090	1430		
	3/8	1-3/8	8d	460	19	14	720	24	17	920	30	20	1220	43	24	645	1010	1290	1710
	7/16			510	16	13	790	21	16	1010	27	19	1340	40	24	715	1105	1415	1875
	15/32	1-1/2	10d	560	14	11	880	18	14	1100	24	17	1460	37	23	785	1205	1540	2045
5/8	680			22	16	1020	29	20	1330	36	22	1740	51	28	950	1430	1860	2435	
Wood Structural Panels - Sheathing ^{4,5}	5/16	1-1/4	6d	360	13	9.5	540	18	12	700	24	14	900	37	18	505	755	980	1260
	3/8	400		11	8.5	600	15	11	780	20	13	1020	32	17	560	840	1090	1430	
	3/8	1-3/8	8d	440	17	12	640	25	15	820	31	17	1060	45	20	615	895	1150	1485
	7/16			480	15	11	700	22	14	900	28	17	1170	42	21	670	980	1260	1640
15/32	1-1/2	10d	520	13	10	760	19	13	980	25	15	1280	39	20	730	1065	1370	1790	
5/8			620	22	14	920	30	17	1200	37	19	1540	52	23	870	1290	1680	2155	
Plywood Siding	5/16	1-1/4	Nail (galvanized casing) 6d	280	13		420	16		550	17		720	21		390	590	770	1010
	3/8	1-3/8		320	16		480	18		620	20		820	22		450	670	870	1150
Particleboard Sheathing - (M-S "Exterior Glue" and M-2 "Exterior Glue")	3/8		Nail (common or galvanized box) 6d	240	15		360	17		460	19		600	22		335	505	645	840
	8d			260	18		380	20		480	21		630	23		365	530	670	880
	1/2		280	18		420	20		540	22		700	24		390	590	755	980	
	5/8		370	21		550	23		720	24		920	25		520	770	1010	1290	
Structural Fiberboard Sheathing	1/2		Nail (galvanized roofing) 11 ga. galv. roofing nail (0.120" x 1-1/2" long x 7/16" head)	340	4.0		460	5.0		520	5.5					475	645	730	
	25/32			340	4.0		460	5.0		520	5.5				475	645	730		

- Nominal unit shear capacities shall be adjusted in accordance with 4.3.3 to determine ASD allowable unit shear capacity and LRFD factored unit resistance. For general construction requirements see 4.3.6. For specific requirements, see 4.3.7.1 for wood structural panel shear walls, 4.3.7.2 for particleboard shear walls, and 4.3.7.3 for fiberboard shear walls. See Appendix A for common and box nail dimensions.
- Shears are permitted to be increased to values shown for 15/32 inch (nominal) sheathing with same nailing provided (a) studs are spaced a maximum of 16 inches on center, or (b) panels are applied with long dimension across studs.
- For species and grades of framing other than Douglas-Fir-Larch or Southern Pine, reduced nominal unit shear capacities shall be determined by multiplying the tabulated nominal unit shear capacity by the Specific Gravity Adjustment Factor = $[1 - (0.5 \cdot G)]$, where G = Specific Gravity of the framing lumber from the NDS (Table 12.3.3A). The Specific Gravity Adjustment Factor shall not be greater than 1.
- Apparent shear stiffness values G_a are based on nail slip in framing with moisture content less than or equal to 19% at time of fabrication and panel stiffness values for shear walls constructed with either OSB or 3-ply plywood panels. When 4-ply or 5-ply plywood panels or composite panels are used, G_a values shall be permitted to be multiplied by 1.2.
- Where moisture content of the framing is greater than 19% at time of fabrication, G_a values shall be multiplied by 0.5.
- Where panels are applied on both faces of a shear wall and nail spacing is less than 6" on center on either side, panel joints shall be offset to fall on different framing members as shown below. Alternatively, the width of the nailed face of framing members shall be 3" nominal or greater at adjoining panel edges and nails at all panel edges shall be staggered.
- Galvanized nails shall be hot-dipped or tumbled.

Fuente. SDPWS, 2014

Como se observa en las aclaraciones incluidas en la parte inferior de la figura anterior, estos valores de resistencia tienen algunos parámetros asociados, como lo son la especie de madera con la que se calcularon (*Douglas Fir Larch* y *Southern Pine*) y el contenido de humedad de la madera (igual o menor al 19 %). Además, los valores presentados en esta tabla deben ser ajustados para la metodología de diseño que se esté utilizando (*ASD* o *LRFD*). En la figura 8 se presenta la tabla 4.3.3.2 de este código, donde se detallan los factores de ajuste para muros de corte, el cual está en función del espaciamiento de los montantes y del espaciamiento de los clavos en los montantes laterales y en los montantes centrales.

Figura 8. Factor de ajuste para resistencia al corte de un muro

The nominal unit shear capacity of an unblocked wood structural panel shear wall, v_{ub} , shall be calculated using the following equation:

$$v_{ub} = v_b C_{ub} \quad (4.3-2)$$

where:

C_{ub} = Unblocked shear wall adjustment factor from Table 4.3.3.2

v_b = Nominal unit shear capacity (lbs/ft) from Table 4.3A for wood structural panel blocked shear walls with 24" stud spacing and nails spaced at 6" on center at panel edges.

v_{ub} = Nominal unit shear capacity (lbs/ft) for unblocked shear wall.

Table 4.3.3.2 Unblocked Shear Wall Adjustment Factor, C_{ub}

Nail Spacing (in.)		Stud Spacing (in.)			
Supported Edges	Intermediate Framing	12	16	20	24
6	6	1.0	0.8	0.6	0.5
6	12	0.8	0.6	0.5	0.4

Fuente. SDPWS, 2014

b. Normativa experimental

i. UNE-EN 12512: Ensayo cíclico de uniones realizadas con conectores mecánicos [24]

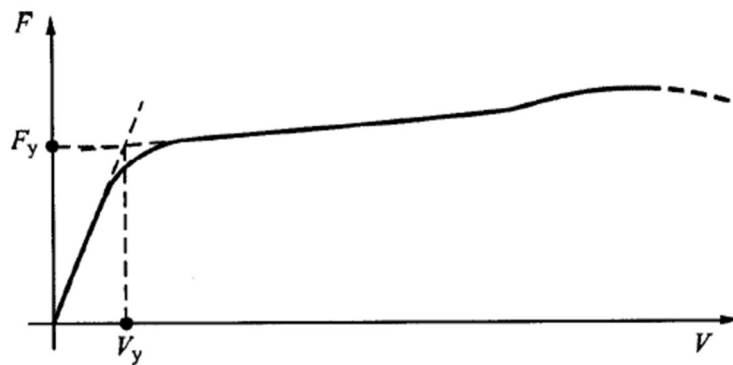
La normativa establecida en el Eurocódigo para la medición de las capacidades ante cargas cíclicas de los conectores metálicos es la UNE-EN 12512, publicada en noviembre del 2001, y en febrero del 2002 su versión en español. El objetivo principal de esta norma es obtener información relativa a la ductilidad, disipación de energía y pérdida de resistencia de conectores metálicos bajo cargas sísmicas, buscando además generar información que pueda ser comparada entre diversos laboratorios.

La norma establece las siguientes definiciones:

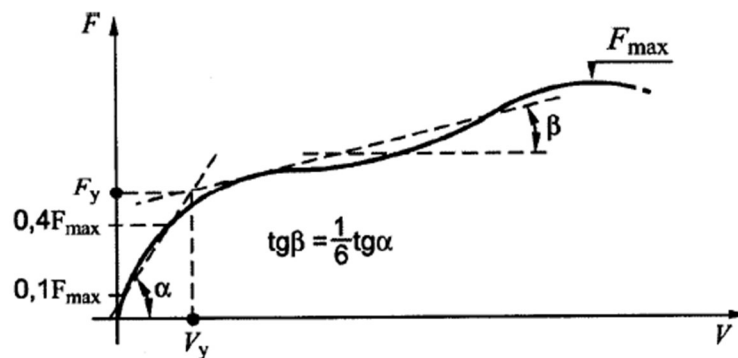
- Carga cíclica: carga alternativa de compresión y tracción.
- Carga máxima: carga máxima F_{max} alcanzada durante el ensayo, véase figura 9
- Carga plástica: carga correspondiente al inicio del tramo plástico. Cuando la curva carga/deslizamiento presenta dos partes lineales bien definidas, el

límite plástico se determina por intersección entre dos líneas, figura 9a. Cuando la curva de esfuerzo-deformación no presenta estas dos partes lineales definidas, el límite plástico se determina por intersección de las dos líneas siguientes: la primera será la recta entre el punto de la curva correspondiente a $0.1F_{\max}$ y el punto de la curva correspondiente a $0.4F_{\max}$. La segunda línea es la tangente con una pendiente de $1/6$ de la primera línea, figura 9b.

Figura 9. Valores plásticos en curva esfuerzo-deformación



a) Definición de los valores plásticos para una curva de carga/deslizamiento con dos tramos lineales bien definidos

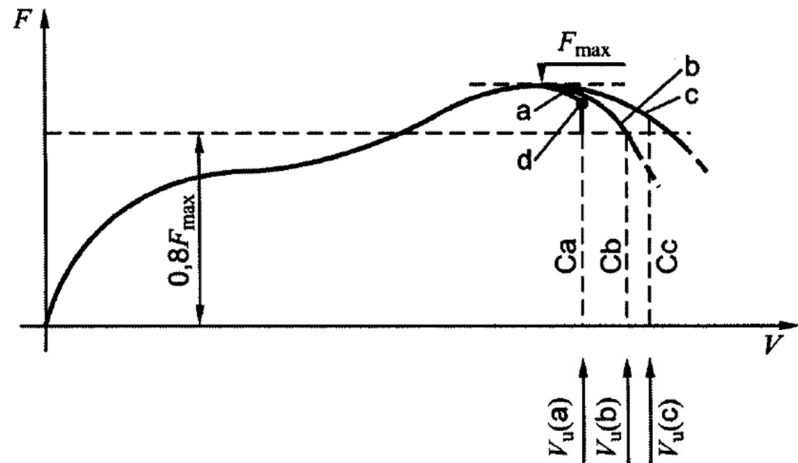


b) Definición de los valores plásticos para una curva de carga/deslizamiento sin tramos lineales bien definidos

Fuente: UNE-EN 12512, 2002

- Carga última: carga correspondiente a:
 1. Rotura
 2. 80 % de carga máxima para un deslizamiento de la unión de menos de 30 mm
 3. Deslizamiento de la unión de 30 mm

Figura 10. Límites últimos en curva esfuerzo-deformación



Leyenda

- F carga
- F_{\max} fallo en la carga máxima
- C_a caso a
- V deslizamiento

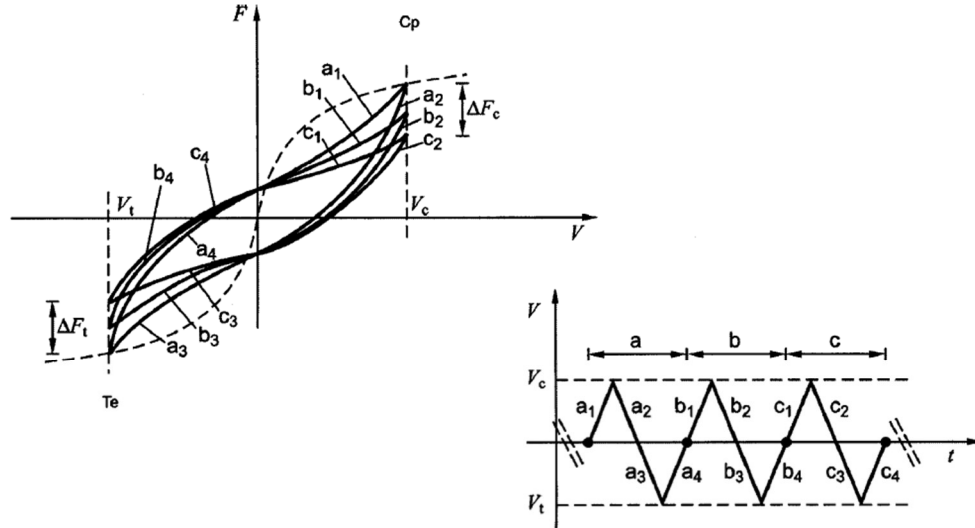
Fuente: UNE-EN 12512, 2002

- Deslizamiento plástico (V_y): deslizamiento de la unión correspondiente a la carga plástica.
- Deslizamiento último (V_u): deslizamiento de la unión correspondiente a la carga última.
- Ductilidad: capacidad de la unión para resistir un deslizamiento de gran amplitud en el tramo plástico sin una reducción significativa de la resistencia. Se mide por la relación entre el deslizamiento final y el deslizamiento plástico:

$$D = \frac{V_u}{V_y} \quad (4)$$

- Pérdida de resistencia (ΔF_c): reducción de la carga entre el primer y el tercer ciclo por un deslizamiento de la unión de la misma amplitud, véase figura 11.

Figura 11. Ciclos de carga y pérdida de resistencia



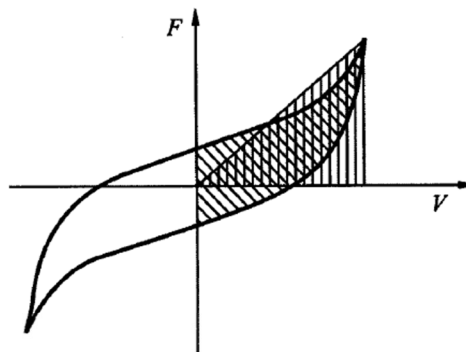
Leyenda
 V deslizamiento
 a, b, c ciclo
 t tiempo
 c compresión
 t tracción



Fuente: UNE-EN 12512, 2002

- Disipación de la energía: propiedad de la unión que se mide como el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente para un ciclo de histéresis. Se expresa mediante la relación entre la energía disipada en un semi ciclo y la energía potencial disponible multiplicada por 2π :

$$v_{eq} = \frac{E_d}{(2\pi E_p)} \quad (5)$$

Figura 12. Energía disipada en cada ciclo de carga

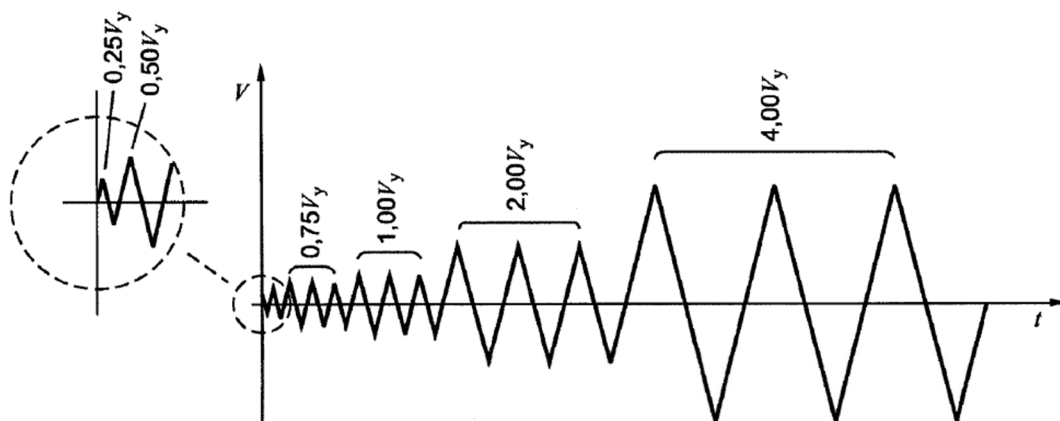


Leyenda
 Energía disipada en un semi ciclo, E_d
 Energía potencial disponible, E_p

Fuente: UNE-EN 12512, 2002

El ensayo según esta norma debe aplicarse a especímenes correspondientes a uniones utilizadas en la práctica. Además, se debe realizar a una velocidad de desplazamiento constante comprendida entre 0.02 mm/s y 0.2 mm/s, y se debe determinar la densidad y contenido de humedad de todas las probetas. El procedimiento de carga es el representado en la figura 13.

Figura 13. Procedimiento de carga norma UNE-EN 12512



Leyenda

V desplazamiento;
 t tiempo.

1^{er} ciclo:

- 1) aplicar la carga en compresión, hasta que se alcance un desplazamiento del 25% del desplazamiento plástico estimado $V_{y,est}$. El valor de $V_{y,est}$ puede determinarse mediante cálculo, por la experiencia o por ensayos previos unidireccionales (conforme con la Norma EN 26891);
- 2) descargar la probeta y cargarla de nuevo en tracción hasta el desplazamiento cero;
- 3) continuar con la carga en tracción hasta un desplazamiento del 25% de $V_{y,est}$ en la cara traccionada;
- 4) descargar la probeta y cargarla en compresión hasta el desplazamiento cero.

2^o ciclo:

- 1) continuar con la carga en compresión hasta un desplazamiento del 50% de $V_{y,est}$;
- 2) descargar la probeta y cargarla de nuevo en tracción hasta el desplazamiento cero;
- 3) continuar con la carga en tracción hasta un desplazamiento del 50% de $V_{y,est}$;
- 4) descargar la probeta y cargarla en compresión hasta el desplazamiento cero.

3^{er}-4^o-5^o ciclos (grupo de los tres ciclos):

repetir el 2^o ciclo tres veces más pero con el 75% de $V_{y,est}$;

6^o-7^o-8^o ciclos (grupo de los tres ciclos):

repetir el 2^o ciclo tres veces más pero con $V_{y,est}$.

Fuente: UNE-EN 12512,2002

Esta es una norma publicada en el año 2001. Desde entonces, la investigación en comportamiento histerético de conexiones metálicas en estructuras de madera se ha desarrollado mucho, y se ha encontrado que los lineamientos de esta norma no cumplen con los estándares establecidos en otras normas. Se considera que este es un procedimiento y método de análisis desactualizado, que cubre de una manera muy básica los requerimientos para este tipo de investigaciones. Además, la versión actual de esta norma se refiere únicamente al comportamiento ante cargas cíclicas de conexiones metálicas, no se refiere a requerimientos para sistemas completos, como lo es un muro de entramado ligero. Hay una necesidad evidente de desarrollo de una normativa europea integral y actualizada, que incluya pruebas en muros ante carga monotónica y cíclica. [23]

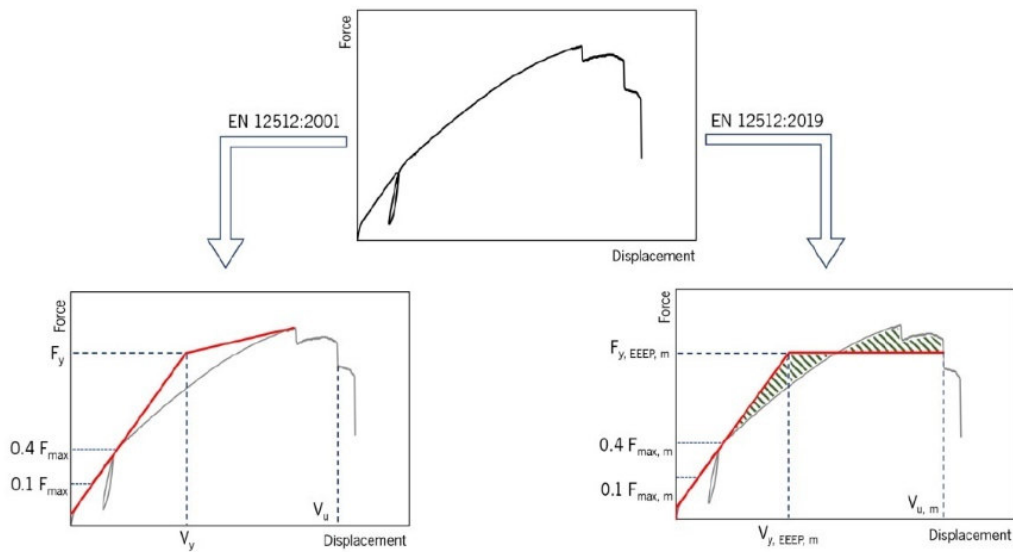
Como lo menciona Filipe Matos, en su tesis doctoral titulada *Comportamiento sísmico de edificios de CLT aplicando regulaciones actuales* [30], se encuentra en proceso de publicación una nueva versión de la norma UNE-EN 12512:2019. Como se muestra en la figura 14, la nueva versión de esta norma presenta un cambio importante en la determinación de la carga y desplazamiento en la cual el espécimen pasa al rango plástico. Actualmente este rango se determina por intersección de una línea que va del 10 % de la carga máxima ($0,1 F_{\max}$) al 40 % de la carga máxima ($0,4 F_{\max}$), con la línea tangente al punto de carga máximo (F_{\max}). Este acercamiento es difícil de emplear a nivel práctico, y permite una variación importante en su aplicación, que no brinda precisión en la obtención de los resultados. En contraste con la versión anterior, la actual implementaría una variante que prescinde de una curva tangente al punto de carga máxima. En su lugar, se adopta una línea horizontal en el eje de la carga de cedencia, marcando la transición hacia el rango plástico. Esta adaptación ofrece la posibilidad de establecer una curva de energía equivalente, caracterizada por un área inferior que guarda igualdad con el área bajo la curva de esfuerzo/deformación.

La decisión de sustituir la curva tangente por una línea horizontal busca optimizar la representación gráfica y analítica de las propiedades del material. La elección de la carga de cedencia como punto de transición hacia el rango plástico busca una mayor coherencia y simplicidad en la interpretación de los resultados.

El concepto de la curva de energía elastoplástica equivalente (EEEP) se introduce con la finalidad de proporcionar una métrica unificada que facilite la comparación de distintos comportamientos. La igualdad de áreas bajo ambas curvas permite una evaluación más directa de las características intrínsecas del material en términos de energía absorbida y deformación experimentada. Este ajuste en el enfoque de la curva de esfuerzo-deformación pretende contribuir a una comprensión más precisa y eficiente de las propiedades del material, facilitando así su análisis y aplicación en el ámbito científico y técnico.

Esta última norma europea aún no ha sido publicada, por lo que su inclusión en esta investigación no es viable, pero se toma como referencia para indicar que la norma actualmente publicada se encuentra desactualizada.

Figura 14. Diferencia entre versiones norma UNE-EN 12512



Fuente: Filipe Matos, 2019 [30]

ii. ASTM E2126 Standard Test Methods for Cyclic (reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings [31]

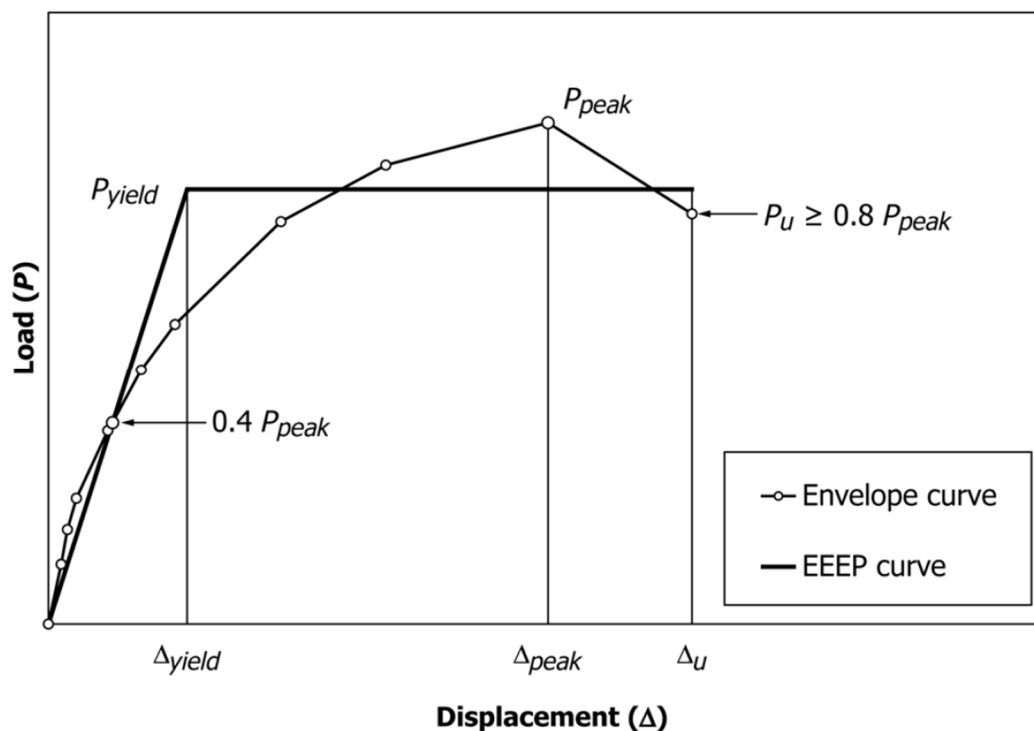
Esta normativa brinda métodos de prueba que permiten evaluar la resistencia a cortante y ductilidad en muros de entramado ligero, especialmente los construidos con elementos de madera y conectores metálicos.

Se brindan algunas definiciones importantes claves para la presente investigación, como lo son:

- Relación de ductilidad (D): la relación entre el desplazamiento último (Δ_u) y el desplazamiento de cedencia (Δ_{ced}) observado en la prueba de carga cíclica.
- Rigidez elástica al corte (k_e): La resistencia a la deformación de un espécimen en el rango elástico antes del Primer Evento Mayor (FME, por sus siglas en inglés), el cual puede ser expresado por una relación entre la carga de corte resistida y el desplazamiento.
- Primer Evento Mayor (uFME): el primer estado límite significativo en suceder.
- Curva Envolvente: la curva que aglomera los extremos de las curvas histeréticas, y contiene las cargas máximas de cada ciclo, ignorando los puntos de los ciclos donde esta carga es menor que el ciclo previo.
- Curva de energía elasto-plástica equivalente (EEEEP): una curva elasto-plástica ideal que tiene un área bajo la curva igual al área bajo la curva envolvente. Para pruebas de carga monotónica, la curva de esfuerzo-deformación se puede utilizar para calcular la curva EEEP.
- Estado límite de falla. El punto de la curva envolvente que representa el último dato, con la carga igual o mayor que $0.8P_{max}$, como se muestra en la figura 15.

- Carga última (P_u): la carga correspondiente al estado límite de falla.
- Desplazamiento último (Δ_u): el desplazamiento correspondiente al estado límite de falla.
- Estado límite de capacidad de carga: el punto en la curva envolvente que representa la carga máxima (P_{max}) y su desplazamiento (Δ_{max}).
- Estado límite de cedencia: el punto en la relación esfuerzo-deformación donde la rigidez elástica al corte cae un 5% o más. Para especímenes con una respuesta dúctil no lineal, el estado límite de cedencia (Δ_{ced} y P_{ced}) se puede determinar utilizando la curva EEEP.
- Espécimen: el elemento a ser probado y sometido a carga lateral. Ejemplos de especímenes pueden ser muros, paneles con aislamiento, marcos, etc. Un espécimen puede ser un elemento individual, o un conjunto de elementos cuya resistencia conjunta a cargas laterales se desea analizar.

Figura 15. Parámetros de comportamiento según ASTM E2126

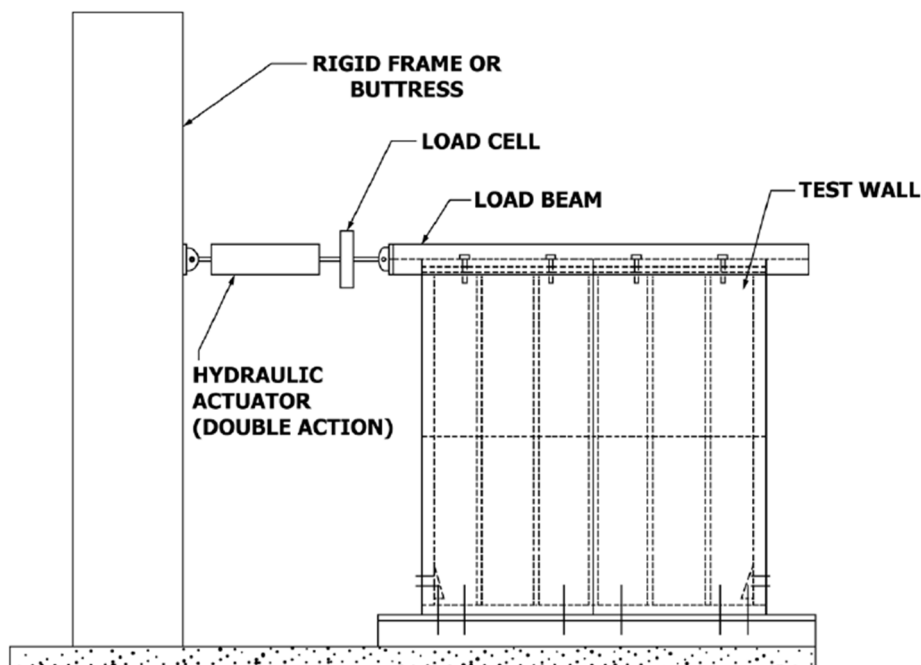


Fuente. ASTM E2126, 2019.

Esta norma presenta tres protocolos de carga cíclica quasi-estática para determinar la resistencia del espécimen. La prueba se consigue anclando la base del espécimen a la cimentación, simulando las aplicaciones utilizadas en la práctica. Se busca que las deformaciones se presenten en el plano del espécimen, por lo que se debe garantizar el arriostramiento lateral. Está permitido realizar cargas monotónicas, con la misma configuración, para así determinar estados límite con base a los cuáles se puedan obtener los datos para el protocolo de carga cíclica quasi-estática. Esta norma presenta un montaje recomendado para muros de entramado ligero, el cual se presenta en la figura 16. Se muestra la aplicación de carga lateral paralela al plano del muro, directamente a una viga de carga conectada

a la parte alta del muro, así como los anclajes a la base mediante elementos angulares para cargas en tensión tipo *hold-down*, y un muro y piso de carga lo suficientemente rígido para garantizar la rigidez de las bases en la prueba.

Figura 16. Montaje propuesto de muro entramado ligero



Fuente. ASTM E2126, 2019.

En la presente investigación se decide utilizar el protocolo de carga C *Protocolo de Carga Básica CUREE*, ya que se considera que es el que mejor se adapta a las condiciones reales de un sismo, además de ser el protocolo ya utilizado por el personal del LANAMME y programado en los equipos. Este protocolo de carga controlada por desplazamiento mediante ciclos de carga agrupados en fases de incremento porcentual con respecto al desplazamiento último (Δ_u) de referencia, como se muestra en la figura 17 y gráficamente en la figura 18. Un detalle importante es que este desplazamiento último de referencia (Δ_u) no debe sobrepasar el 2.5 % de la altura del muro.

Figura 17. Ciclos de carga protocolo C

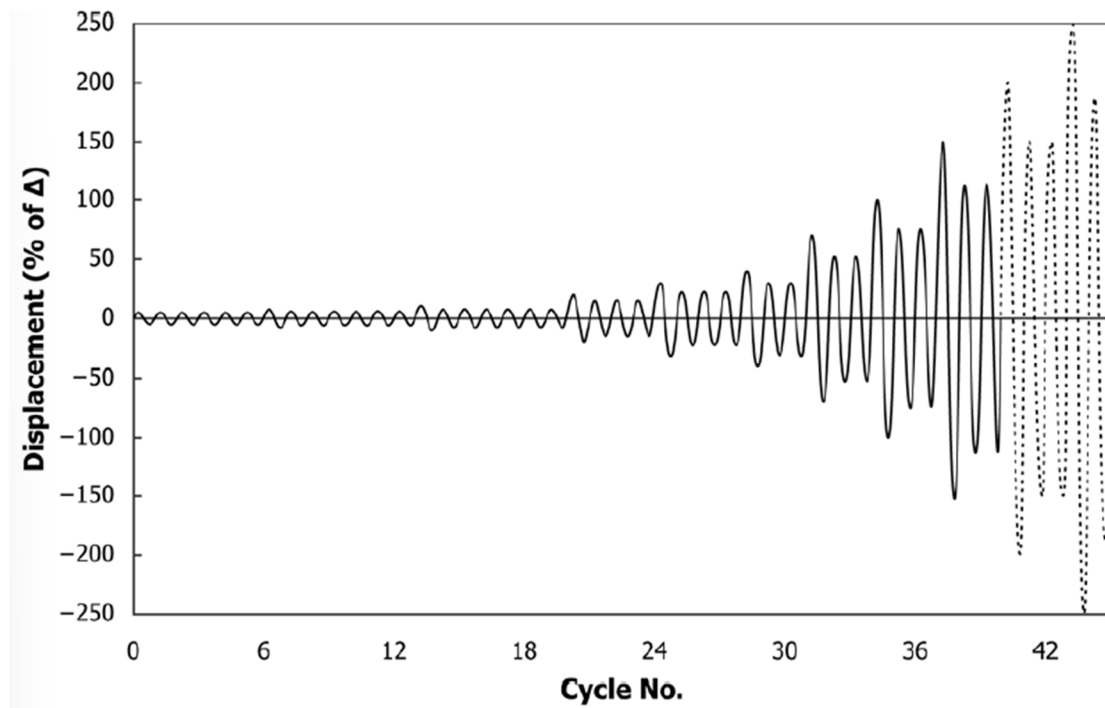
TABLE 3 Test Method C—Amplitude of Primary Cycles

Pattern	Step	Minimum Number of Cycles	Amplitude of Primary Cycle, % Δ
1	1	6	5
2	2	7	7.5
	3	7	10
3	4	4	20
	5	4	30
4	6	3	40
	7	3	70
	8	3	100
	9	3	$100 + 100\alpha^A$
	10	3	Additional increments of 100α (until specimen failure)

^A $\alpha \leq 0.5$.

Fuente. ASTM E2126, 2019.

Figura 18. Desplazamiento en ciclos de carga según protocolo C



Fuente. ASTM E2126, 2019.

iii. Contenido de humedad y Densidad

Dado que la madera es un material higroscópico, es esencial controlar el contenido de humedad para garantizar su rendimiento. Además, la densidad es una de las características físico-mecánicas más críticas en la capacidad del elemento, influyendo el desempeño de conectores y otros accesorios instalados en él. Por lo tanto, se llevan a cabo pruebas de control constante de la densidad y el contenido de humedad tanto de la madera como de los tableros.

Para la determinación del Contenido de Humedad (CH) se utilizó la norma ASTM D4442-20 *Standard Test Methods for Direct Moisture Content Measurement of Wood and Wood-Based Materials* [32], donde se establecen dos metodologías para medición del CH. El Método A se utiliza para casos en los que es necesaria la precisión exacta y detallada de esta propiedad de la madera. El Método B se utiliza en cualquier otro caso. Para la presente investigación se utilizó el Método A, buscando generar información confiable para el análisis.

Para la determinación de la Densidad se utilizó la norma ASTM D2395-17 *Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Wood and Wood-Based Materials* [33] que cubre la determinación de estas propiedades con una precisión adecuada, para especímenes de diferentes tamaños, formas y contenidos de humedad. Se establecen 7 métodos para la medición de esta propiedad. En esta investigación se utilizó el Método A *Medición por Volumen* donde se determinan las dimensiones y masa del espécimen, y así se obtiene la densidad. Se toman tres medidas en cada dirección de las muestras, para así obtener un promedio válido para la medición.

VII. Cálculos y definición de materiales

La presente investigación busca analizar el comportamiento de un sistema de entramado ligero propuesto. Para establecer los parámetros de dicho sistema es necesario realizar un serie de cálculos y dimensionamientos, para definir los componentes del sistema que se probará en laboratorio. De esta manera, se utilizan las normativas previamente mencionadas como guía de diseño, y se analizan los parámetros mencionados a continuación.

Es importante mencionar que, de acuerdo con las limitaciones definidas, se estableció que no se considera el efecto de la fricción por cargas gravitatorias, ya que este efecto debe ser contemplado en caso de que el sistema sea propuesto para edificaciones de más de dos plantas [3]. En este caso, por la dimensión de las estructuras que se proponen con este sistema, y por limitaciones propias del laboratorio donde se realizan las pruebas, se decide no contemplar la carga vertical que establece la norma EN 594 [22] sobre cada uno de los montantes.

Se siguen los siguientes procedimientos para definir las dimensiones y materiales de los componentes del sistema:

a. Madera

Como se mencionó en la sección *Antecedentes*, para la presente investigación se contemplaron cinco especies de madera nacional. Se reducen a tres especies con base a la disponibilidad del material de buena calidad en el mercado, su viabilidad para utilizarse en construcción de estructuras de entramado ligero, y la facilidad de instalación y trabajabilidad que pueda presentar cada una de ellas. Las especies consideradas y sus características principales son:

- Melina (*Gmelina arborea*): madera frondosa liviana de una baja densidad (350-450 kg/m³), de fácil aserrío, secado rápido, alta impregnabilidad, baja resistencia a humedad y xilófagos, fácil de trabajar, con amplio uso en el mercado de tarimas (*pallets*), muebles, y elementos temporales para la construcción. [34]
- Teca (*Tectona grandis*): madera frondosa moderadamente pesada de densidad media (550-650 kg/m³), aserrío de media dificultad, secado rápido, baja impregnabilidad en el duramen, baja resistencia a la humedad, moderadamente resistente a termitas y xilófagos dependiendo de la edad del árbol, buenas características de trabajabilidad, uso en acabados y muebles de alta gama. [34]
- Laurel (*Cordia alliodora*): madera frondosa de baja densidad (350-450 kg/m³), de fácil aserrío, alta impregnabilidad, susceptible a termitas y xilófagos, elevada trabajabilidad, importantes capacidades mecánicas en flexión, amplio uso en el mercado de muebles. [35]

En la norma INTE C100:2020 *Madera estructural. Clasificación en grados estructurales para la madera aserrada mediante una evaluación visual* [13] se establecen los valores de resistencia mecánica para las tres especies de madera

principales contempladas inicialmente como parte de esta investigación que se muestran en la tabla 3.

Tabla 3. Capacidades mecánicas de especies consideradas (N/mm²)

Propiedad	F _b	F _c	F _v	F _t	E	E _{min}	F _{cT}	G ₀
Melina (<i>Gmelina arborea</i>)								
Grado 1	11.0	4.8	0.88	4.7	8000	5000	1.04	0.45
Grado 2	8.6	3.7	0.88	3.5	7000	4500	1.04	
Grado 3	6.3	2.7	0.88	2.3	6500	4000	1.04	
Teca (<i>Tectona grandis</i>)								
Grado 1	20.8	8.0	0.84	7.8	12500	10500	1.74	0.58
Grado 2	16.4	6.2	0.84	5.8	11500	9500	1.74	
Grado 3	11.8	4.5	0.84	3.9	10000	8500	1.74	
Laurel (<i>Cordia alliodora</i>)								
Grado 1	12.2	6.0	0.76	6.4	9500	4000	0.58	0.35
Grado 2	9.6	4.7	0.76	4.8	8500	3500	0.58	
Grado 3	7.0	3.4	0.76	3.2	7500	3000	0.58	

Donde:

F_b: Resistencia a flexión

F_c: Resistencia a compresión paralela

F_v: Resistencia en cortante

F_t: Resistencia en tracción paralela al grano

E: Módulo elasticidad

E_{min}: Módulo de elasticidad mínimo

F_{cT}: Resistencia en compresión perpendicular al grano

Tal como se establece en la nota para diseño incluida en la norma INTE C100:2020, para poder trasladar a valores de diseño adecuados, se debe tener en cuenta el factor de conversión K_f, proveniente de la norma norteamericana *ANSI/AF&PA NDS-2015* [36] y que se muestra en la tabla 4.

Tabla 4. Factor de conversión K_f (adimensional)

Aplicación	Propiedad	K _f
Miembro	F _b	2.54
	F _t	2.7
	F _v	2.88
	F _c	2.4
	F _{cT}	1.67
	E _{min}	1.76
Conexiones		3.32

Buscando equiparar el análisis con respecto a lo establecido en la normativa europea, y utilizar para ello el software Dlubal RFEM 5, se procede a analizar las capacidades presentadas en la tabla 3 con las capacidades de las Clases

Resistentes establecidas en la norma UNE-EN 338 [25] presentadas en la tabla 5. Se determina cuáles Clases Resistentes se pueden considerar relativamente equivalentes, y así realizar el modelo de elementos finitos y análisis respectivo. Los factores considerados para esta equiparación fueron también las principales características mecánicas que se consideran para la resistencia, que son:

- Resistencia en flexión: combinación de cargas de tracción y compresión producto de la flexión que sufre una viga simplemente apoyada en sus extremos y sometida a cargas en el vano. [37]
- Módulo de Elasticidad: propiedad mecánica de los materiales que describe su capacidad para deformarse elásticamente bajo la acción de una fuerza externa y luego recuperar su forma original cuando se retira dicha fuerza. [38]
- Densidad: la relación entre la masa y el volumen de la madera, y es necesario referirla a un determinado contenido de humedad, generalmente el 12 %. [39]

Tabla 5. Clases resistentes según EN 338

Tabla 3 – Clases resistentes para madera de frondosas basadas en ensayos de flexión de canto: valores de resistencia, rigidez y densidad

	Clase	D18	D24	D27	D30	D35	D40	D45	D50	D55	D60	D65	D70	D75	D80
Propiedades de resistencia en N/mm²															
Flexión	$f_{m,k}$	18	24	27	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
Tracción paralela a la fibra	$f_{t,0,k}$	11	14	16	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48
Tracción perpendicular a la fibra	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compresión paralela a la fibra	$f_{c,0,k}$	18	21	22	24	25	27	29	30	32	33	35	36	37	38
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{c,90,k}$	4,8	4,9	5,1	5,3	5,4	5,5	5,8	6,2	6,6	10,5	11,3	12,0	12,8	13,5
Cortante	$f_{v,k}$	3,5	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	4,4	4,5	4,7	4,8	5,0	5,0	5,0	5,0
Propiedades de rigidez en kN/mm²															
Módulo de elasticidad medio en flexión paralela a la fibra	$E_{m,0,mean}$	9,5	10,0	10,5	11,0	12,0	13,0	13,5	14,0	15,5	17,0	18,5	20,0	22,0	24,0
Módulo de elasticidad característico en flexión paralela a la fibra (5% percentil)	$E_{m,0,k}$	8,0	8,4	8,8	9,2	10,1	10,9	11,3	11,8	13,0	14,3	15,5	16,8	18,5	20,2
Módulo de elasticidad medio perpendicular a la fibra	$E_{m,90,mean}$	0,63	0,67	0,70	0,73	0,80	0,87	0,90	0,93	1,03	1,13	1,23	1,33	1,47	1,60
Módulo de cortante medio	G_{mean}	0,59	0,63	0,66	0,69	0,75	0,81	0,84	0,88	0,97	1,06	1,16	1,25	1,38	1,50
Densidad en kg/m³															
Densidad característica (5% percentil)	ρ_k	475	485	510	530	540	550	580	620	660	700	750	800	850	900
Densidad media	ρ_{mean}	570	580	610	640	650	660	700	740	790	840	900	960	1020	1080
<p>NOTA 1 Los valores dados en esta tabla para la resistencia a tracción, resistencia a compresión, resistencia a cortante, módulo de elasticidad característico en flexión, módulo de elasticidad transversal medio y módulo de cortante medio se han calculado utilizando las ecuaciones dadas en la Norma EN 384.</p> <p>NOTA 2 Las propiedades relacionadas en esta tabla son aplicables a la madera que presente un contenido de humedad que corresponde a una temperatura de 20 °C y una humedad relativa del 65%, lo que equivale a un contenido de humedad del 12% para la mayor parte de las especies.</p> <p>NOTA 3 Los valores característicos de resistencia a cortante son para madera sin fendas, de acuerdo a la Norma EN 408.</p> <p>NOTA 4 La resistencia a la flexión de canto puede utilizarse también en el caso de flexión de tabla.</p>															

Fuente. UNE-EN 338, 2009.

Las tres maderas consideradas inicialmente se pueden equiparar, de manera general, con tres clases resistentes de la norma, como se muestra en la tabla 6. La melina, la madera menos densa de las tres, se equipara con la clase D18, el laurel con la clase D24, la teca con la clase D50. Esta equiparación se realiza de manera general y no detallada, realizando únicamente un ejercicio académico. Para una equiparación más exacta, si fuera posible, es necesario ahondar mucho más en las propiedades físicas y mecánicas de cada especie de madera.

Tabla 6. Equiparación preliminar de especies de madera consideradas con clases resistentes según UNE-EN 338

Propiedad mecánica	Especie madera/Clase resistente					
	Melina (<i>Gmelina arborea</i>)	D18	Laurel (<i>Cordia alliodora</i>)	D24	Teca (<i>Tectona grandis</i>)	D50
Flexión (N/mm ²)	21.84	18	24.38	24	41.66	50
Módulo de Elasticidad (kN/mm ²)	7	9.5	8.5	10	9.5	14
Densidad característica (kg/m ³)	450	475	440	485	580	620

Posterior a un análisis de disponibilidad en el mercado de las tres maderas mencionadas, y el estudio de sus capacidades y potencial para construcción de entramado ligero, se decide trabajar con la madera de **laurel**, que representa una excelente opción para construcción de vivienda e infraestructura. De acuerdo con Rafael Córdoba Foglia, en su publicación de 1997 denominada *Características, propiedades y usos de la madera de laurel* [35], las principales características de esta especie son:

- Frondosa
- De las especies más utilizadas en reforestación, tanto en monocultivos, como en asociación con otros cultivos
- Presenta una diferenciación de color bien marcada entre la albura (color crema/amarillento) y el duramen (color amarillento o café oliva).
- Presenta un olor característico que persiste aún en madera seca, que astringe la nariz y la garganta.
- Grano (fibra) generalmente recto, algunas veces con pequeña inclinación.
- Madera liviana, suave, textura media y muy fácil de trabajar.
- Tiene anillos de crecimiento perfectamente diferenciados.
- Elevada variación en sus propiedades mecánicas, debidas a condiciones locales de crecimiento, a la edad de los árboles y a variaciones en el árbol.
- Posee una estabilidad dimensional entre media y alta.
- Importante capacidad mecánica a flexión.
- Es de fácil secado, tanto al aire como artificialmente.
- Posee un valor de contracción longitudinal apreciable.
- Madera de buena durabilidad natural con respecto a la pudrición y ataque de termitas, con base a experiencia empírica.
- Muy resistente a la pudrición blanca y marrón.
- Características buenas a excelentes en operaciones de cepillado, moldurado, torneado, taladrado, escopleado y lijado.
- La madera joven (3-4 años) presenta defectos de nudos muertos y agujeros, lo que dificulta las operaciones de maquinado y reduce la calidad y rendimiento de la madera obtenida.
- Utilización recomendada en la industria del mueble o bien en estructuras livianas.

Es importante recalcar que no fue posible encontrar bibliografía o estudios más actualizados con respecto a las propiedades físicas de la madera de Laurel, a pesar de que es una madera relativamente conocida a nivel empírico en la industria local. Se hace de vital importancia generar más investigación al respecto, que permita ahondar más en los alcances que puede tener esta madera para la industria de construcción y prefabricación de entramado ligero a nivel nacional.

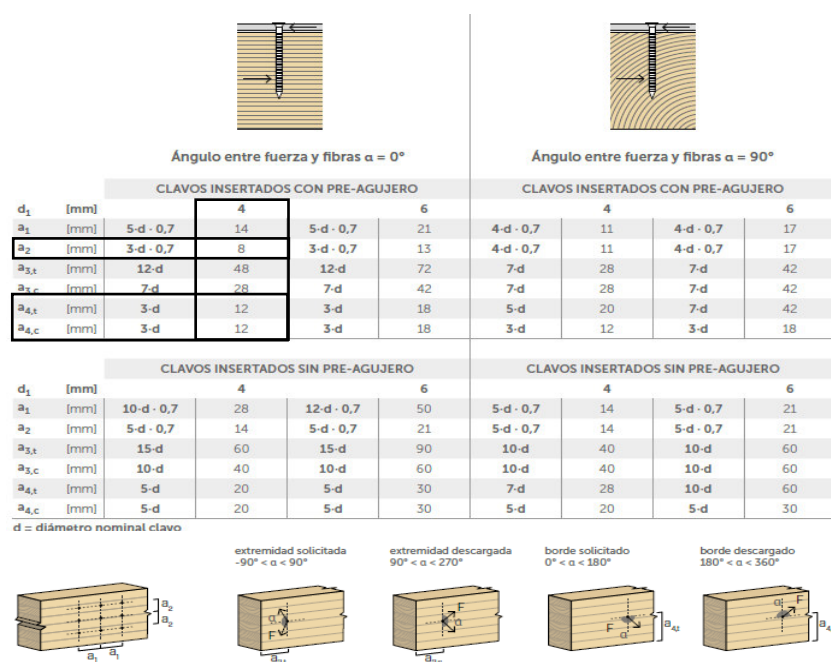
b. Dimensionamiento de estructura

Partiendo de una geometría del muro como la que se presenta en la figura 5, con la inclusión de cinco montantes, colocados a una distancia de 61 cm uno del otro, se determina que, para poder establecer la su dimensión mínima en términos de aspectos constructivos, el elemento más crítico es el montante central (M3). Este elemento debe recibir los clavos de conexión de ambos tableros, respetando las distancias mínimas y asegurando la estabilidad en esta conexión central.

El otro factor elemental para establecer la dimensión mínima de los montantes es el tipo de conector de los tableros a la estructura. En este caso, por la disponibilidad del material se decide trabajar con el clavo LBA460 de Rothoblaas, que tiene 4 mm de diámetro y 60 mm de longitud. Es un clavo tipo *anker*, que cuenta con estrías en su superficie y una importante capacidad en cortante y carga axial. Según el ETA-22/0002 [40] se establece que las distancias mínimas son las detalladas en la norma UNE-EN 1995 [21].

Buscando reducir la utilización de madera, y proponer un sistema constructivo viable, se ha decidido realizar un agujero previo (pre-agujero) en las conexiones del montante central. Las distancias mínimas para el clavo LBA se presentan en la figura 19, donde se marcan las distancias utilizadas para el cálculo, considerando el diámetro del clavo, la dirección de la fibra y la elaboración del preagujero. [41]

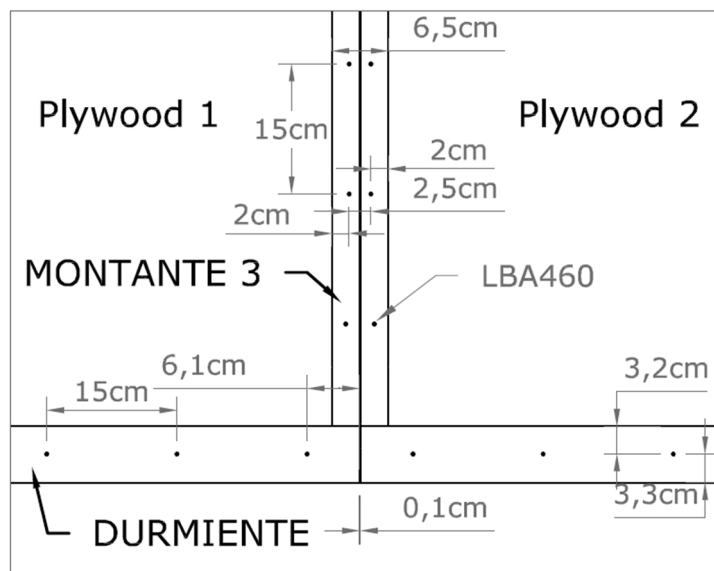
Figura 19. Distancias mínimas para el clavo LBA



Fuente: Ficha técnica LBA, Rothoblaas

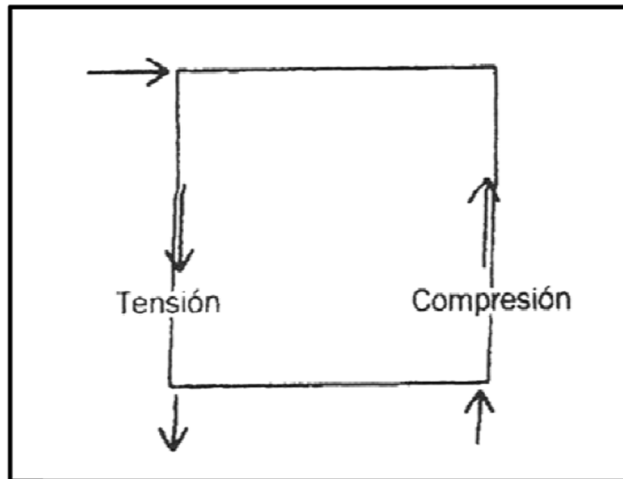
En la figura 20 se presenta la ubicación de los clavos y dimensionamiento de los montantes seleccionados. Como se muestra en esta figura, la distancia perpendicular a la fibra desde el borde del montante central M3 al centro del clavo será de 20 mm, dejando un espacio entre clavos de 25 mm. Esto permitirá respetar las distancias mínimas recomendadas por el fabricante, y permitirá dejar 1 mm de espacio entre tableros. Este espaciamiento no es el ideal, pues puede provocar un contacto entre ellos al momento de la prueba, sin embargo, se mantiene para poder utilizar una medida comercial nominal de ancho para los montantes de 3" (65 mm). Para la medida en la otra dirección se considera la medida comercial nominal de 4" (90 mm), para así obtener una dimensión de montantes de **65x90 mm**, dimensión que se replica para el durmiente y testero por facilidades constructivas y logísticas al conseguir y utilizar el material.

Figura 20. Espaciamiento entre clavos en montante central M3



Esta dimensión de 65x90 mm debe verificarse para resistir las cargas a las que se somete el muro de entramado ligero al aplicarse la carga lateral paralela al plano. Las fuerzas principales son las cargas de tracción en los montantes laterales (M1 y M5), de acuerdo con la nomenclatura asignada a los muros, mostrada en la figura 5. El muro de entramado ligero sometido a carga lateral producto de las fuerzas de sismo, se puede comprender como una viga en voladizo anclada a la cimentación [3], por lo que, tal y como se muestra en la figura 21, es necesario realizar una verificación de los montantes laterales ante cargas máximas de tracción y compresión, para así asegurar que no existirá fallo por cargas paralelas al montante al momento de las pruebas de carga. La comprobación de estos elementos se realizó de acuerdo con lo establecido en el Eurocódigo UNE-EN 1995 [21], como se muestra en el Anexo 1, utilizando como parámetro inicial la resistencia a tracción paralela a la fibra para la madera de Laurel.

Figura 21. Cargas críticas sobre los montantes laterales del muro

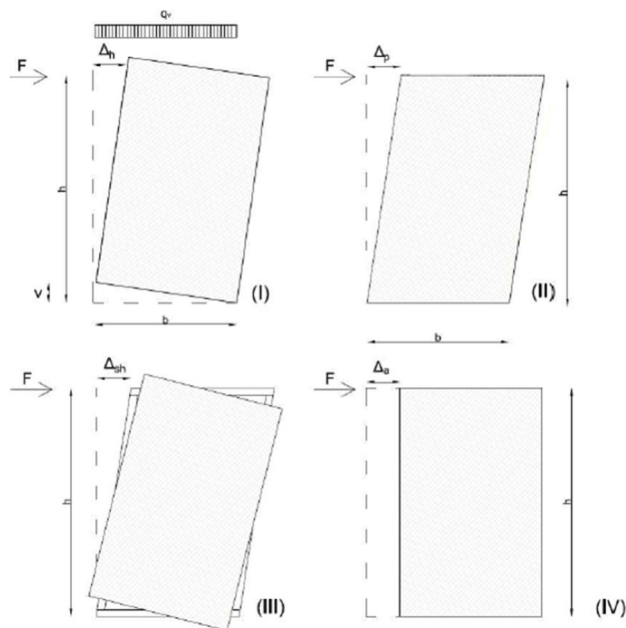


Fuente: Parker & Ambrose, 2008.

c. Tablero

El tablero que recubre la estructura de entramado y que le da un cerramiento a la misma, cumple una función principalmente estructural, pues es el encargado de brindar rigidez y permitir que este resista las cargas horizontales aplicadas a su plano. Además, brinda estabilidad dimensional, y a través de él se distribuyen las fuerzas para que el comportamiento del muro sea a través de la rotación de cuerpo rígido (I), y tal como se muestra en la figura 22. Se busca que el fallo del muro no se presente por deformación por cortante (II), fallo de la conexión del tablero a la estructura (III) o traslación de cuerpo rígido (IV) [7]. Se debe garantizar un tablero con una capacidad de resistencia al cortante que esté acorde a las cargas a las que se someterá la estructura.

Figura 22. Modos de falla de un muro sometido a carga lateral



Fuente: Casagrande, 2014

Por otra parte, según lo establece la normativa UNE-EN 1995 [21], se debe garantizar que el tablero no sufra pandeo en los espacios entre los montantes, por lo que en la sección 9.2.4.2 (11) se menciona que puede despreciarse el pandeo de la lámina siempre que

$$\frac{b_{net}}{t} \leq 100 \quad (6)$$

Donde:

b_{net} es la luz libre entre montantes

t es el espesor de la lámina

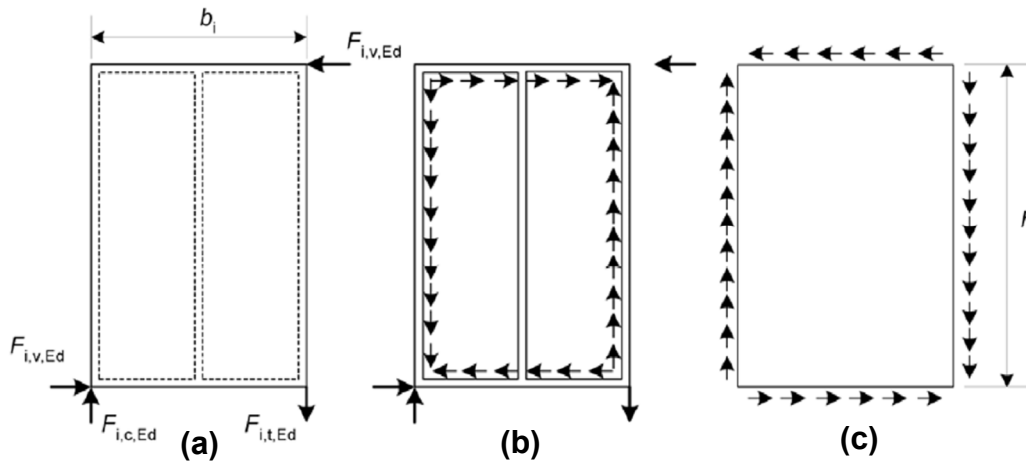
Por lo tanto, si se considera la separación propuesta de 610 mm entre los montantes, el espesor mínimo para el tablero sería de 6,1 mm.

Con este dimensionamiento mínimo se procede a buscar opciones en el mercado nacional de tablero estructurales con dimensiones comerciales. Uno de los aspectos más complicados de la presente investigación fue aplicar las informaciones procedentes de la normativa europea en un contexto con una industria forestal poco desarrollada, y en donde la información técnica de los productos de madera es muy escasa. Ante este escenario, no fue posible conseguir en Costa Rica un tablero de OSB o contrachapado con una clasificación y respaldo sobre sus propiedades estructurales. Es por esto que se procede a utilizar un panel de contrachapado (*plywood*) de madera de pino radiata de 12 mm de espesor, de 1,22 m x 2,44 m, el cual está recomendado para uso en muros exteriores. Es el tablero SELEX BC TRATADO CON COBRE MICRONIZADO, fabricado en Chile por la empresa CMPC, e importado a Costa Rica por Forestales Latinoamericanos. La ficha técnica recibida inicialmente del proveedor se encuentra en el Anexo 2, donde se puede verificar la escasa información técnica inicial con la que se cuenta para este material.

d. Capacidad de carga lateral

Una vez se establecen los parámetros preliminares de diseño del muro propuesto, como lo son el dimensionamiento de los montantes, el conector, y el dimensionamiento del tablero, se procede a calcular la capacidad ante carga lateral del muro propuesto. Como se muestra en la figura 23, el objetivo es que las cargas aplicadas sobre el muro (a) se distribuyan a lo largo de sus componentes y que así las fuerzas internas en el entramado (b) y el tablero (c) se puedan verificar para resistir esta carga, tanto a nivel de interno de estos componentes como de las conexiones entre sí. Para la determinación de esta capacidad de diseño del muro según cálculo, se consultaron las normativas previamente mencionadas que se incluyen en esta investigación.

Figura 23. Distribución de fuerzas en muro



Fuente: UNE EN-1995

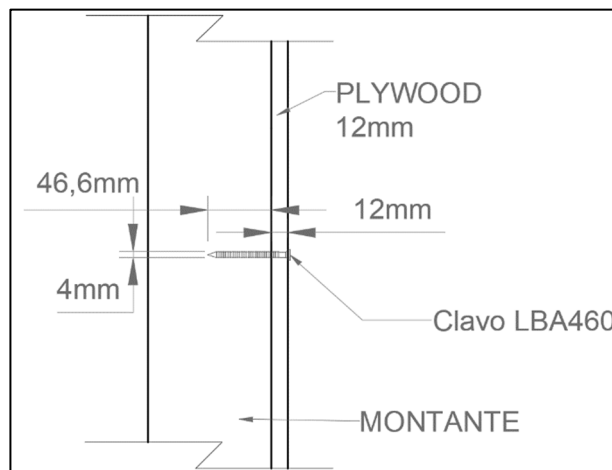
De acuerdo con la normativa UNE-EN 1995 [21], en la sección 9.2.4.2 *Análisis simplificado de diafragmas de muros-Métodos A*, la capacidad ante carga lateral de un muro de entramado estará en función de la capacidad de carga lateral del conector que se utiliza para unir el tablero con la estructura del entramado. Este método de cálculo puede aplicarse cuando se cumplan los siguientes parámetros:

1. Las piezas verticales de los extremos deben estar directamente conectadas con la construcción inferior o cimentación.
2. La separación de los medios de fijación debe ser constante a lo largo de todo el perímetro de cada lámina.
3. La anchura de cada lámina sea al menos igual a $h/4$

Cumpliendo con estos parámetros, se establece que la capacidad de carga al descuadre de un muro de entramado debería calcularse a partir de la expresión (1), incluida en la sección *Normativa*.

Para obtener la capacidad de carga lateral del muro propuesto de entramado ligero, el primer paso es obtener la capacidad de carga lateral del conector seleccionado para unir el tablero de madera contrachapada de 12 mm de espesor de pino al montante de 65x90 mm de madera de laurel, tal como se muestra en la figura 24.

Figura 24. Conexión de tablero a estructura



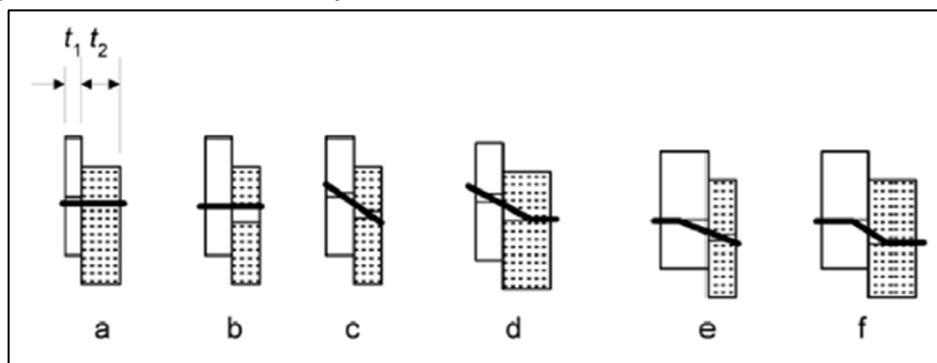
La normativa UNE-EN 1995 [21] en la sección 8.2.2 establece los parámetros para cálculo de capacidad lateral de medios de fijación en uniones madera-madera y uniones tablero-madera, como es el caso de esta investigación. Para medios de fijación en cortante simple se establecen las siguientes ecuaciones basadas en la teoría de plastificación de Johansen, asignadas cada una a un modo de falla, los cuáles se muestra en la figura 25.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k} t_1 d & (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (c) \\ 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \\ 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (f) \end{array} \right. \quad (7)$$

donde:

- $F_{v,Rk}$ es el valor característico de la capacidad de carga por plano de cortadura y medio de fijación
- t_i es el espesor de la madera o tablero, o la profundidad de penetración, siendo i igual a 1 y 2
- $f_{h,i,k}$ es el valor característico de la resistencia al aplastamiento en la pieza de madera i.
- d es el diámetro del medio de fijación
- $M_{y,Rk}$ es el valor característico del momento plástico del medio de fijación
- β es la relación entre las resistencias al aplastamiento de las piezas.
- $F_{ax,Rk}$ es el valor característico de la capacidad de carga al arranque del medio de fijación.

Figura 25. Modos de falla para conector madera -madera, cortadura simple



Fuente: UNE-EN 1995

En el Anexo 3 se muestra el cálculo de las capacidades de carga lateral en cada uno de los modos de falla presentados anteriormente, para las condiciones, dimensiones y capacidades de los materiales utilizados en esta investigación. En la tabla 7 se presentan los resultados de capacidad de carga lateral en cortante simple.

Tabla 7. Capacidad de carga lateral clavo LBA460

Capacidad carga lateral conector		Efecto Soga (max 50%)	Total(N)
F _v , R _d , a	1741.75		1741.75
F _v , R _d , b	4427.53		4427.53
F _v , R _d , c	1571.29	359.06	1930.35
F _v , R _d , d	992.67	359.06	1351.73
F _v , R _d , e	1810.79	359.06	2169.85
F _v , R _d , f	1425.41	359.06	1784.47

El efecto soga es un fenómeno que se presenta en uniones con clavijas, y que aumenta la capacidad de carga lateral. Este efecto se presenta por la colaboración en la resistencia de carga lateral de la resistencia de carga axial provocada por la rosca, arandela, cabeza u otro elemento del conector[42], y se presenta a nivel de cálculo en la expresión $F_{ax,Rk}/4$. Al sumarse esta expresión, se incrementa la capacidad de carga lateral del conector, sin embargo, la norma UNE-EN 1995 [21] limita la contribución de este efecto, dependiendo del tipo de conector. Los porcentajes a los que debe limitarse dicha contribución son:

- Clavos sección circular 15%
- Clavos sección cuadrada y ranurados 25%
- Otro tipos de clavos 50%
- Tirafondos 100%
- Pernos 25%
- Pasadores 0%

El clavo seleccionado para el sistema de entramado ligero propuesto en esta investigación es el clavo LBA460 de Rothoblaas, que es un clavo de adherencia mejorada, pues cuenta con ranuras en su superficie que le permiten aumentar su resistencia a cargas de tracción, al aumentar su adherencia con la madera. Por lo tanto, el máximo que se debe considerar como contribución del efecto soga en la capacidad de carga lateral es el 50 % del valor de la ecuación de Johansen, que se encuentra del lado izquierdo en la expresión.

En este caso el valor de resistencia de cálculo a carga lateral utilizado en el diseño de la conexión es de **1351.73 N**, lo que representa el **modo de falla d**, que presenta una plastificación del conector en una rótula plástica, como se muestra en la figura 25. Este es el modo de falla que se debe buscar en la conexión del tablero de contrachapado con la estructura, ya que la falla dúctil de los conectores permite una disipación adecuada de energía en caso de fuerzas laterales como el sismo o el viento, lo que provoca que la estructura pueda tener una respuesta con deformaciones y sin una falla frágil.

Esta normativa considera factores de seguridad que permiten obtener la resistencia de cálculo de la conexión para un determinado proyecto. Estos son el factor por contenido de humedad y duración de la carga (k_{mod}), y el coeficiente parcial para las propiedades del material (γ_m). Al ser el objetivo de la presente investigación analizar las capacidades últimas del sistema propuesto en laboratorio, estos coeficientes no se consideran.

El Método A de análisis simplificado de diafragmas de muros del Eurocódigo 5, en su sección 5, permite que, para los medios de fijación a lo largo de los bordes de una lámina individual, el valor de cálculo de la capacidad de carga lateral debería incrementarse por un factor igual a 1,2 [21]. Por lo tanto:

$$F_{f,Rd} = 1.2 * F_{v,Rd,d} \quad (8)$$

$$F_{f,Rd} = 1622,08 \text{ N}$$

Como se mencionó anteriormente, la separación seleccionada para los clavos es de 15 cm en el perímetro y de 30 cm en los montantes centrales, esto para analizar la solución más económica y viable en el mercado costarricense. Por lo tanto, volviendo a la expresión (1) de capacidad de carga lateral de cálculo para el muro, se tiene que:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s}$$

$$F_{f,Rd} = 1,62 \text{ kN}$$

$$b = 2440 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$c = 1$$

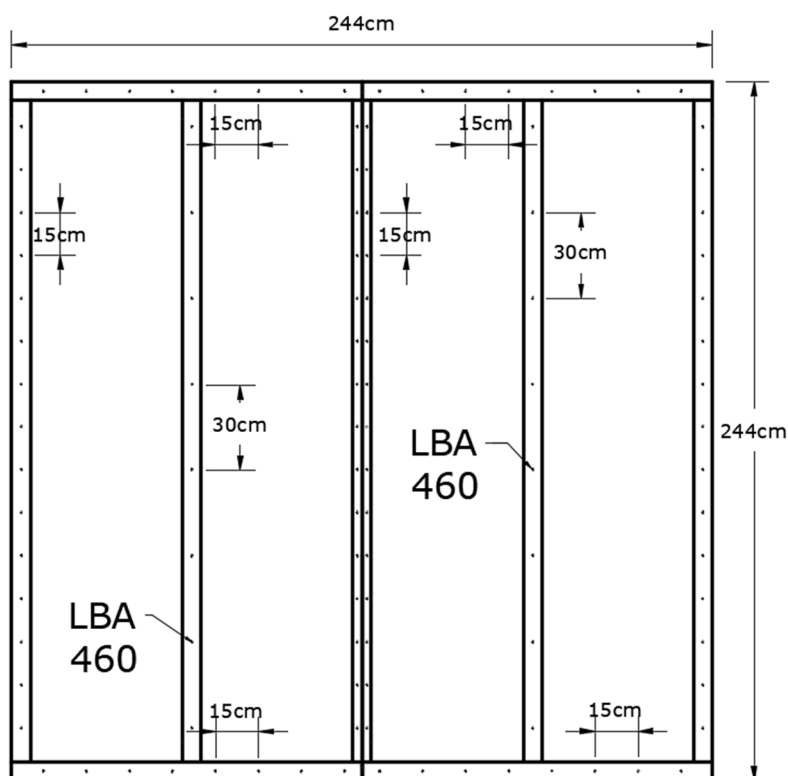
$$F_{i,v,Rd} = \frac{1622.08 * 2440 * 1}{150}$$

$$F_{i,v,Rd} = 26385,85 \text{ N}$$

$$\mathbf{F_{i,v,Rd} = 26,38 \text{ kN}}$$

En la figura 26 se muestra la distribución final de los clavos LBA460 como elementos de conexión del tablero a la estructura.

Figura 26. Ubicación clavos de conexión tablero-estructura



e. Conexiones internas de la estructura

Una vez establecida la capacidad de carga lateral de cálculo que tiene el muro de entramado ligero, es necesario diseñar las conexiones internas de la estructura del muro para que puedan soportar esta carga, y que por tanto el fallo se genere en los clavos que conectan el panel de contrachapado con la estructura, para que así, la falla sea dúctil y la estructura sea capaz de disipar la energía del sismo.

En el Eurocódigo 5, sección 9.2.4 *Diafragmas de muro*, se detalla la metodología para la distribución de las fuerzas externas sobre el muro, de acuerdo con lo mostrado en la figura 23(a).

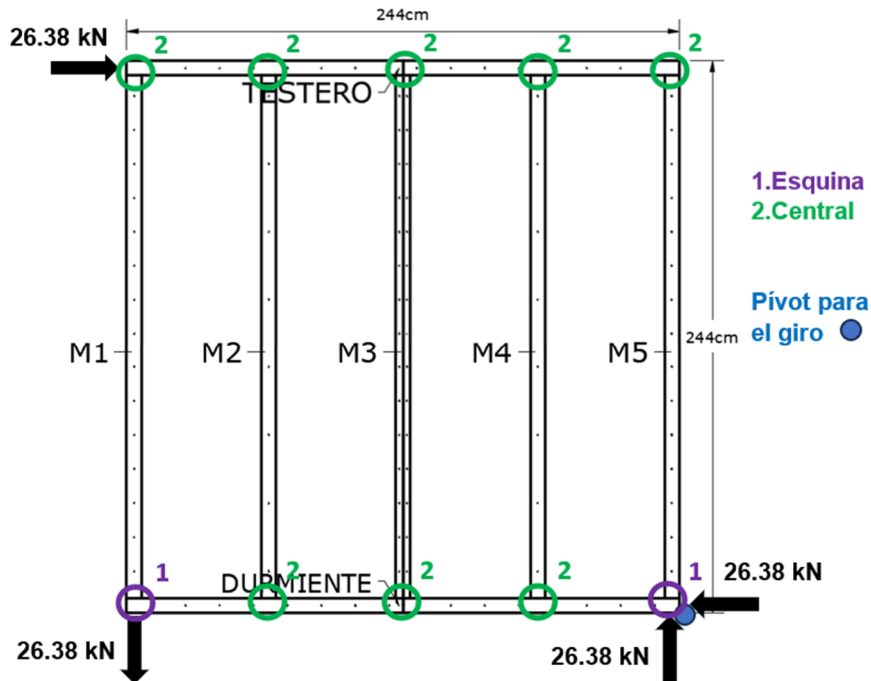
$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} * h}{b_i} \quad (9)$$

donde h es la altura del muro y b es el ancho del muro.

A partir de la capacidad de carga lateral del muro, y de la expresión anterior, se puede descomponer las fuerzas a lo interno de la estructura como se muestra en la figura 27. Se identifican también el punto de pivot para el giro del muro, y por tanto las dos principales conexiones internas del muro que se deben analizar, las cuales son:

1. Esquina: conexión de montantes laterales (M1 y M5) con el durmiente (D), que está debidamente anclado a la base mediante una conexión rígida.
2. Central: conexión de los montantes internos (M2, M3 y M4) con el durmiente (D) y testero (T)

Figura 27. Distribución de fuerzas en la estructura



Se busca utilizar elementos de conexión accesibles, y cuyo desempeño sea importante conocer tanto para el mercado costarricense como para otras ubicaciones donde las estructuras puedan estar sometidas a cargas sísmicas. Por esto se realizó la siguiente selección de conectores:

1. Esquinas: WKR, angular de anclaje para cargas de tensión, tipo *hold-down*.
2. Central: VGZ, tornillo estructural de rosca completa para uniones rígidas.

El procedimiento de cálculo de estas conexiones internas se presenta en el Anexo 4. Se basa en las regulaciones del Eurocódigo 5, la información presente en los ETA-22/0089 [43] y ETA-11/0030 [44], y en las principales cargas a las que se somete la conexión al aplicar una carga lateral horizontal paralela al plano del muro. En el caso de la conexión número *1. Esquina*, esta se somete a una carga de tracción, por lo que la normativa solicita un elemento con resistencia de tracción requerida y que esté anclado a la cimentación. El angular WKR cuenta con una serie de posibilidades de dimensiones y configuraciones de clavado, así como una facilidad de transporte e instalación que se consideran favorables para estructuras de entramado ligero. En la figura 28 se encuentran la resistencia ante cargas axiales de tracción del angular WKR seleccionado para la conexión.

Para la conexión número *2. Central*, la carga de tracción presente a lo largo del muro disminuye paulatinamente, por lo que lo que controla el diseño son las cargas por cortante, como se puede mostrar en la figura 21, del cálculo de la capacidad de

carga lateral del muro. Por lo tanto, la conexión se diseña utilizando la teoría de plastificación de Johansen. Se selecciona por geometría y capacidad el tornillo VGZ7140 doble inclinado a 20°, y su comprobación se presenta en el Anexo 4.

Figura 28. Resistencia característica en tensión para placa WKR

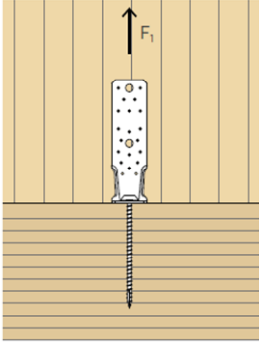


Table B.7: Force $F_{1,1}$ hold-down / connection timber to timber or timber to rigid support

Hold-down - Fastener pattern	Connections without gap $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^2$ ^c		
	$F_{1, \text{no gap}, Rk}$ [kN]		k_t
	LBA nails 4x60 ^a	LBS screws 5x50 ^b	
WKR095-1/2	Min {15.0 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {13.3 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.05
WKR135-1/2	Min {28.3 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {24.6 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.05
WKR215-4	Min {8.0 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {6.8 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.45
WKR215-3	Min {18.7 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {15.8 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.45
WKR215-1/2	Min {47.0 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {40.3 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.10
WKR285-5	Min {21.3 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {18.0 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.45
WKR285-1/4	Min {37.3 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {36.0 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.45
WKR285-2/3	Min {57.6 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {49.3 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.10
WKR410-2	Min {37.3 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {31.5 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.45
WKR410-1	Min {45.3 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {38.3 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.45
WKR530-1/2	Min {42.6 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	Min {36.0 ^d ; $F_{ax,Rk}/k_t$ }	1.45

^d For nails in CLT, $a_{3,t}$ may be reduced to 40 mm, for screws in CLT to 30 mm.
^e For nails in CLT and $a_{3,t} < 60$ mm, the value must be decreased by 7 %.
^a For LBA nails with shorter length, $F_{1,Rk}$ must be reduced by $\min\{F_{v,short,Rk}/F_{v,60,Rk}; F_{ax,short,Rk}/F_{ax,60,Rk}\}$
^b For ringed shank nails according to EN 14592, $F_{1,Rk}$ must be reduced by $\min\{F_{v,EN14592,Rk}/F_{v,LBA,Rk}; F_{ax,EN14592,Rk}/F_{ax,LBA,Rk}\}$
^c For connections with gap, $k_t = 1.0$ and $F_{1,gap,Rk} = \min\{F_{1, \text{no gap}, Rk}; 19 \text{ kN}\}$

Fuente: ETA-22/0089, 2022

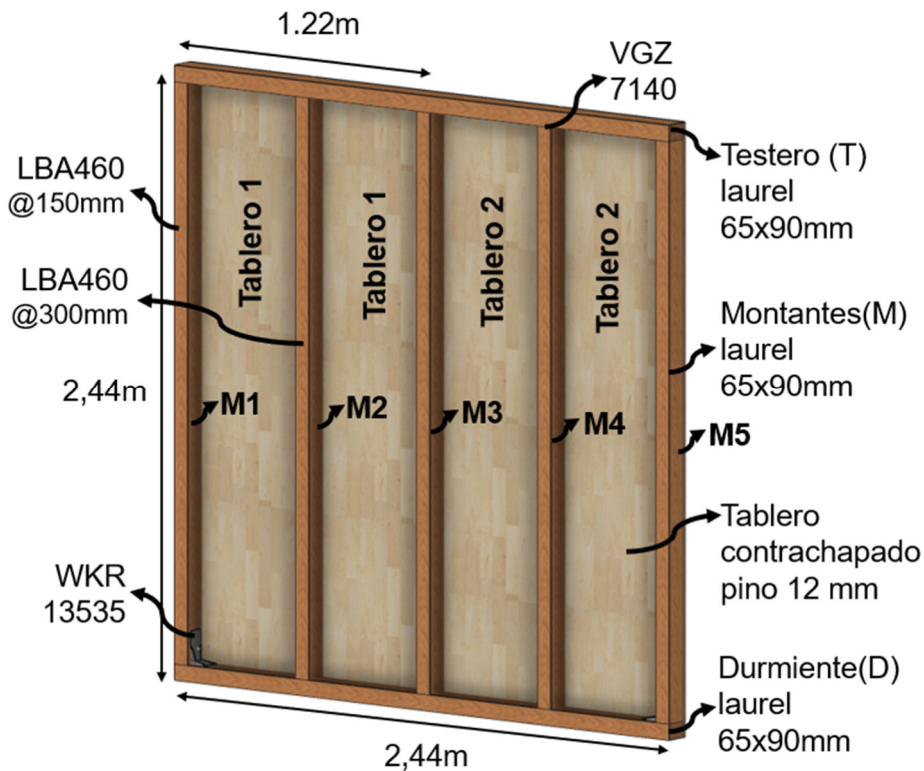
A continuación, se presentan la sollicitación, capacidad e índices de agotamiento de las conexiones propuestas:

Tabla 8. Índices de agotamiento para conectores seleccionados

Conector	Solicitación principal (kN)	Capacidad (kN)	Índice agotamiento
WKR13535	Tracción 26.4 kN	28.3 kN	93%
VGZ7140	Cortante 26.4 kN	29.06 kN	90.85%

De esta manera, se define el diseño del muro de cortante propuesto como se muestra en la figura 29.

Figura 29. Componentes del muro propuesto



VIII. Montaje del experimento

La fase experimental constituye un elemento fundamental de la presente investigación. A continuación, se detalla cómo se realizó cada una de las tareas de esta fase, la cual se desarrolló en el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME) de la Universidad de Costa Rica (UCR), ubicado en San Pedro de Montes de Oca, San José.

a. Especímenes de prueba

En la fase inicial de la investigación, se lleva a cabo una selección de materiales para la construcción de los especímenes de prueba. Se opta por utilizar madera de laurel debido a sus propiedades para el sistema propuesto. Esta madera se caracteriza por ser moderadamente liviana, ofrecer una trabajabilidad elevada, presentar bajo peso específico y exhibir una resistencia a la flexión destacada [29]. La sección elegida para la realización de las estructuras es de 65x90 mm. El tablero contrachapado (*plywood*) es el SELEX BC TRATADO CON COBRE MICRONIZADO, de 12 mm de espesor y fabricado con pino radiata en Chile.

Se procede a analizar las diferentes conexiones que componen el muro una vez seleccionados los principales materiales del diseño. Se busca definir cuáles conexiones fundamentan la resistencia del muro, seleccionándolas como las conexiones por analizar. Para edificios de entramado ligero, el fallo se debe producir preferiblemente en las uniones clavadas, grapadas, o atornilladas entre el tablero y la estructura, ya que es una unión dúctil [30], por lo que se define la conexión del tablero a la estructura mediante el clavo LBA460 como una de las conexiones principales por incluir en el análisis.

Otra conexión cuya resistencia a cargas de tracción constituye un elemento vital para la resistencia del sistema es la unión con platinas tipo *hold-down* que une el muro con la cimentación. Esta conexión se propone con la platina WKR13535 de Rothoblaas, y a pesar de que en el ETA 22/0089 [43] del producto se mencionan los valores de resistencia, los mismos fueron obtenidos con otra especie de madera y en otras condiciones, por lo que se decide analizar esta conexión como parte de la investigación.

Por tanto, los especímenes de conexión individual a ser probados en laboratorio serán la conexión de tablero-entramado (T-E) mediante LBA460 y la conexión de entramado-entramado (E-E) mediante WKR13535.

Además, se define como tercer espécimen de laboratorio el muro en su conjunto, el cual para efectos prácticos se llama MURO. Se procede a ensamblar tres muros completos de 2,44 x 2,44 m, con montantes, testero y durmiente de madera de laurel de 65x90mm, y tablero de pino contrachapado a manera de cerramiento y como arriostramiento lateral. Estos muros se construyen en el laboratorio, según lo establecido en la norma ASTM E2126 [31] y a los parámetros establecidos en la fase previa de definición de componentes.

Una vez se cuentan con los parámetros de comportamiento, resistencia, deflexión, ductilidad y energía absorbida de cada uno de los especímenes, se procederá con el análisis comparativo entre ellos, buscando determinar los parámetros de mayor importancia en el sistema propuesto, y así generar guías en el diseño y construcción de este tipo de estructuras.

b. Proceso constructivo especímenes

Conseguir la madera de laurel en las dimensiones y condiciones adecuadas ha sido complicado. Es por esto por lo que, una vez que se consigue la madera con dimensiones aproximadas, y en buenas condiciones, se coordina con la Escuela de Ingeniería Forestal del Instituto Tecnológico de Costa RICA (ITCR/TEC), quienes cuentan con un horno para secado de madera y lo facilitan para la presente investigación. La madera se recibe con un contenido de humedad de más del 50 %, y se coloca en el horno aproximadamente por tres semanas, hasta alcanzar una humedad de alrededor del 15 %. En la figura 30 se muestra la madera colocada en el horno, y la medición de humedad de 44.8 % luego de una semana de ser sometido a un programa de secado en un horno industrial para madera.

Figura 30. Madera de laurel colocada en el horno (a) y contenido de humedad inicial (b)



Cuando la madera alcanza el contenido de humedad deseado, se procede a cepillar para darle las dimensiones de 65x90 mm requeridas. Al revisar las piezas, se encuentra que muchas de ellas presentan un problema de descuadre y sus esquinas no están a 90°, por lo que también es necesario cantearlas. En la figura 31 se muestra el descuadre y ángulos diferentes a 90° que tienen las piezas (a), la canteadora para enmendar esa condición (b) y la cepilladora para dar las dimensiones finales de 65x90 mm (c).

Figura 31. Procesamiento de la madera para obtener una sección de 65x90mm

Pieza descuadrada (a), canteado (b) y cepillado (c)



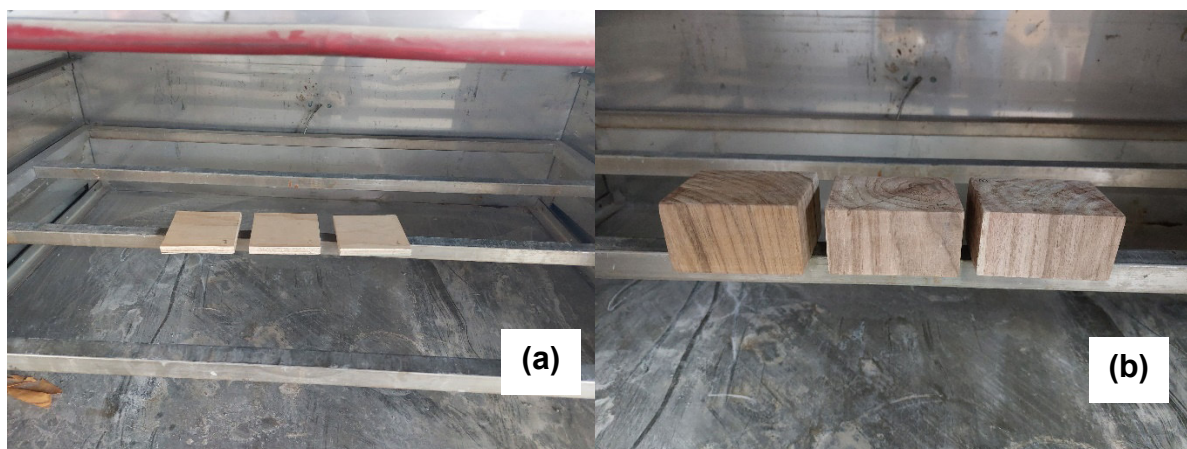
Una vez se obtienen las piezas en sus dimensiones de sección adecuadas, y con un contenido de humedad menor al 20 %, se procede a trasladar el material al LANAMME de la Universidad de Costa Rica. Paralelo a esto, se gestiona también la adquisición de los tableros de contrachapado de 12 mm de espesor y en dimensiones de 1,22x2,44 m. En la figura 32 se muestra el acopio de la madera junto con los tableros al llegar al laboratorio.

Figura 32. Madera y tableros en LANAMME



Con los materiales en sitio, el primer paso es la medición de los parámetros iniciales de densidad y contenido de humedad, los cuales constituyen una variable fundamental para diseñar y construir con madera. Se toman estos parámetros iniciales para verificar que el material esté en condiciones adecuadas, y la posible variación de estos parámetros al realizar las pruebas correspondientes. Las normas utilizadas para estas mediciones fueron la ASTM D2395 [33] para densidad y la ASTM D4442 [32] para el contenido de humedad. En la sección de *Resultados* se incluyen las tablas con los datos de estas mediciones. En la figura 33 se muestran las probetas colocadas en el horno para su secado, tal como establece la norma.

Figura 33. Secado de probetas de tablero (a) y madera (b) para medición de contenido de humedad



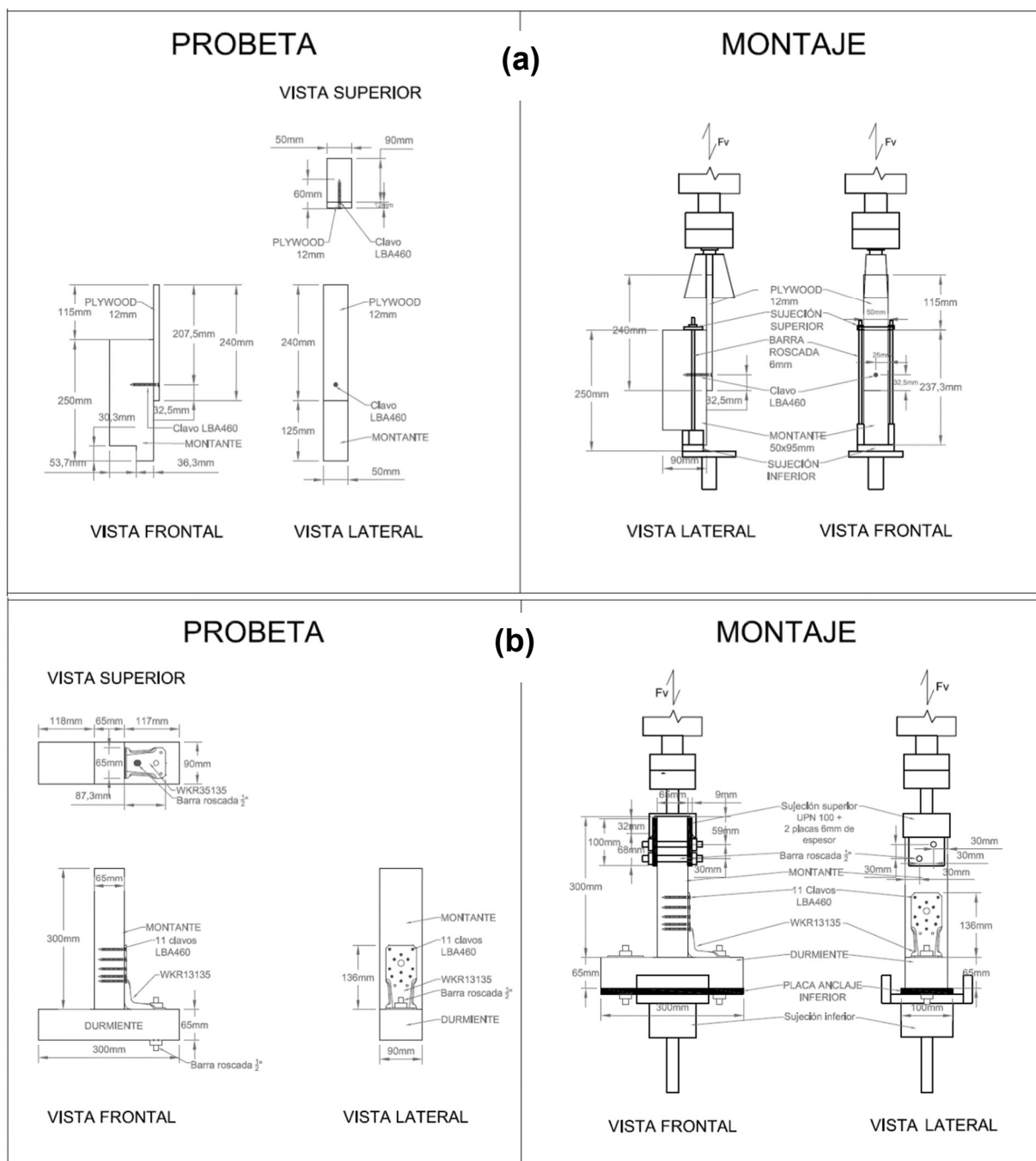
Al contar con los materiales listos para el proceso de construcción de los especímenes de prueba, se procede a hacer una clasificación y selección de las piezas que se colocarán en cada uno de los componentes de los muros o como parte de los especímenes para conexiones individuales. Las piezas se clasificaron en grados estructurales según la norma INTE C100:2020 *Madera estructural. Clasificación en grados estructurales para la madera aserrada mediante una evaluación visual* [13], y se decidió colocar cada una de las piezas, según su calidad, en los elementos de los especímenes que están sometidos a una mayor demanda estructural.

A continuación, se muestra el procedimiento de construcción de cada uno de los especímenes. Como se ha comentado antes, los especímenes se dividen en los que buscan medir las capacidades de las conexiones individuales tablero-entramado (T-E) y las conexiones interna de estructura, denominadas entramado-entramado (E-E), y los que buscan medir las capacidades del muro completo.

i. Conexiones individuales (T-E y E-E)

Para la elaboración de los especímenes de conexión individual se fallan los dos tipos de conexión más importantes que determina la resistencia del muro ante cargas laterales: la conexión del tablero de madera contrachapada con la estructura del entramado, denominada conexión Tablero-Entramado T-E (a), y la conexión en las esquinas de los montantes laterales con el durmiente, mediante una platina tipo *hold-down*, denominada Entramado-Entramado E-E (b). En la figura 34 se muestran los detalles elaborados, tanto para la construcción de los especímenes, como para el montaje de estas en las máquinas universales en las cuáles se realizan las fallas.

Figura 34. Especímen y montaje T-E (a) y E-E (b)



Para la construcción de estos elementos, lo primero es la selección de las piezas a utilizar. Se buscan piezas con la menor cantidad de defectos (nudos, fendas, grietas, agujeros), y en medidas adecuadas según los detalles previamente elaborados. Estos detalles se basan en la normativa con base a la cual se realizan las pruebas, así como dimensiones requeridas para buscar la falla adecuada, capacidad de las máquinas universales, y accesorios disponibles, entre otros. En la figura 35 se muestran las piezas seleccionadas para la elaboración de los especímenes.

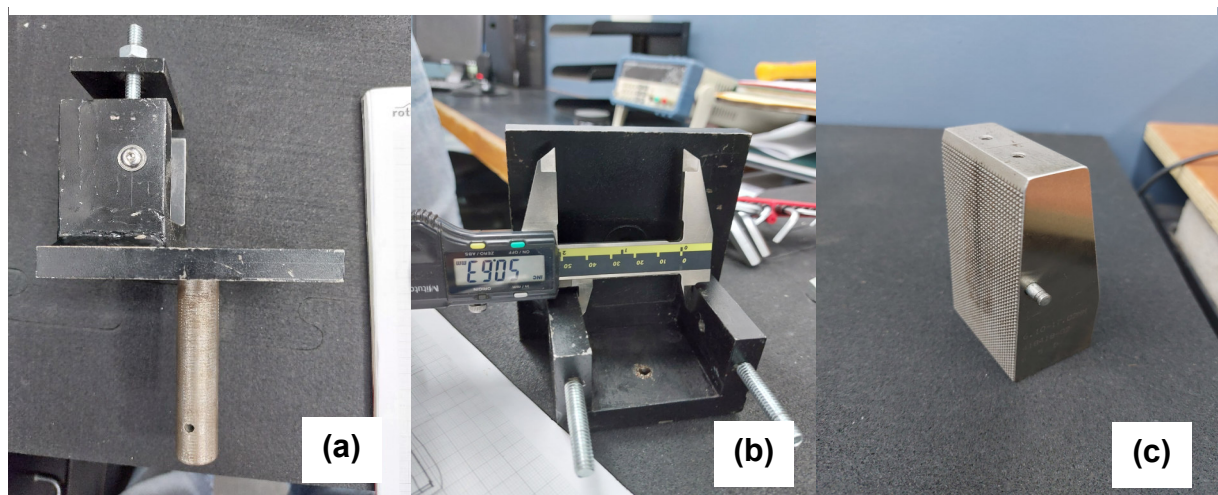
Figura 35. Piezas seleccionadas para elaboración de especímenes T-E y E-E



Para los especímenes de conexión del tablero a la estructura mediante clavo LBA460, se utiliza para la falla una máquina universal cuya capacidad está por encima del requerimiento teórico de 1,35 kN de capacidad de carga lateral de esta conexión. Para acoplar la probeta a la máquina se utiliza el accesorio mostrado en la figura 36, el cual ya se encontraba en el laboratorio, e implica un pequeño corte en la esquina de la pieza de madera de la estructura para ser ensamblado, así como una reducción en su sección, que no se considera de mayor afectación para la medición de las capacidades. La sujeción en la zona superior del espécimen se realiza mediante las mordazas que se muestran en la misma figura, y que permiten ejercer sobre la probeta fuerzas tanto de tracción como de compresión.

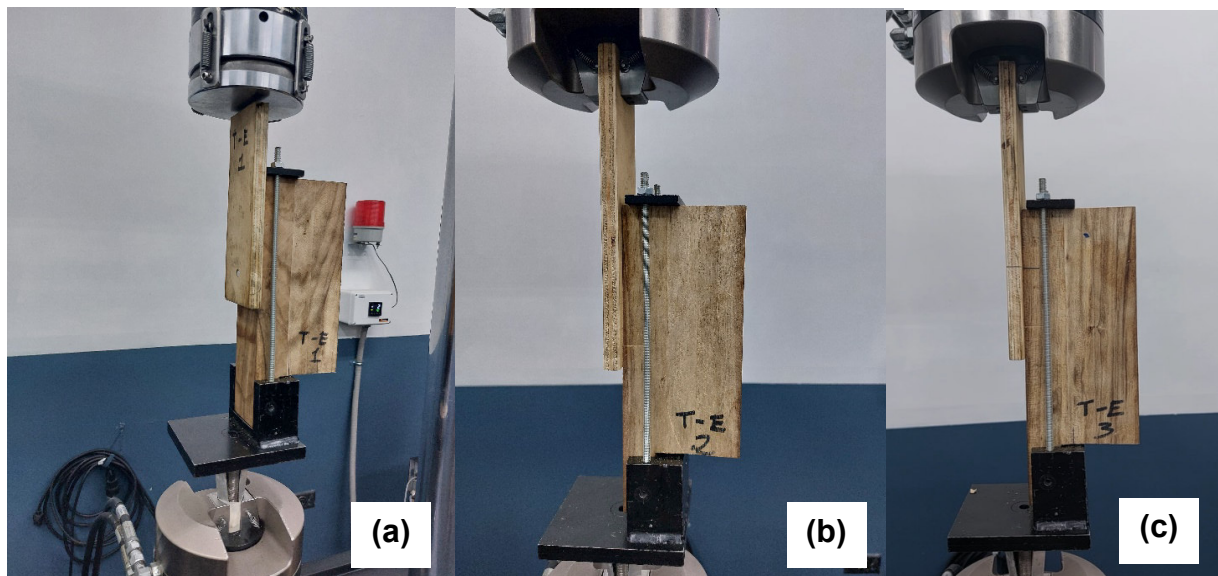
Figura 36. Acoples para montaje de espécimen en máquina universal

Base (a), ancho de base (b) y mordaza superior (c)



Una vez que se tienen definidos los acoples del espécimen a la máquina, se procede a preparar el espécimen según las dimensiones establecidas, y a ensamblar estas piezas con los accesorios necesarios en la máquina, para verificar sobre todo que el plano de falla esté centrado con el eje de aplicación de la carga, y que así no se generen excentricidades que puedan afectar el resultado. En la figura 37 se muestran las tres probetas colocadas en la máquina universal, las cuales serán sometidas a carga monotónica (1) y a carga cíclica (2 y 3), según lo establecido en la norma ASTM E2126 [31].

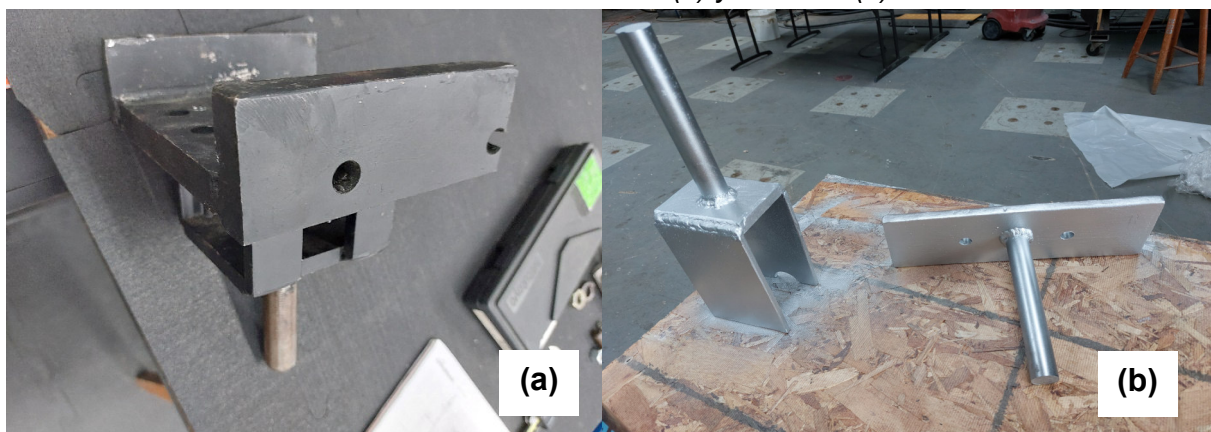
Figura 37. Especímenes T-E1 (a), T-E2 (b) y T-E3(c) colocados en la máquina universal



Para la ejecución de los especímenes de la conexión interna de la estructura (E-E), igualmente se realiza una selección de piezas, y una revisión de normativa para la ejecución de las pruebas. Se verifican los accesorios disponibles en el laboratorio, y se determina cuál será el montaje del experimento. Para esta prueba, al ser la capacidad teórica de la conexión de 26,38 kN, se utiliza una máquina de falla universal más grande y con mayor capacidad que la anterior. Inicialmente se considera el acople inferior que se muestra en la figura 38, y que ya estaba disponible en el laboratorio. Sin embargo, luego de un análisis de las opciones disponibles, se opta por los acoples que se muestran en la misma figura.

Figura 38. Acople inferior para espécimen E-E

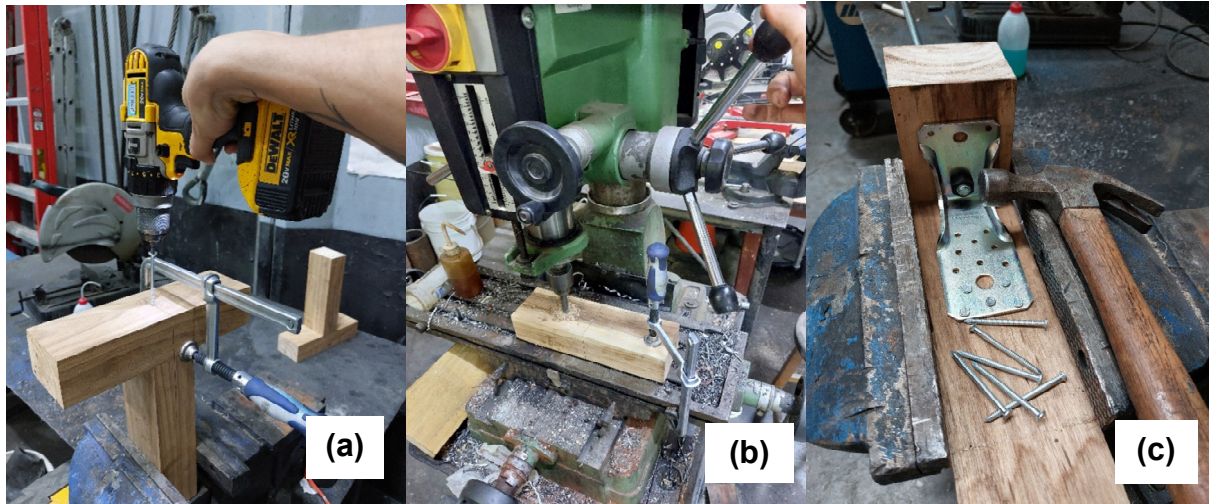
Considerado inicialmente (a) y utilizado (b)



Para la construcción de los especímenes, como se muestra en la figura 39, se coloca un tornillo provisional para sujetar las piezas entre ellas (a). A continuación, se marca la ubicación del elemento de conexión. Con esos agujeros marcados, se procede a realizar la perforación del anclaje inferior, utilizando un taladro de banco para asegurar la verticalidad de la perforación (b). Con ese agujero realizado, se coloca el elemento de conexión y sus respectivos clavos (c).

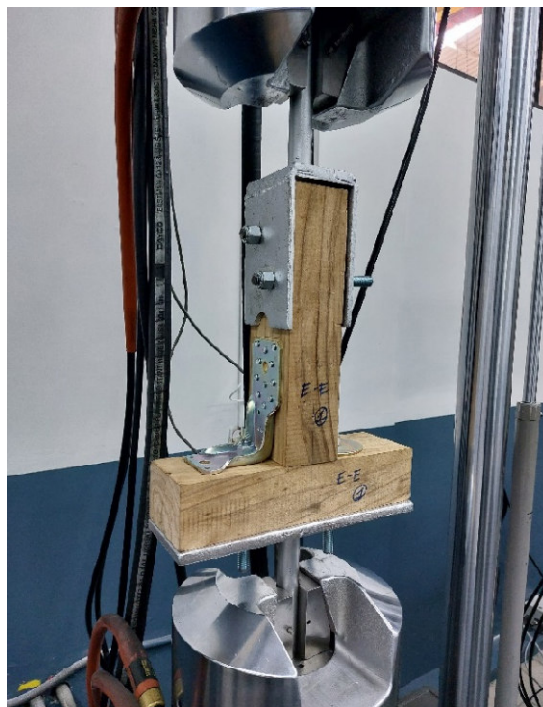
Figura 39. Construcción de especímenes E-E

Colocación tornillo sujeción (a), perforación (b) y colocación hold-down (c)



En la figura 40 se muestra el espécimen 1 de este tipo de conexión debidamente colocado en la máquina universal, para su prueba de carga monotónica. Las probetas 2 y 3 se sometieron a cargas cíclicas.

Figura 40. Especimen E-E 1 colocada en la máquina de falla



ii. MUROS

Buscando analizar el comportamiento del sistema propuesto en conjunto, se procede a construir el muro tal y como se muestra en la figura 29, donde además se muestra la nomenclatura de cada uno de los componentes de este, la cual se utiliza a lo largo de la investigación.

De esta manera, las piezas de mayor calidad se colocan en los Montantes 1 y 5 (M1 y M5), ya que son los que están expuestos a una mayor carga de tracción y compresión. Además, las piezas sin defectos también se utilizaron como durmiente (D) y testero (T), es decir, en la zona inferior y superior de los muros respectivamente. Estas piezas son las que conectan el muro con las vigas de carga y cimentación, por lo que están sometidas a cortantes importantes, y por tanto es necesario reducir al máximo la presencia de grietas, nudos u otros defectos en esas piezas. Las piezas de calidad media se colocan en el Montante 3 (M3), ya que al ser el elemento que une ambos tableros de contrachapado, también es importante reducir la presencia de imperfecciones. Por último, las piezas de menor calidad son ubicadas en los Montantes 2 y 4 (M2 y M4), al ser las piezas con menor demanda de carga. Las piezas clasificadas en los tres grupos de calidad y según su uso se muestran en la figura 41.

Figura 41. Madera clasificada según presencia de imperfecciones



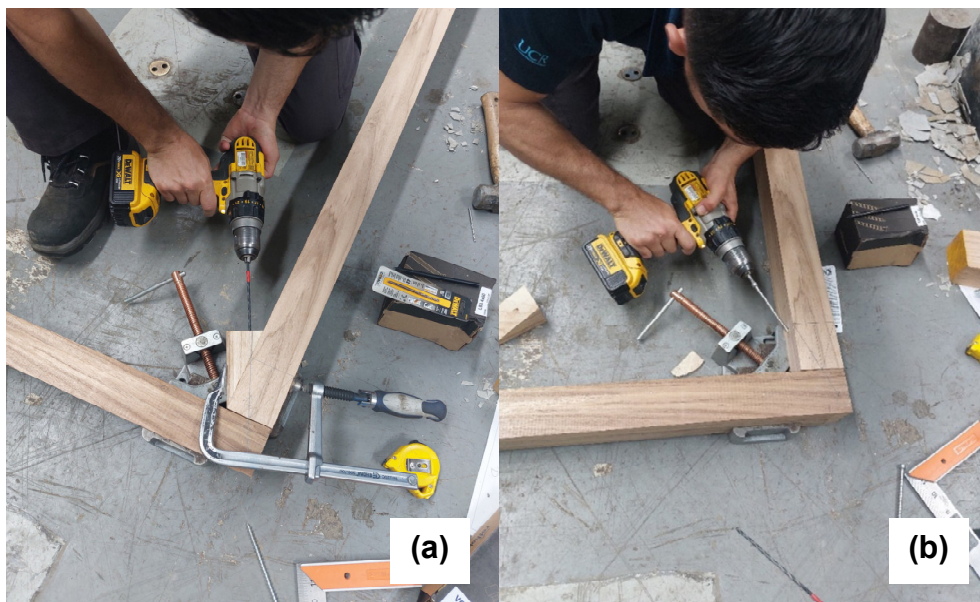
Al contar con las piezas debidamente clasificadas según sus condiciones y la colocación en el muro, se procede a cortar las mismas según las dimensiones requeridas, y presentarlas según la configuración del muro mostrada en la figura 42. Este ensamble del muro se realiza sobre el piso de reacción, asegurando que esté completamente limpio, para así asegurar la horizontalidad y estabilidad dimensional del marco. Además, se comprueban constantemente las diagonales de la estructura, para corroborar que la estructura se mantuviera regular en sus dimensiones, lo cual permite posteriormente colocar los tableros sin problemas.

Figura 42. Estructura del muro



Para resolver la conexión de los montantes laterales (M1 y M5) y el montante central (M3) con el testero (T) y durmiente (D), mediante la colocación del tornillo VGZ7140 inclinado a 20° como se estableció en la sección de *Cálculos* previos, se utiliza una guía de madera. Además, se utiliza una broca de 8" (203 mm) de longitud y $5/32$ " (3.97 mm) de diámetro para realizar un preagujero que, además de dar al tornillo la inclinación adecuada, permite evitar grietas o fendas en la madera. En la figura 43 se presenta una imagen que muestra la elaboración del preagujero, y posteriormente la colocación del tornillo, siguiendo así las indicaciones del fabricante y los parámetros que se utilizaron para calcular estas conexiones.

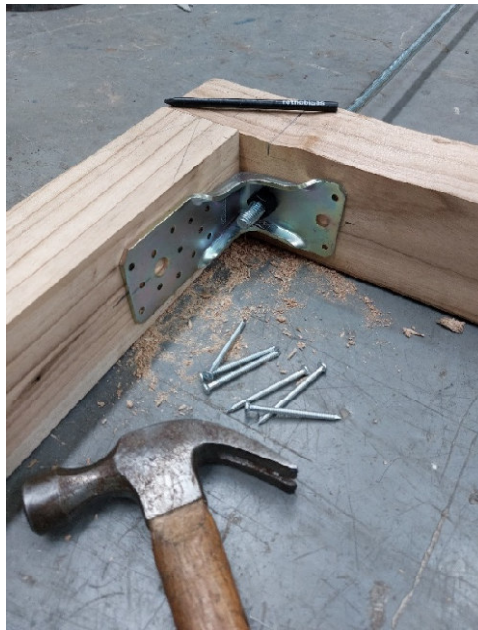
Figura 43. Colocación de tornillos VGZ7140 (b) en conexiones internas de la estructura, mediante preagujero (a)



Para la colocación de las platinas tipo *hold-down* WKR13535 en las uniones de los montantes externos (M1 y M5) con el durmiente (D), primeramente, se coloca un tornillo provisional para unir las dos piezas y así poder hacer el montaje de la conexión definitiva de una manera más eficiente. Posteriormente se realiza un

marcado tanto de la madera como de la platina, para que esta sea colocada en el centro de la estructura. A continuación, se presenta la platina en su posición y se marcan los agujeros, tanto de los clavos, como del tornillo que atravesará el durmiente (D) y hará la conexión con la viga de cimentación. Una vez elaborados estos agujeros, se procede a colocar la barra roscada hacia el durmiente, y los 11 clavos hacia el montante, de acuerdo con los parámetros de diseño previamente establecidos. En la figura 44 se muestra la platina colocada en su posición, previo a la colocación de los clavos de sujeción al montante.

Figura 44. Colocación de anclaje a tensión WKR13535



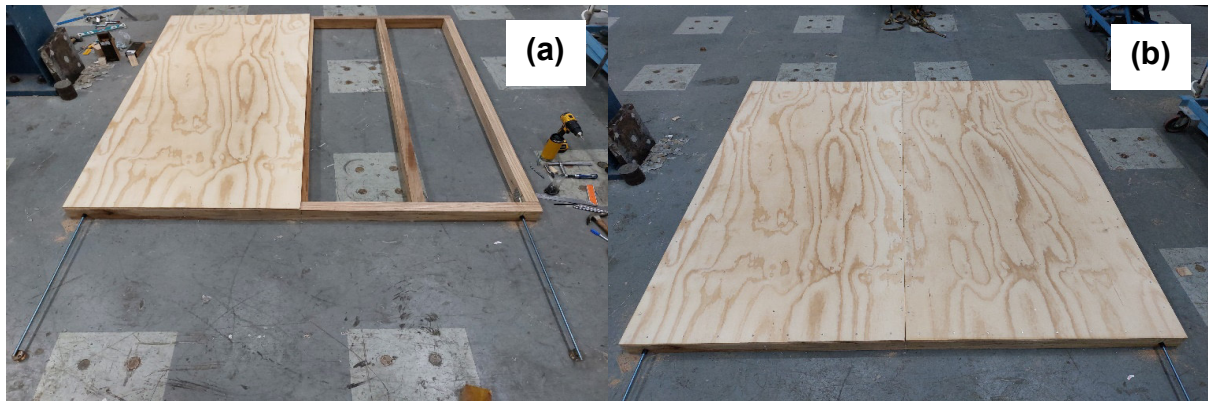
En la figura 45 se muestra el entramado del muro ya ensamblado, antes de la colocación del tablero que brinda rigidez estructural al conjunto. Durante la elaboración de esta estructura, y en especial antes de la colocación del tablero, se miden muy bien las dimensiones y sobre todo las diagonales, para verificar que no hubiera problemas adicionales.

Figura 45. Estructura ensamblada previo a colocación de tableros



En la figura 46 se muestra la colocación de los tableros, que se realizó mediante clavos LBA760, a cada 150 mm en el perímetro, y a 300mm de distancia en los montantes intermedios, tal como se estableció en la fase previa de diseño. En la conexión del durmiente con los montantes laterales, a través de las platinas WKR13535 se dejaron los tornillos o barras roscadas sin cortar, para realizar los cortes al realizar el montaje, y así poder tener margen de acción al realizar ese proceso de ensamblaje.

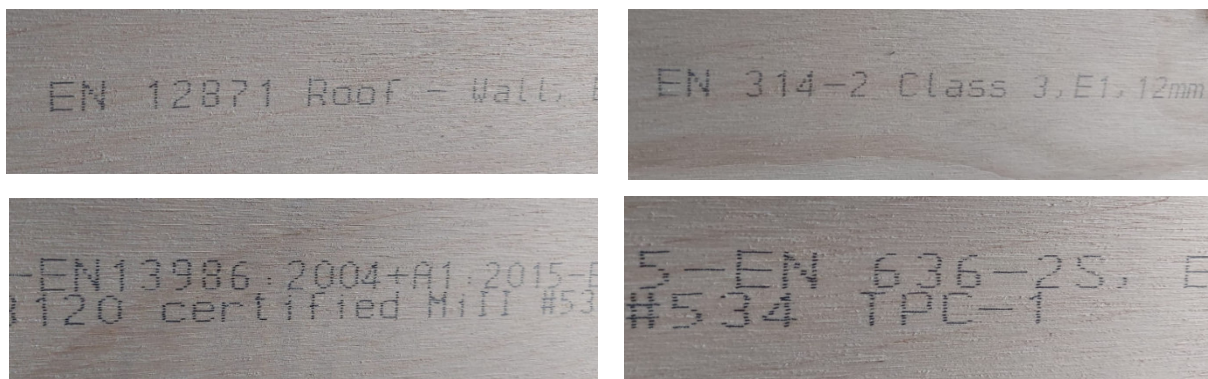
Figura 46. Colocación de tablero 1 (a) y tablero 2 (b)



Cabe destacar que, a pesar de que, en la etapa previa de análisis de materiales disponibles y selección de estos para el diseño de sistema propuesto y la construcción de los especímenes, se obtuvo muy poca información técnica sobre los tableros de contrachapado, al recibirlos se observaron marcas en el material que indican cierto tipo de certificaciones con las que cuenta el tablero utilizado. En la figura 47 se muestran las marcas observadas, y a continuación se indica a qué corresponden:

- EN 12871: Tableros derivados de la madera. Determinación de las características de prestación de los tableros estructurales para utilización en forjados, muros y cubiertas.
- EN 314-2: Tableros contrachapados. Calidad de encolados. Parte 2. Especificaciones
- EN13986: Tableros derivados de la madera para utilización en la construcción. Características, evaluación de la conformidad y marcado.
- EN 636-2S: Tableros contrachapados. Especificaciones. Parte 1: Especificaciones del tablero contrachapado para uso en ambiente seco.

Figura 47. Certificaciones con las que cuentan los tableros utilizados

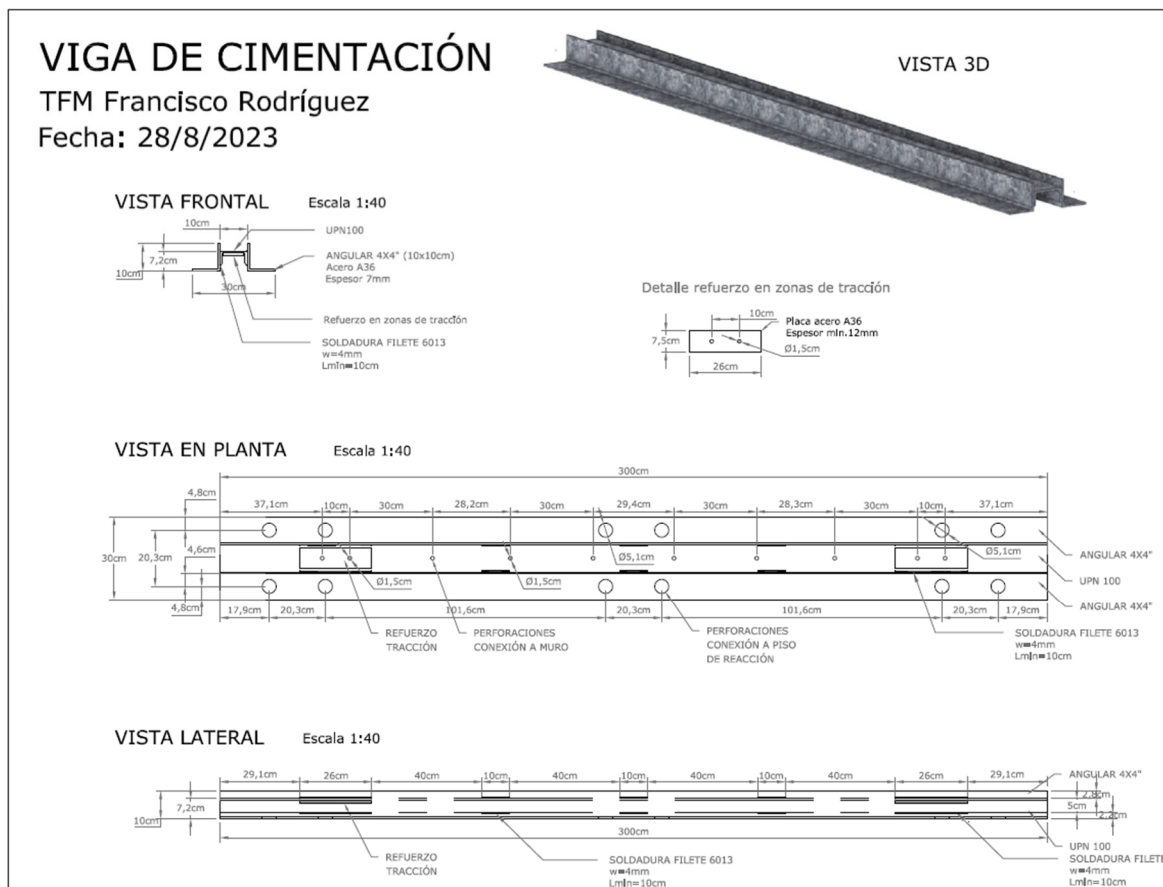


Para tener posibilidad de ensamblar adecuadamente los especímenes tipo MURO en los pisos y muro de reacción del laboratorio, es necesario diseñar y construir estructuras de apoyo que permitan tanto el anclaje horizontal, como la estabilidad lateral. Se busca que las fuerzas sean ejercidas únicamente en el plano del muro, y la falla se realice de acuerdo con lo esperado, y establecido en la normativa e investigaciones previas.

Para realizar el anclaje horizontal del muro al piso de reacción en el laboratorio, fue necesaria la construcción de una *viga de cimentación*, la cual permite fijar el durmiente del muro a la cimentación en laboratorio, para así emular las condiciones de proyecto, tal como establece la norma. Además, se busca que las conexiones que sean sometidas a carga y que tengan posibilidad de fallo, sean las diseñadas en esta investigación, por lo que las conexiones de servicio deben resistir las cargas de diseño de la prueba sin alcanzar su límite plástico. Por otra parte, la conexión de las esquinas de la estructura con platina WKR13535 (E-E) debe tener un anclaje que permita ser probado en el laboratorio ante las cargas de extracción en los montantes extremos. Por esto, este angular debe ir debidamente anclado a la cimentación.

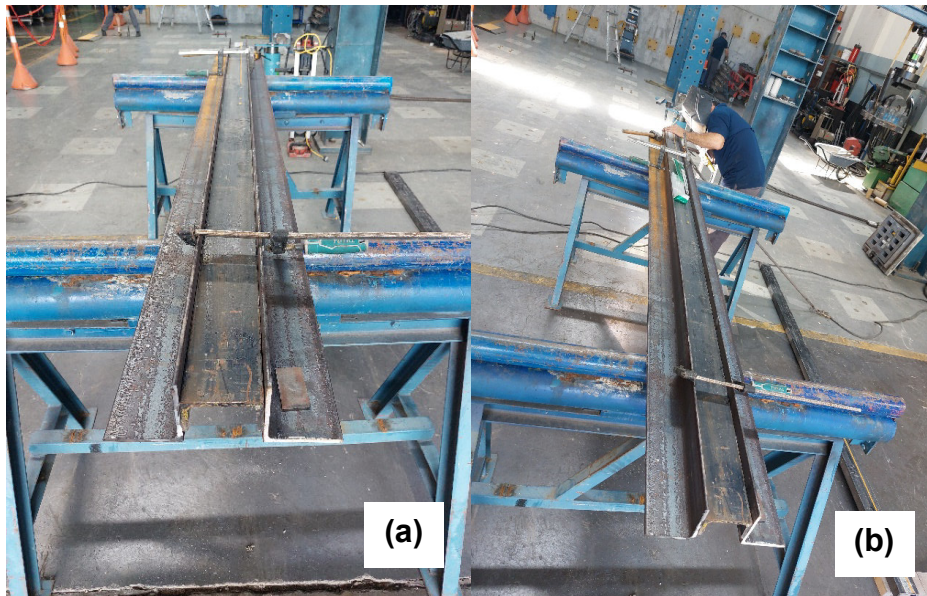
Como referencia para el diseño de esta viga de cimentación, se utilizaron las investigaciones de Salas [8] y Robles [17]. El detalle para la construcción de este elemento es presentado en la figura 48.

Figura 48. Detalle viga de cimentación



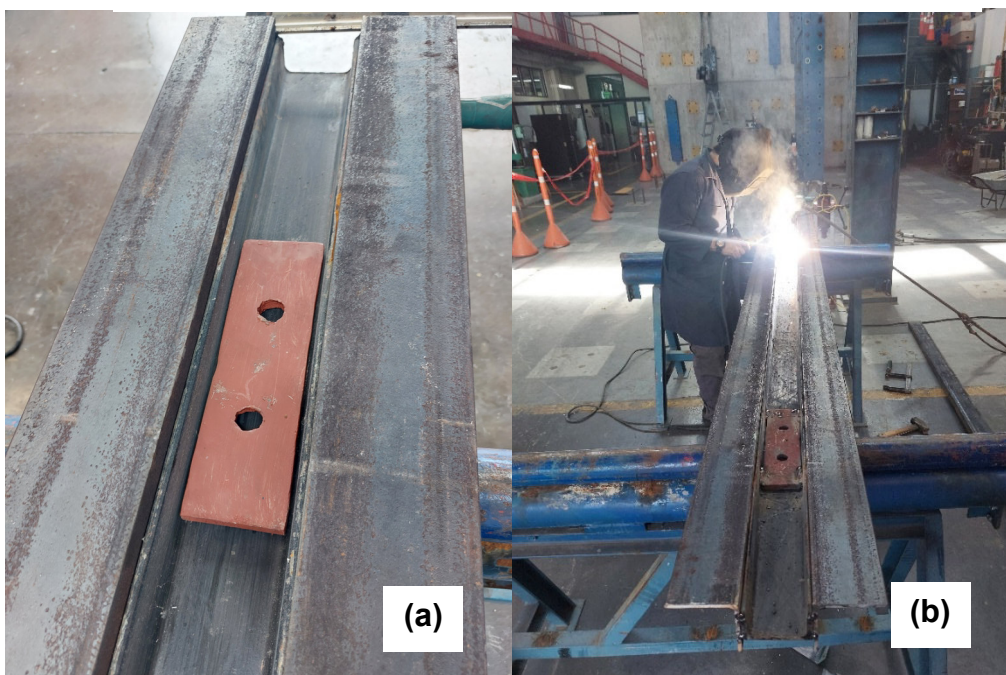
Se utiliza una viga metálica UPN100 invertida, con dos angulares de 4x4" (100x100 mm) en sus laterales, y así posibilitar el anclaje tanto al MURO como al piso de reacción. En la figura 49 se observa la colocación de estos tres elementos metálicos de acero para su unión mediante soldadura. La comprobación de resistencia de esta viga y su soldadura se encuentra en el Anexo 5.

Figura 49. Preensamble viga de cimentación (a) y soldadura (b).



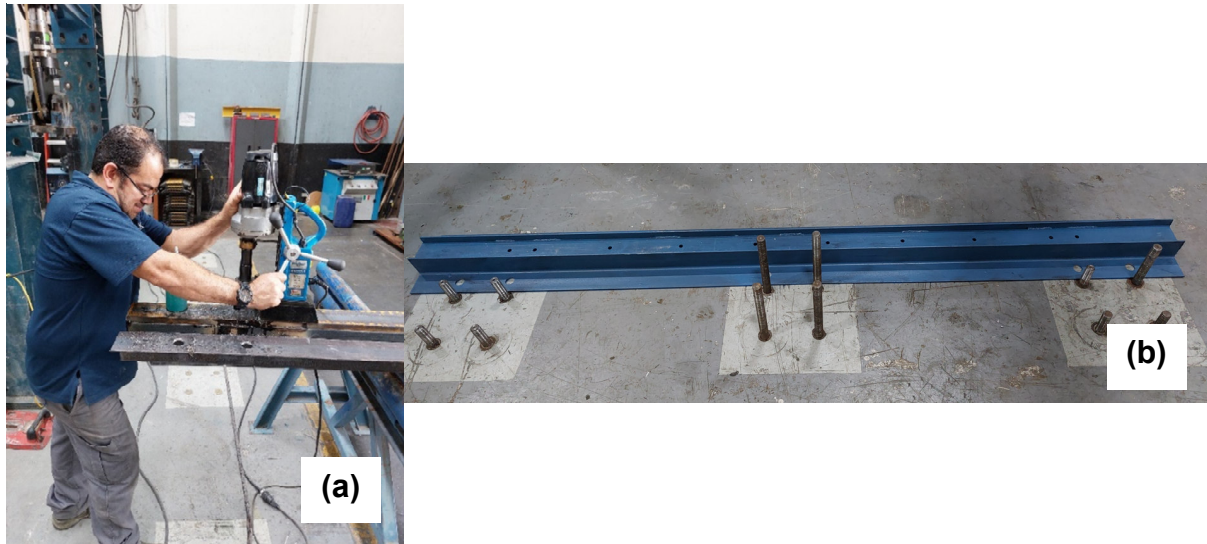
Fue necesario además realizar un refuerzo del elemento metálico en la zona de conexión de los angulares WKR13535, en las esquinas del muro, ya que se realizó la comprobación de resistencia a la tracción en esa zona, y no se obtuvo un resultado satisfactorio. Por esto se decide colocar una placa adicional, como se muestra en la figura 50, y en el Anexo 5.

Figura 50. Colocación de refuerzo (a) en la viga de carga en zonas de tracción (b)



Para la conexión de los angulares laterales al piso de reacción se realizan perforaciones de 25 mm de diámetro, con una separación tal y como están configurados los anclajes ya incorporados en el piso de reacción en laboratorio. Como se muestra en la figura 51, estas perforaciones se realizan con un taladro magnético.

Figura 51. Elaboración de agujeros (a) para anclaje a piso de reacción (b)



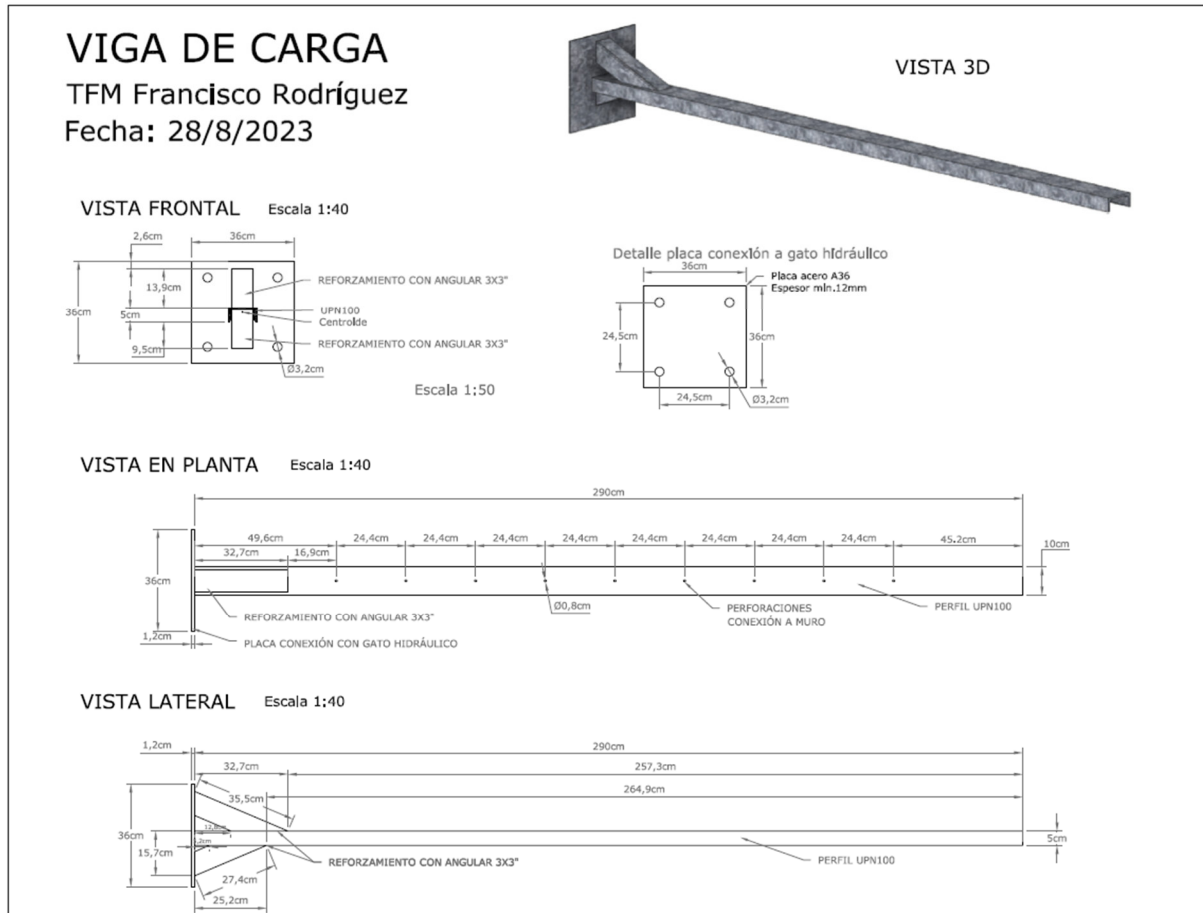
Una vez realizadas las perforaciones de los angulares, se procede a realizar las perforaciones en la viga UPN100 invertida, la cual tendrá la función de conectarse directamente al durmiente del muro. Estas perforaciones de 15 mm de diámetro se ejecutan a cada 30 cm, además de las dos perforaciones para los tornillos de conexión de las platinas WKR13535 en las esquinas del muro. En la figura 52 se muestra el elemento finalizado, una vez se le colocó una capa anticorrosivo color azul para protección y estética.

Figura 52. Viga de cimentación



Posteriormente se procede a construir la *viga de carga*, cuya función será distribuir la carga horizontal paralela al plano del muro en el elemento superior de la estructura, llamado testero. Este elemento debe ser conectado al pistón hidráulico encargado de ejercer la carga sobre el muro. En la figura 53 se muestra el detalle para la construcción de este elemento.

Figura 53. Detalle viga de carga



Este elemento fue elaborado también con una viga UPN100 invertida, la cual se anclará al muro mediante tornillos HBS6140 de Rothoblaas, que perforan el testero del muro. Además, atraviesan un elemento de madera de 75x65 mm que estará colocado entre el muro y la viga de carga, para así asumir las diferencias de ancho entre un elemento y otro. Este elemento también permite que el pistón hidráulico sea colocado a la altura adecuada según el muro de reacción al cual va conectado. Este elemento es denominado *ajuste de altura superior*, y su detalle se muestra en la figura 54.

Figura 54. Detalle ajuste de altura superior



En la figura 55 se muestra el primer paso de la construcción de la viga de carga, el cual es soldar la viga UPN100 invertida a la placa de conexión con el pistón hidráulico. Este elemento es ensamblado de manera que el eje de aplicación de la fuerza en el pistón coincida con el centroide de la UPN100, para que así no haya momentos de torsión que puedan llevar a la falla el elemento metálico antes que el muro de madera.

Figura 55. Preensamblaje viga de carga



Posteriormente se colocan unos refuerzos, elaborados con angulares de 3x3" (75x75mm), para así distribuir mejor la carga ejercida por el pistón hidráulico, tal como se muestra en la figura 56.

Figura 56. Refuerzos viga de carga



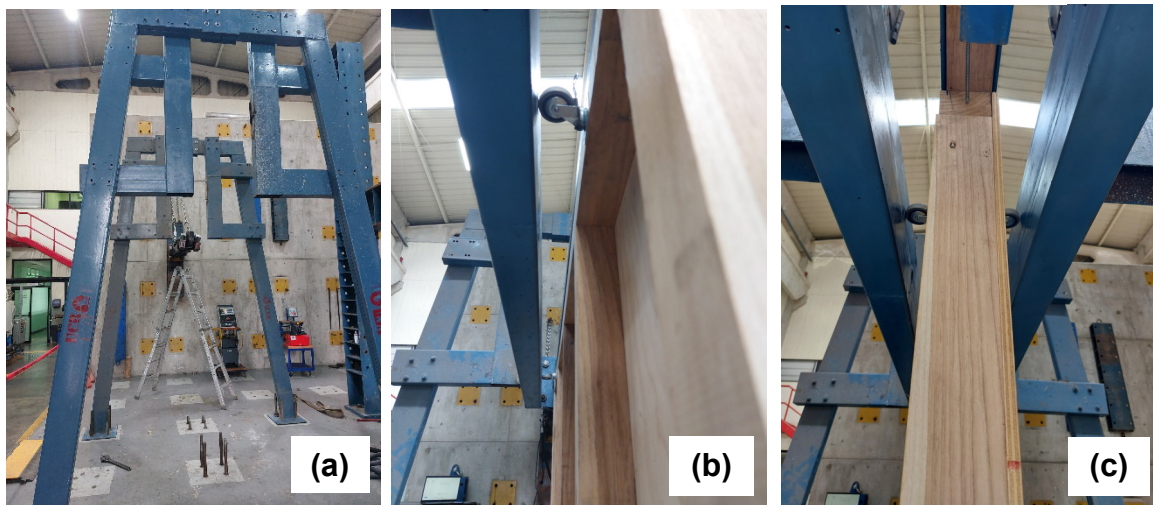
Una vez ensamblada la viga de carga, se procede a realizar las perforaciones de 8 mm a cada 244 mm, para colocar los tornillos HBS6140 que se encargarán de unir esta viga de carga con el muro. Debido a su cabeza troncocónica, estos tornillos debieron ser colocados con arandelas tipo HUS de Rothoblaas, para que así la presión de la cabeza sea mejor distribuida en el elemento metálico, y no haya peligro de fallo en esa zona de la conexión. En la figura 57 se muestra la viga de carga ensamblada.

Figura 57. Viga de carga



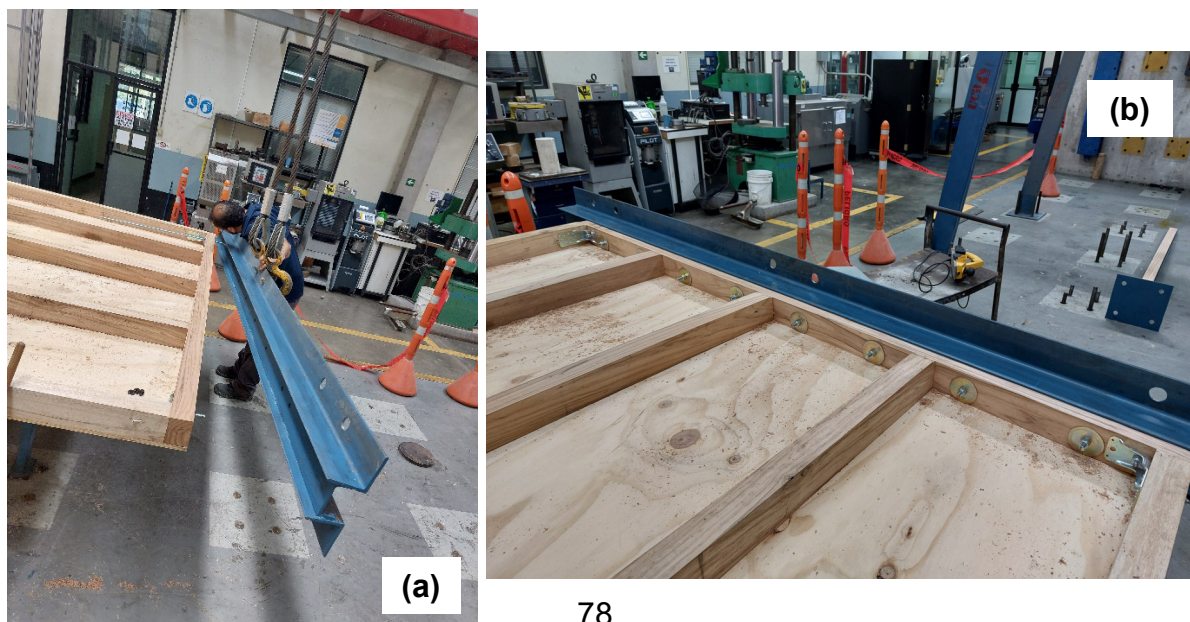
Según lo que se establece en las normativas UNE-EN 12512 [24], [31] y ASTM E-2126 [31], se debe garantizar el arriostramiento lateral del muro para evitar problemas por pandeo y deformación fuera del plano al aplicar la carga. Para este fin se utilizan estructuras previamente elaboradas con las cuales cuenta el LANAMME para este tipo de pruebas. Como se observa en la figura 58, constan de dos marcos metálicos anclados al piso de reacción (a). Estos marcos fueron unidos entre ellos con un tubo metálico de 4x8" (10x20 cm), sobre los cuáles se apoyaron ruedas que se colocaron a ambos lados del MURO (b y c). Este sistema permitió un movimiento más libre de parte del MURO al recibir la carga, y garantizó la estabilidad lateral del mismo.

Figura 58. Arriostramiento lateral (a) para el MURO, deslizamiento de ruedas ancladas al espécimen (b) y (c)



Una vez que se cuenta con los implementos necesarios, y los especímenes construidos, se procede al montaje de la prueba. El primer paso, como se muestra en la figura 59, es la colocación de la viga de cimentación en el muro. La utilización de la grúa y la colocación previa de los anclajes de los angulares WKR13535 sirve para que el montaje sea limpio y no tenga mayores complicaciones.

Figura 59. Montaje de la viga cimentación en el MURO (a) y viga colocada (b)



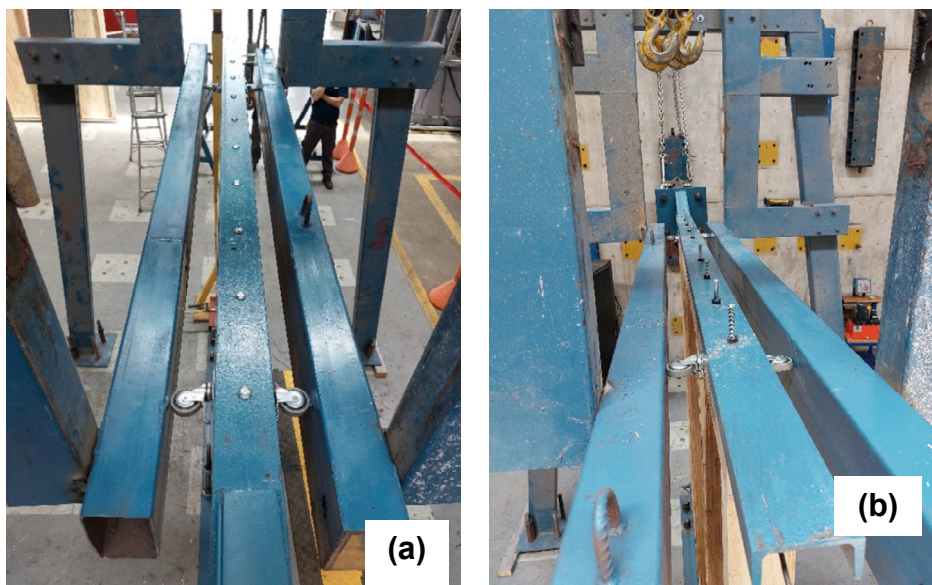
Una vez se tuvo el MURO con la viga de cimentación, se utiliza la grúa del laboratorio, y la fuerza humana en equipo para levantar el espécimen y colocarlo en el sitio para la realización de la prueba, lo cual se muestra en la figura 60. Es muy importante la precisión en la elaboración de los agujeros de la viga de cimentación, para que coincidan adecuadamente los anclajes del piso de reacción.

Figura 60. Colocación de muro en piso de reacción



Al contar con el muro debidamente anclado al piso, se procedió a realizar el anclaje con el pistón hidráulico, que a su vez había sido previamente anclado al muro de reacción. Para el anclaje de esta viga de carga al muro en su testero superior, en primer lugar, se propuso utilizar los tornillos HBS6140 de Rothoblaas, los cuáles se comprobaron a cargas de cortante, como se observa en el Anexo 6. Sin embargo, posterior a la realización de la prueba de carga monotónica sobre el muro, se decidió cambiar el método de anclaje, ya que el sistema inicialmente propuesto no brindó la rigidez deseada. En la figura 61 se presentan las dos metodologías de anclaje utilizadas.

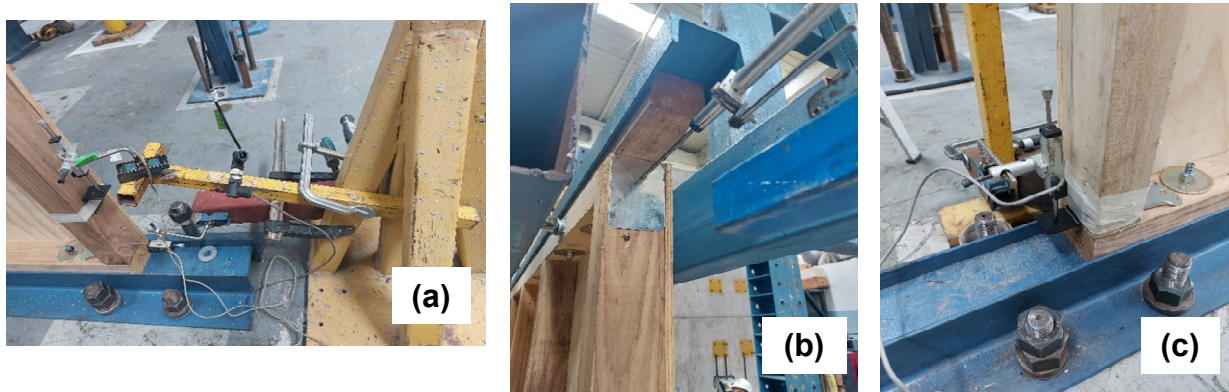
Figura 61. Anclaje de viga de carga a muro con HBS6140 para MURO1 (a) y barra roscada 1/2" para MURO 2 y 3 (b)



Una vez completado este proceso, se obtiene un montaje adecuado de los especímenes, por lo que se colocan los dispositivos para la medición de deformaciones, como se muestra en la figura 62. Se utilizan elementos rígidos metálicos exteriores, donde se anclan las bases de los medidores de desplazamiento, buscando que se mantengan fijos durante la prueba. La punta del sensor se fija al espécimen en la posición deseada, para obtener los desplazamientos horizontales o verticales según sea necesario.

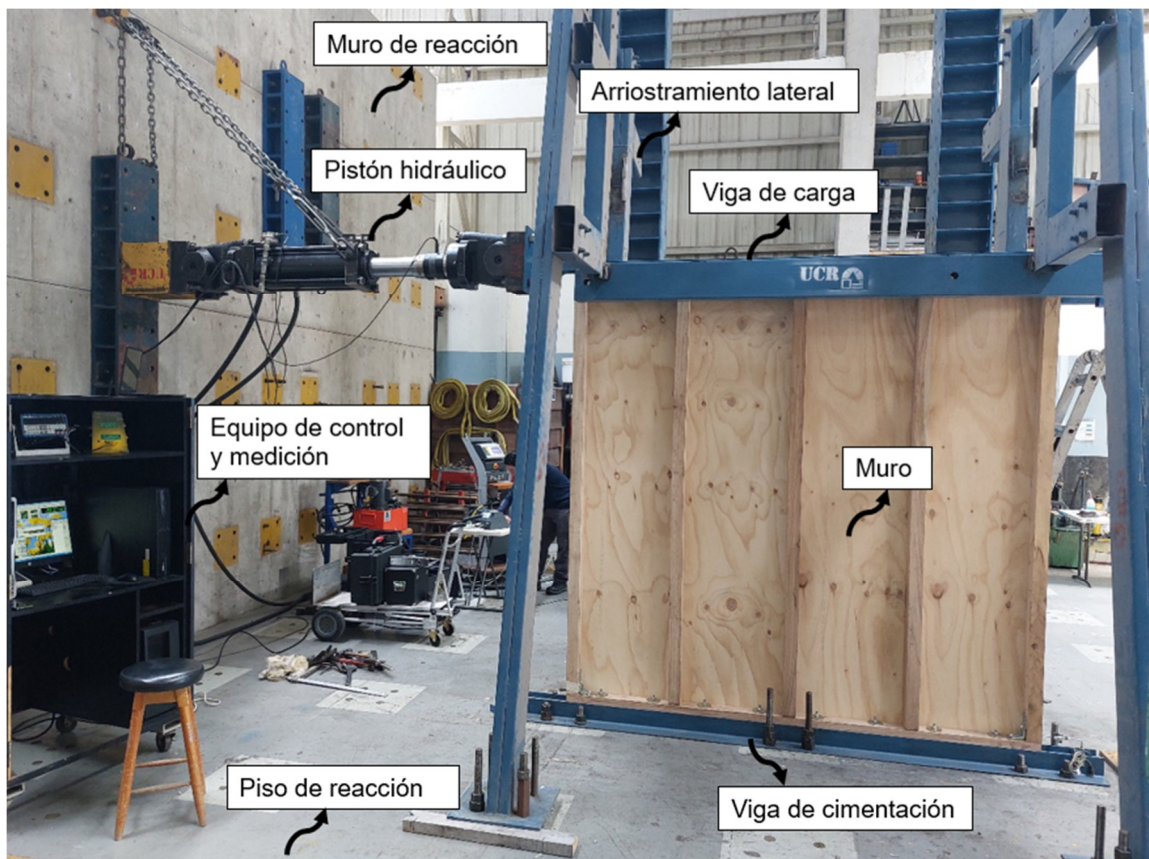
Figura 62. Colocación de medidores de desplazamiento

LVDT 3 y 4 (a), LVDT 1 (b) y LVDT 2(c)



De esta manera, se obtiene el montaje total de los especímenes de MURO, como se muestra en la figura 63.

Figura 63. Montaje completo de especímenes MURO



c. Equipo y accesorios

Para la realización de esta investigación se utilizan una serie de equipos con los que cuenta el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME) de la Universidad de Costa Rica (UCR). A continuación, se detalla cada uno de estos equipos, a partir de los datos que fue posible recopilar por parte de los encargados del laboratorio:

Balanza

Este equipo se utiliza para la medición de la masa de las muestras de madera y tablero que se toman para la determinación de la densidad y contenido de humedad de los materiales utilizados para construir los especímenes. Se utilizó un Balanza de Funcionamiento No Automático con Indicación Digital, marca OHAUS Adventurer Pro, modelo AX5202, con un intervalo de medición de 1 a 210 gramos, la cual se muestra en la Figura 64.

Figura 64. Balanza



Horno

Para poder obtener los datos de densidad y contenido de humedad de la madera y los tableros utilizados en la ejecución de los especímenes, se utiliza el horno de laboratorio que se muestra en la figura 65.

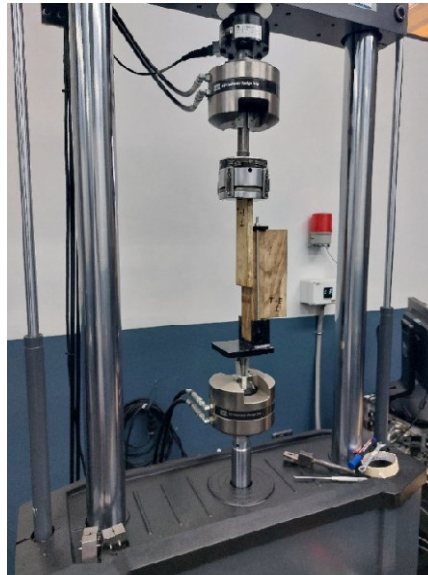
Figura 65. Horno



Máquina universal 1

Para someter a carga los especímenes de conexión de tablero a entramado (T-E) se utiliza la máquina de falla universal más pequeña con la que cuenta el LANAMME. Esta es una máquina de ensayos marca MTS, modelo 810, con una capacidad máxima de fuerza de 25 kN, y es capaz de ejercer fuerzas tanto de tracción como de compresión, y pruebas de carga cíclica. La misma se muestra en la figura 66.

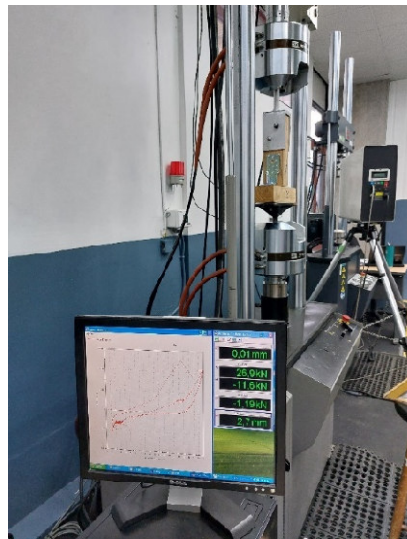
Figura 66. Máquina universal para los especímenes T-E



Máquina universal 2

Para la falla de los especímenes con mayor capacidad, los de la conexión Entramado-Entramado (E-E), mediante la platina tipo *hold-down*, se utiliza una máquina más grande y con una mayor capacidad, igualmente capaz de someter la probeta a cargas de tracción y compresión y carga cíclica. La máquina utilizada es marca MTS, modelo 661.23F01, con una capacidad máxima de 250 kN, y se muestra en la figura 67.

Figura 67. Máquina universal para los especímenes E-E



Pistón hidráulico

Para poder someter a carga el espécimen de MURO es necesario un pistón hidráulico que se ancle al muro de reacción y a la esquina superior del espécimen, y pueda someter el mismo a carga paralelas a su plano. Para esto se utilizó un pistón marca MTS, el cual se muestra en la figura 68, durante su instalación en el muro de reacción. Este pistón hidráulico funciona con un caudal de 21 gl/m, que son controlados mediante una servo válvula y una bomba hidráulica [45]. Además, cuenta con una celda de carga, encargada de medir la fuerza aplicada por la cabeza de carga del pistón. Tiene una capacidad de ± 490 kN, y deformación de ± 250 mm.

Figura 68. Pistón hidráulico utilizado para someter a carga el espécimen MURO



Sensores de desplazamiento

Durante la realización de las pruebas de carga en los especímenes tipo MURO es de vital importancia medir los desplazamientos, tanto horizontales como verticales, en los diferentes puntos donde lo indican las normas. Para medir estos desplazamientos se utilizan Transformadores Diferenciales de Variación Lineal (LVDT por sus siglas en inglés) fabricados por la empresa NOVO TECNICK, con un rango de medición de 10 a 110 mm, y con una resolución de 0.01 mm. Estos elementos se muestran en la figura 69.

Figura 69. Transformadores diferenciales de variación lineal LVDT



Fuente: Francisco Villalobos Ramírez, 2009 [45]

d. Procedimientos

En la realización de las pruebas experimentales de la presente investigación se siguen los procedimientos necesarios en este tipo de investigaciones, según los trabajos similares analizados previamente, así como la normativa guía. Como se detalla en la sección *Normativa*, se utilizó principalmente la norma ASTM E2126 *Standard Test Methods for Cyclic (reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings* [31], la cual establece que los ciclos de carga de una prueba cíclica se generan a partir de los valores límites de carga para la probeta, los cuales se establecen con base a una prueba preliminar ante carga monotónica. El procedimiento por seguir para ambos tipos de carga se detalla a continuación:

- Carga monotónica: se utiliza el Método D de la norma. La carga sobre el espécimen debe ser aplicada de forma constante. Se menciona que el rango de desplazamiento debe ser de entre 1 y 63,5 mm/s, y establece los puntos para la medición de desplazamientos. Sin embargo, esta norma es para especímenes en forma de muro, por lo que para la realización de las pruebas en las conexiones individuales se utilizan como referencia normas más específicas para realización de pruebas sobre conectores metálicos, buscando así obtener una velocidad de carga más adecuada para este tipo de pruebas. Se utiliza la norma ASTM 1761-20 *Standard Test Methods for Mechanical Fasteners in Wood and Wood-Based Materials* [46] que establece la aplicación de carga a una velocidad de 2,54 mm/min.
- Carga cíclica quasi-estática: Se utiliza el Método C, que permite someter el espécimen a una serie de ciclos de carga que se asemejan bastante al comportamiento típico en un sismo. Se trata de una secuencia de ciclos en donde en cada uno se llega hasta un porcentaje establecido del desplazamiento último que se obtiene de la prueba de carga monotónica, para así someter al espécimen a la carga en ambas direcciones y con un aumento paulatino, tal como ocurriría en un evento sísmico. La medición de los desplazamientos constituye un aspecto fundamental en la realización de estas pruebas, donde se busca obtener una curva histerética que, mediante la envolvente, permita analizar el comportamiento progresivo del espécimen.

IX. Resultados Experimentales

En esta sección se presentan los resultados para las dos escalas de pruebas experimentales que se realizaron como parte de esta investigación. Buscan reflejar el comportamiento de los conectores, y posteriormente del sistema en su conjunto. Para estudiar el comportamiento de los conectores se realizaron pruebas en la conexión de Tablero-Entramado (T-E) mediante el clavo LBA460, y la conexión de la estructura Entramado-Entramado (E-E), mediante el angular WKR13535. Posteriormente se realizaron las pruebas en MUROS, para así determinar el comportamiento del sistema. Para estos tres especímenes se realizaron tres pruebas de carga para cada uno, una de carga monotónica constante, para obtener los valores límite, y dos pruebas de carga cíclica quasi-estática, para así estudiar el comportamiento histerético. El detalle de los ensayos a realizar y especímenes de prueba se muestra en la tabla 9.

Tabla 9. Detalle de los ensayos a realizar en cada espécimen

Espécimen	Descripción	Tipo de ensayo
T-E 1	Tablero contrachapado a estructura (LBA460)	Carga monotónica
T-E 2		Carga cíclica quasi-estática
T-E 3		Carga cíclica quasi-estática
E-E 1	Esquina de estructura (WKR13535)	Carga monotónica
E-E 2		Carga cíclica quasi-estática
E-E 3		Carga cíclica quasi-estática
MURO 1	Muro completo con todos sus componentes	Carga monotónica
MURO 2		Carga cíclica quasi-estática
MURO 3		Carga cíclica quasi-estática

Las pruebas se realizan con base a la normativa ASTM E2126 *Standard Test Methods for Cyclic (reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings* [31]. Esta es la norma más actualizada, que cuenta con parámetros y definiciones que se adaptan al estado del arte a nivel mundial. Además, es la normativa comúnmente utilizada en pruebas de carga cíclica quasi-estática en el LANAMME, por lo que los procedimientos y alcances son más claros para el personal de laboratorio. La normativa vigente en Costa Rica se basa en pruebas y parámetros establecidos en la normas ASTM, por lo que, buscando que este estudio tenga un impacto real, es de vital importancia hablar en el mismo idioma que ya se habla en el gremio del diseño y construcción en el país.

Para la realización de estas pruebas y los resultados, se utiliza la siguiente simbología, con base en ASTM E2126 [31]:

P_{max} = Carga máxima resistida por el espécimen (kN)

Δ_{max} = Desplazamiento correspondiente a P_{max} (mm)

$0,4P_{max}$ = Cuarenta por ciento de la carga máxima resistida por el espécimen (kN)

$\Delta_{0,4P_{max}}$ = Desplazamiento correspondiente a $0,4P_{max}$

V_{max} = Capacidad máxima en cortante por unidad de longitud de pared (kN/m). La capacidad de cortante V_{max} se calcula como:

$$V_{max} = \frac{P_{max}}{L} \quad (10)$$

K_e = Rigidez elástica de cortante definida por la pendiente que pasa a través del origen y un punto en la curva envolvente en donde la carga es igual a $0,4P_{max}$ (kN/m). La rigidez elástica de cortante se calcula como:

$$k_e = \frac{0,4 P_{max}}{\Delta_{0,4P_{max}}} \quad (11)$$

$G'_{P_{max}}$ = Módulo de cortante de la pared, asociado a P_{max} (kN/m). El módulo de cortante G' se calcula por medio de la ecuación:

$$G' = \frac{PH}{\Delta L} \quad (12)$$

$G'_{0,4P_{max}}$ = Módulo de cortante de la pared asociado a $0,4P_{max}$ (kN/m).

P_u = Carga última, correspondiente al estado límite de falla (kN)

Δ_u = Desplazamiento último (mm)

P_{ced} = Carga de cedencia (kN), esfuerzo en el cual el material pasa del rango elástico a un rango plástico, es decir, que se deforma permanentemente.

$$P_{ced} = \left(\Delta_u - \sqrt{\Delta_u^2 - \frac{2A}{k_e}} \right) k_e \quad (13)$$

Si $\Delta_u^2 < \frac{2A}{k_e}$, se permite asumir que:

$$P_{ced} = 0.85P_{max}$$

Δ_{ced} = Desplazamiento de cedencia (mm)

D = Factor de ductilidad (adimensional), que representa la capacidad de la unión para resistir un deslizamiento de gran amplitud en el tramo plástico sin una reducción significativa de la resistencia.

$$D = \frac{\Delta_u}{\Delta_{ced}} \quad (14)$$

Δ_3 = desplazamiento total en la parte superior del muro con respecto al aparato de ensayo (mm)

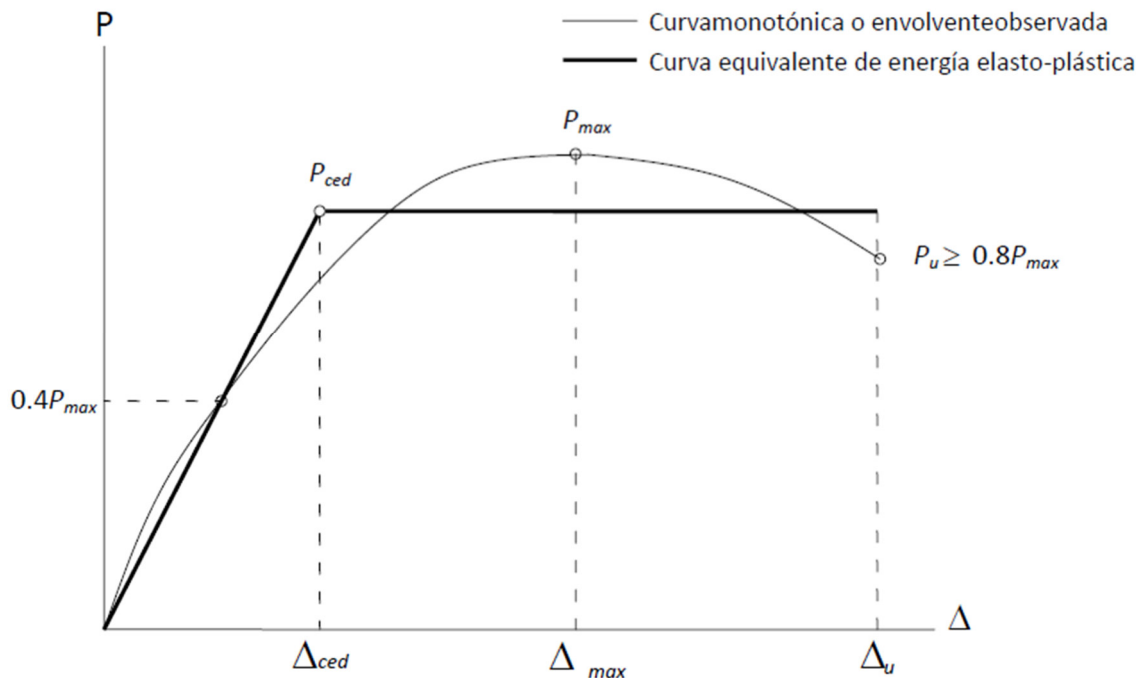
L = Longitud del muro (m)

H = Altura del muro (m)

A = Área bajo la curva envolvente observada, medida desde el origen hasta el Δ_u (Nm)

En la figura 70 se muestra gráficamente algunos de estos parámetros.

Figura 70. Parámetros de desempeño de un muro de corte sometido a carga horizontal



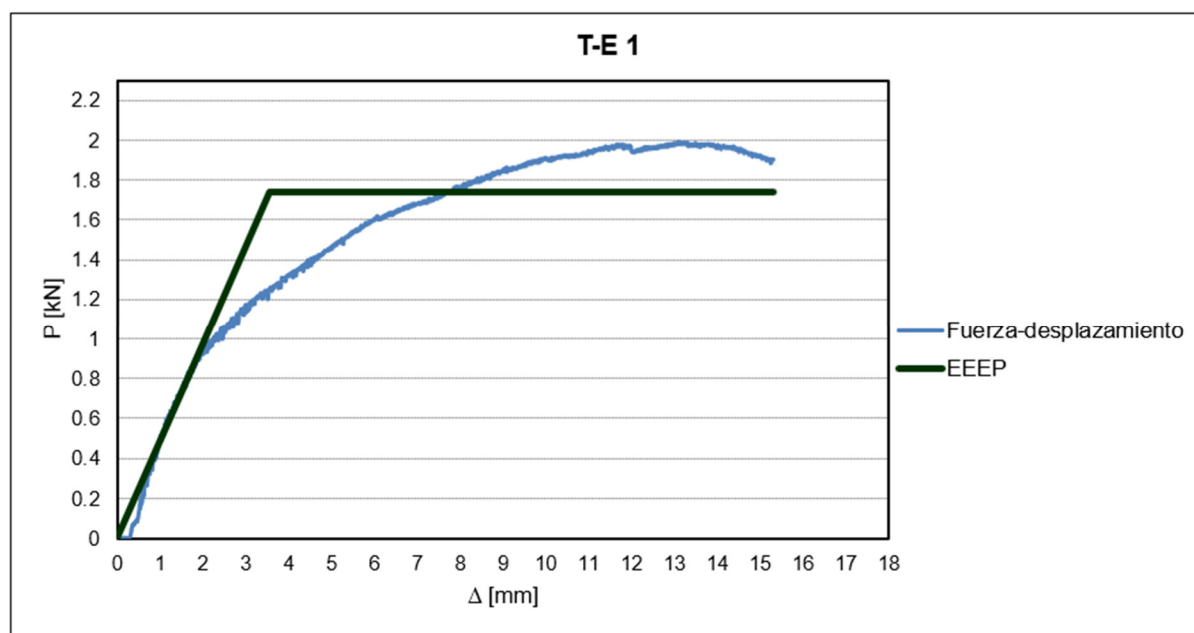
Fuente. Alejandro Robles, 2010

a. Tablero-Entramado (T-E)

Primeramente, se analiza la conexión del tablero de madera contrachapada hacia la estructura de entramado mediante el clavo LBA460, la cual tiene una importancia vital en la capacidad de resistencia al cortante del muro.

Para iniciar con este análisis, se sometió el espécimen T-E1 a una carga monotónica constante, a una velocidad de 2.54 mm/min, de acuerdo con ASTM D1761 *Standard Test Methods for Mechanical Fasteners in Wood and Wood Based Materials* [46]. La curva de esfuerzo deformación obtenida se muestra en la figura 71, junto con la curva de energía elasto-plástica equivalente (EEEP).

Figura 71. Esfuerzo-deformación y EEEP para T-E1



A continuación, se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 10. Resultados T-E1

T-E 1		
P_{\max}	1.99	kN
Δ_{\max}	13.20	mm
$0.4P_{\max}$	0.80	kN
$\Delta 0.4P_{\max}$	1.63	mm
P_u	1.9	kN
Δ_u	15.29	mm
P_{ced}	1.7	kN
Δ_{ced}	3.6	mm
D	4.30	
K_e	488.68	kN/m

Posteriormente, se sometió el espécimen T-E2 a carga cíclica, a una velocidad de 1 mm/sec según lo establecido en la norma ASTM D5652 *Standard Test Methods for Single-Bolt Connections in Wood and Wood Based Products* [47], y tomando como referencia el desplazamiento último Δ_u de 15,29 mm obtenido en el ensayo de carga monotónica realizado anteriormente. Los ciclos de carga utilizados para esta prueba se obtuvieron con base al Método C de la norma ASTM E2126 *Standard Test Methods for Cyclic (reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings*. Se utilizan como referencia los ciclos de esta norma pues esta conexión será analizada como un componente del muro de cortante. Los ciclos aplicados en el espécimen se muestran en la tabla 11.

Tabla 11. Ciclos de carga para prueba cíclica en especímenes T-E2 y T-E3

Desplazamiento último Δu (mm)			15.29		
Ciclo	Repeticiones	Tiempo (s)	Desplazamiento (mm)	Velocidad (mm/sec)	% Δ
1	6	15	0.8	1	5 %
2	7	15	1.1	1	7.5 %
3	7	15	1.5	1	10 %
4	4	15	3.1	1	20 %
5	4	15	4.6	1	30 %
6	3	15	6.1	1	40 %
7	3	15	10.7	1	70 %
8	3	15	15.3	1	100 %
9	3	15	16.1	1	105 %
10	3	15	16.8	1	110 %

Los resultados se muestran según el comportamiento en los intervalos positivo y negativo de la curva. El intervalo positivo se entiende cómo la aplicación de fuerza hacia arriba del espécimen, mientras que el símbolo negativo representa la dirección hacia abajo en la máquina de falla, como se muestra en la figura 72. La dirección positiva se entiende como aplicación de cargas de tracción, y la negativa ejerce carga de compresión en el espécimen.

Los resultados obtenidos en esta prueba se muestran en la figura 73. Se incluye la curva de comportamiento histerético, y las envolventes, que muestran la curva que generan los puntos máximos de fuerza-desplazamiento en cada uno de los ciclos.

Figura 72. Orientación pruebas de carga

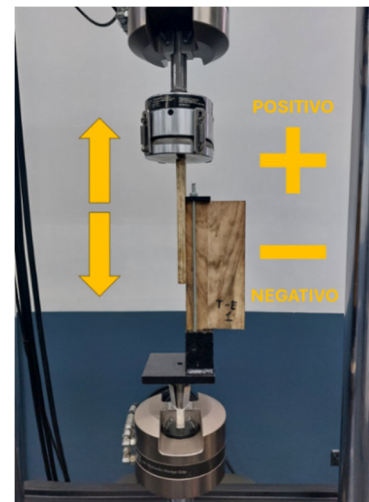
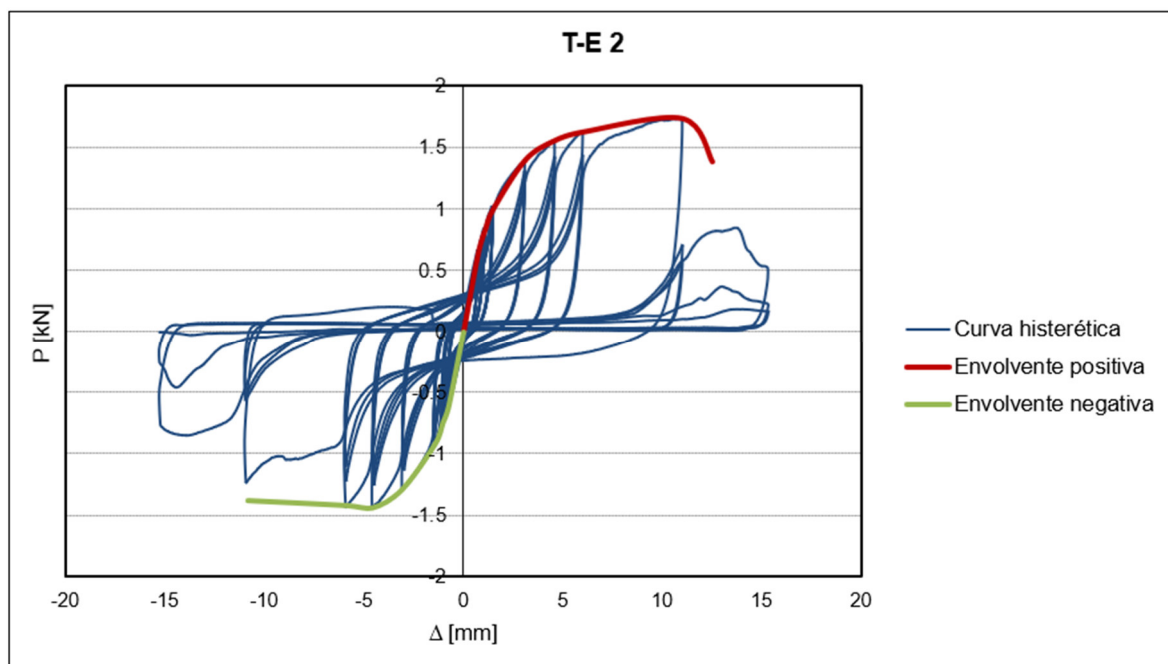


Figura 73. Comportamiento histerético y envolventes T-E 2



En la figura 74 se muestran las envolventes de esta prueba, junto con las curvas de energía elastoplástica equivalente (EEEEP). Los resultados que se muestran en la tabla 12 fueron obtenidos a partir de estas curvas.

Figura 74. Envolventes y EEEP para T-E2

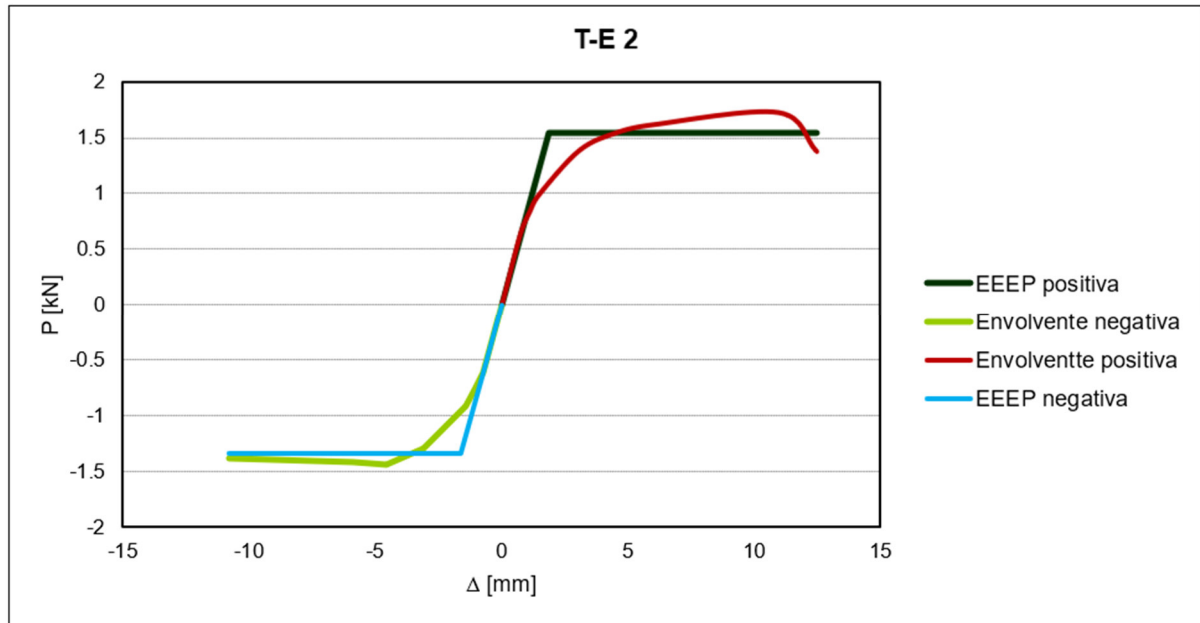


Tabla 12. Resultados para T-E2

Positivos			Negativos		
P_{max}	1.73	kN	P_{max}	-1.44	kN
Δ_{max}	10.98	mm	Δ_{max}	-4.57	mm
$0.4P_{max}$	0.69	kN	$0.4P_{max}$	-0.58	kN
$\Delta 0.4P_{max}$	0.84	mm	$\Delta 0.4P_{max}$	-0.70	mm
P_u	1.38	kN	P_u	-1.38	kN
Δ_u	12.50	mm	Δ_u	-10.80	mm
P_{ced}	1.5	kN	P_{ced}	-1.3	kN
Δ_{ced}	1.9	mm	Δ_{ced}	-1.6	mm
D	6.68		D	6.65	
K_e	827.55	kN/m	K_e	824.32	kN/m

Este procedimiento aplicado en el espécimen T-E2 se replicó para T-E3, obteniendo la curva de comportamiento histerético mostrada en la figura 75 junto con sus envolventes. En la figura 76 se muestra la envolvente positiva junto con la curva de energía equivalente, y en la tabla 13 se muestran los resultados para este espécimen.

Figura 75. Comportamiento histerético y envolventes T-E 3

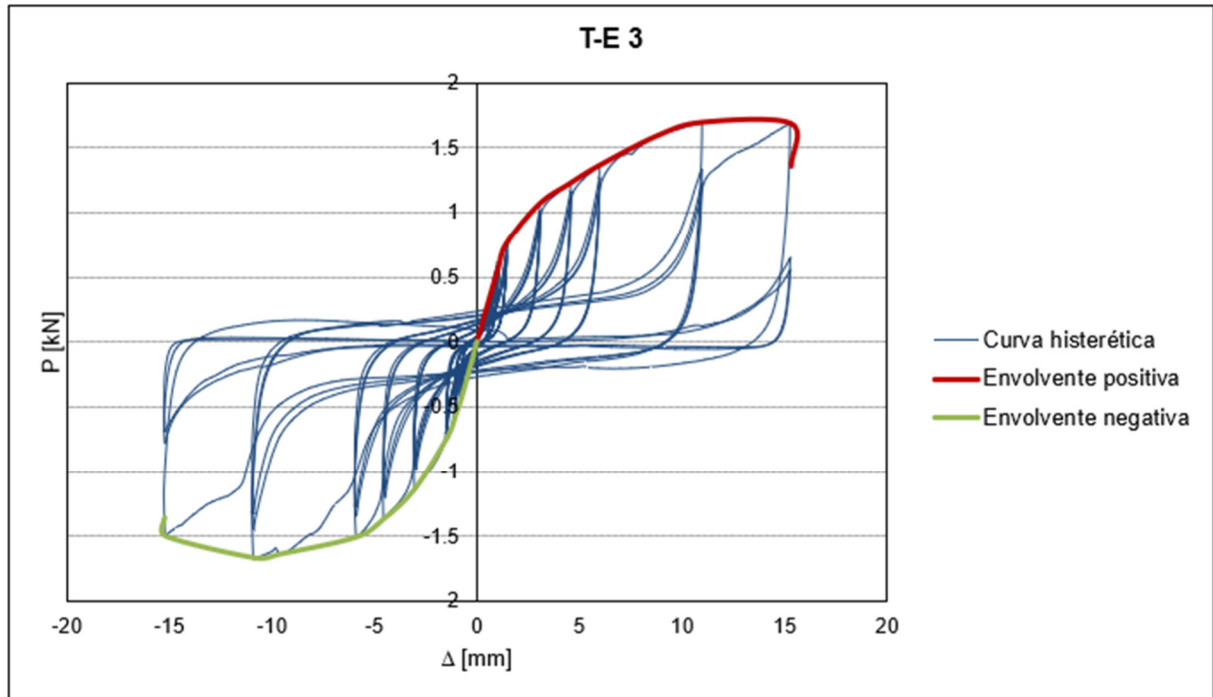


Figura 76. Envolventes y EEEP para T-E3

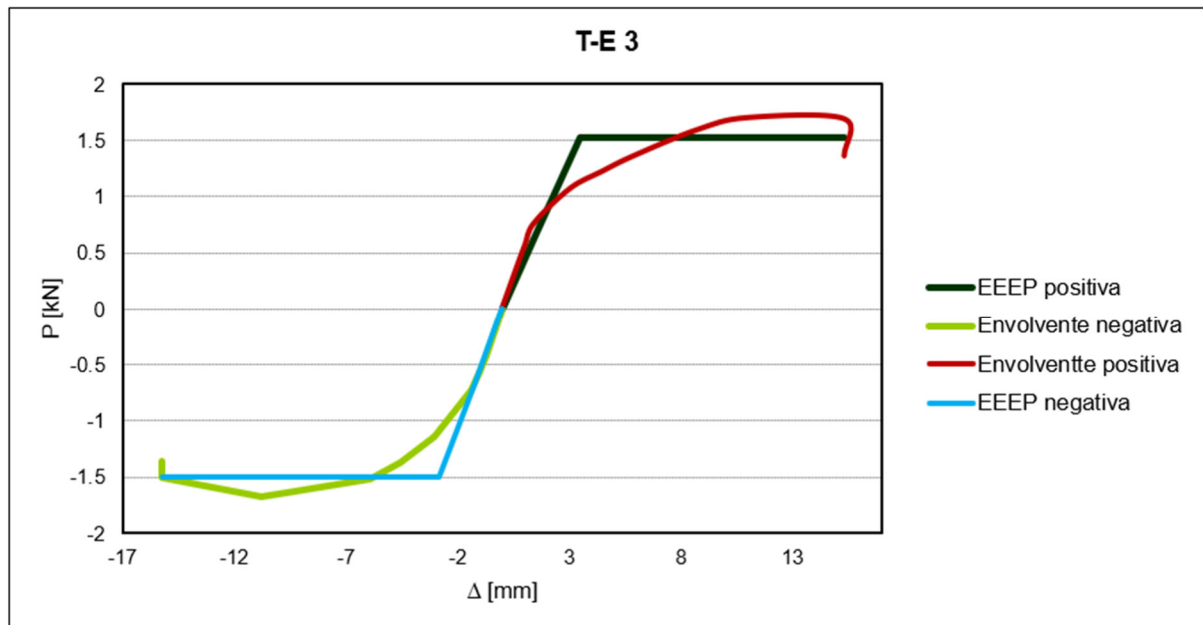


Tabla 13. Resultados para T-E3

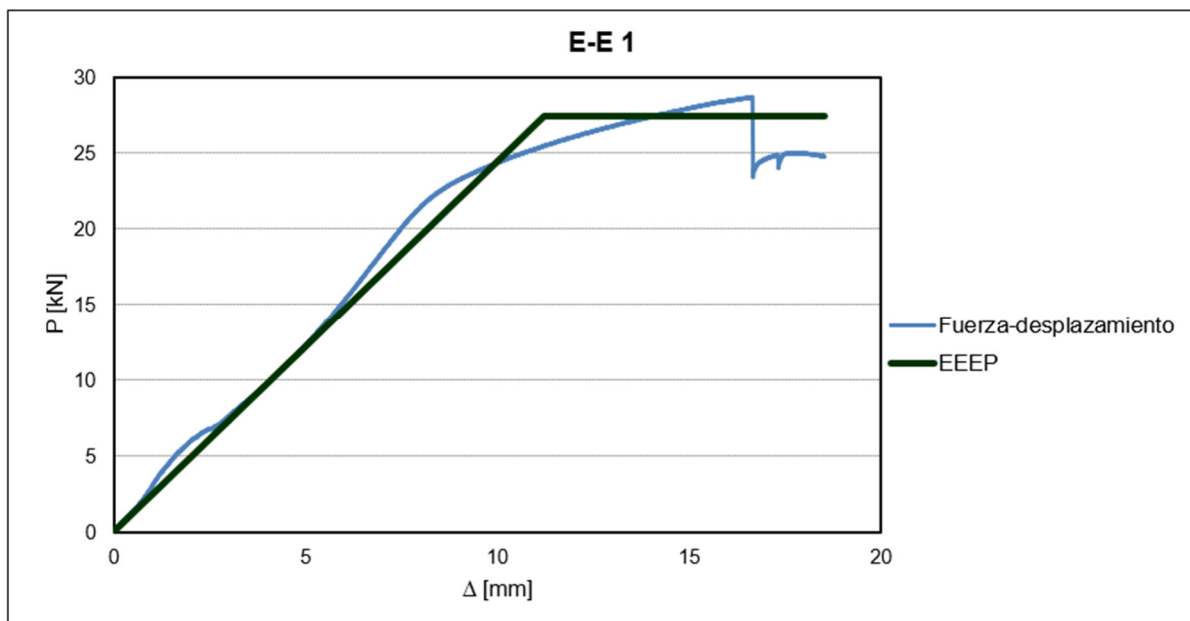
Positivos			Negativos		
P_{max}	1.70	kN	P_{max}	-1.67	kN
Δ_{max}	10.99	mm	Δ_{max}	-10.82	mm
$0.4P_{max}$	0.68	kN	$0.4P_{max}$	-0.67	kN
$\Delta 0.4P_{max}$	1.55	mm	$\Delta 0.4P_{max}$	-1.26	mm
P_u	1.36	kN	P_u	-1.36	kN
Δ_u	15.31	mm	Δ_u	-15.24	mm
P_{ced}	1.5	kN	P_{ced}	-1.5	kN
Δ_{ced}	3.5	mm	Δ_{ced}	-2.8	mm
D	4.40		D	5.39	
K_e	438.67	kN/m	K_e	530.55	kN/m

b. Entramado-Entramado (E-E)

El segundo tipo de espécimen de conexión individual, en la primera escala de la presente investigación, es la conexión de las esquinas de la estructura de entramado de madera utilizando un angular tipo *hold-down*. Esta conexión representa una de las más importantes del sistema, pues es la encargada de soportar las cargas de tracción en los montantes laterales (M1 y M5) del muro, y es por eso por lo que se decide analizar su comportamiento ante cargas cíclicas. El análisis se realiza solamente ante cargas de tracción, pues las cargas de compresión no representan un factor determinante en la capacidad de la conexión.

Para iniciar con este análisis, se sometió el espécimen E-E1 a una carga monotónica constante, a una velocidad de 2.54 mm/min, de acuerdo con la norma ASTM D1761 *Standard Test Methods for Mechanical Fasteners in Wood and Wood Based Materials* [46]. La curva de esfuerzo deformación obtenida se muestra en la figura 77, junto con la curva de energía elastoplástica equivalente (EEEP).

Figura 77. Esfuerzo-deformación y EEEP para E-E1



A continuación, se muestra un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 14. Resultados para E-E1

E-E 1		
P_{max}	28.68	kN
Δ_{max}	12.86	mm
$0.4P_{max}$	11.47	kN
$\Delta 0.4P_{max}$	4.69	mm
P_u	24.76	kN
Δ_u	18.52	mm
P_{ced}	27.4	kN
Δ_{ced}	11.2	mm
D	1.65	
K_e	2447.03	kN/m

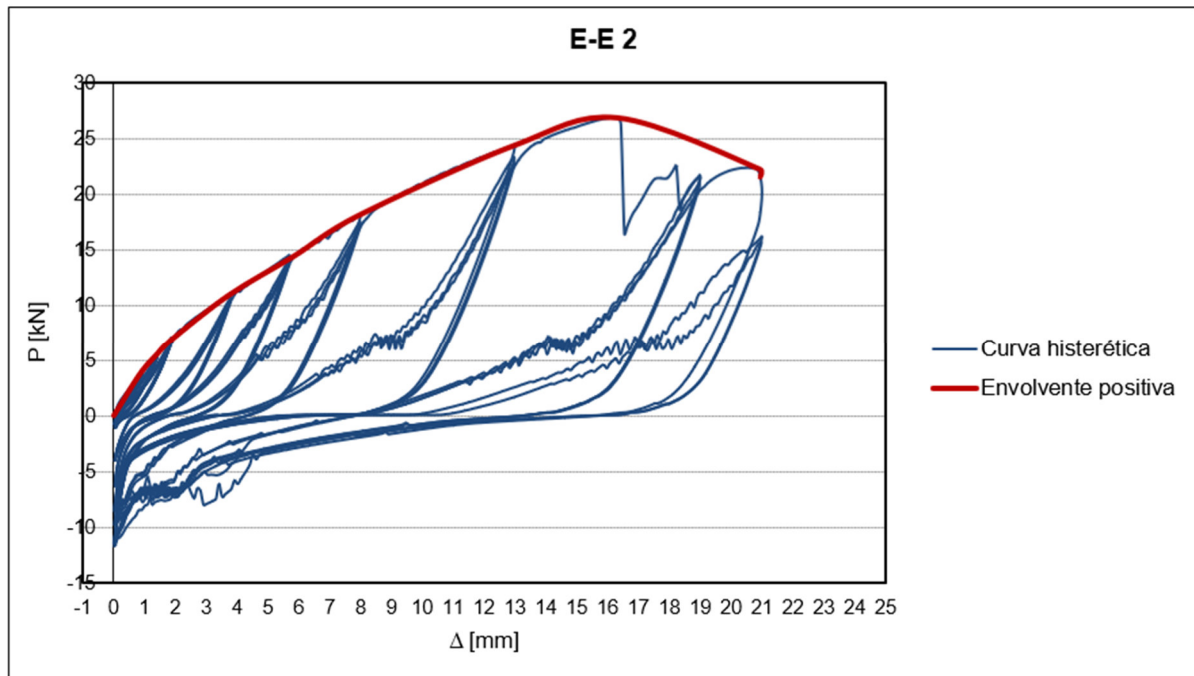
Una vez obtenido el desplazamiento último (Δ_u) de 18.52 mm, se utiliza para calcular los ciclos de carga de la prueba cíclica, de acuerdo con el Método C de la norma ASTM E2126 [31], y cuyos valores se muestran en la tabla 15.

Tabla 15. Ciclos de carga para prueba cíclica en especímenes E-E 2 y 3

Desplazamiento último Δ_u (mm)			18.52		
Ciclo	Repeticiones	Tiempo (s)	Desplazamiento (mm)	Velocidad (mm/sec)	%Δ
1	6	15	0.9	1	5 %
2	7	15	1.4	1	7.5 %
3	7	15	1.9	1	10 %
4	4	15	3.7	1	20 %
5	4	15	5.6	1	30 %
6	3	15	7.4	1	40 %
7	3	15	13.0	1	70 %
8	3	15	18.5	1	100 %
9	3	15	19.4	1	105 %
10	3	15	20.4	1	110 %

Los resultados obtenidos en esta prueba se muestran en la curva de comportamiento histerético de la figura 78, que además incluye la envolvente positiva.

Figura 78. Comportamiento histerético y envolvente E-E2



En la figura 79 se muestra la envolvente positiva de la prueba de carga cíclica, junto con la curva de energía elastoplástica equivalente (EEEEP), lo cual permite obtener los resultados de esta prueba, mostrados en la tabla 16.

Figura 79. Envolvente y EEEP para E-E 2

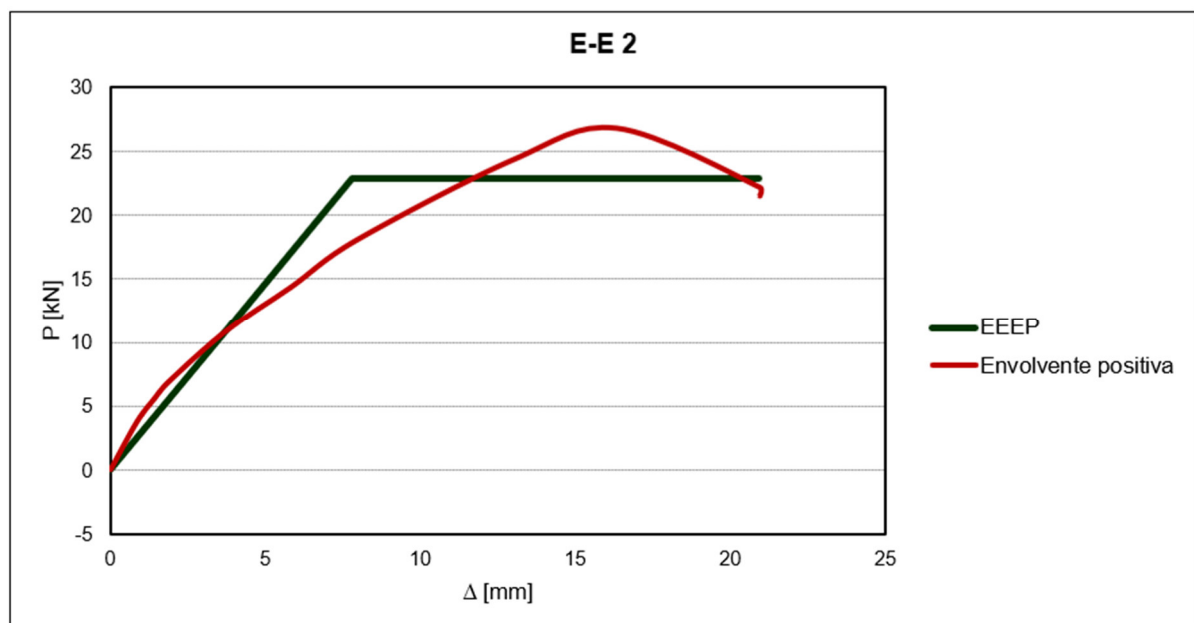


Tabla 16. Resultados para E-E2

E-E 2		
P_{max}	26.81	kN
Δ_{max}	16.32	mm
$0.4P_{max}$	10.72	kN
$\Delta 0.4P_{max}$	3.65	mm
P_u	21.50	kN
Δ_u	20.93	mm
P_{ced}	22.9	kN
Δ_{ced}	7.8	mm
D	2.69	
K_e	2936.09	kN/m

El procedimiento aplicado anteriormente se repitió para E-E3, la cual fue sometida a carga cíclica utilizando el mismo método mencionado anteriormente y obteniendo la curva histerética para cargas de tensión mostrada en la Figura 80. Además, en la figura 81 se presenta la envolvente de esta curva, así como la curva de energía equivalente (EEEEP) que permite obtener la carga y desplazamiento de cedencia (P_{ced} y Δ_{ced}).

Figura 80. Comportamiento histerético y envolvente E-E3

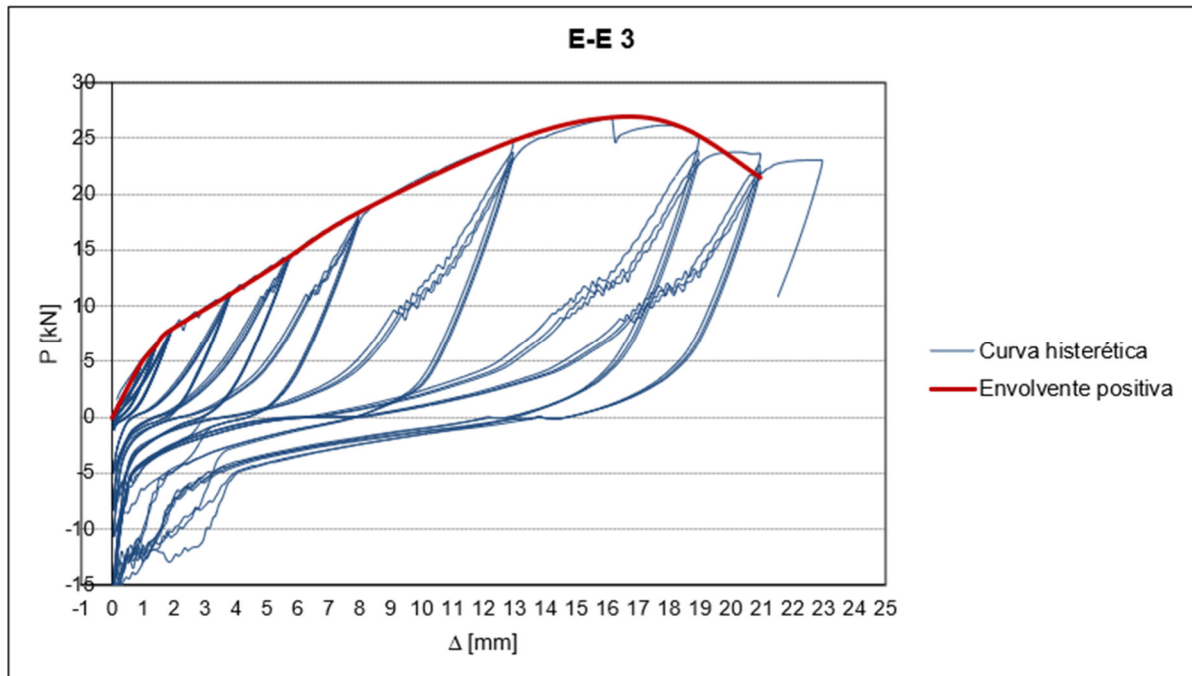


Figura 81. Envolvente y EEEP para E-E3

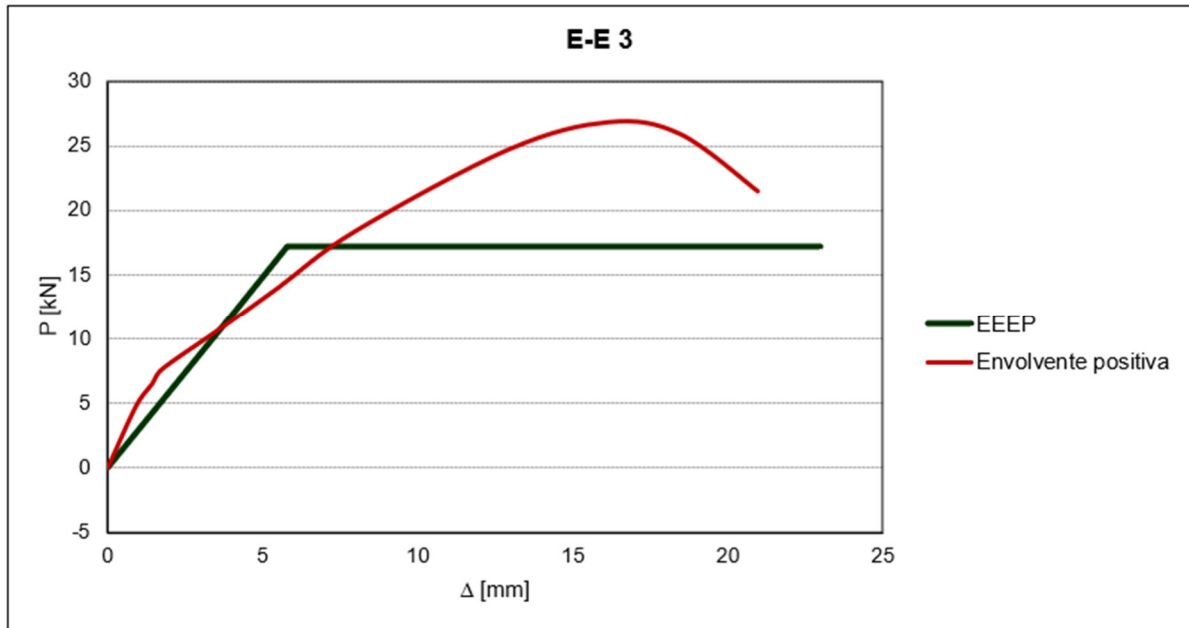


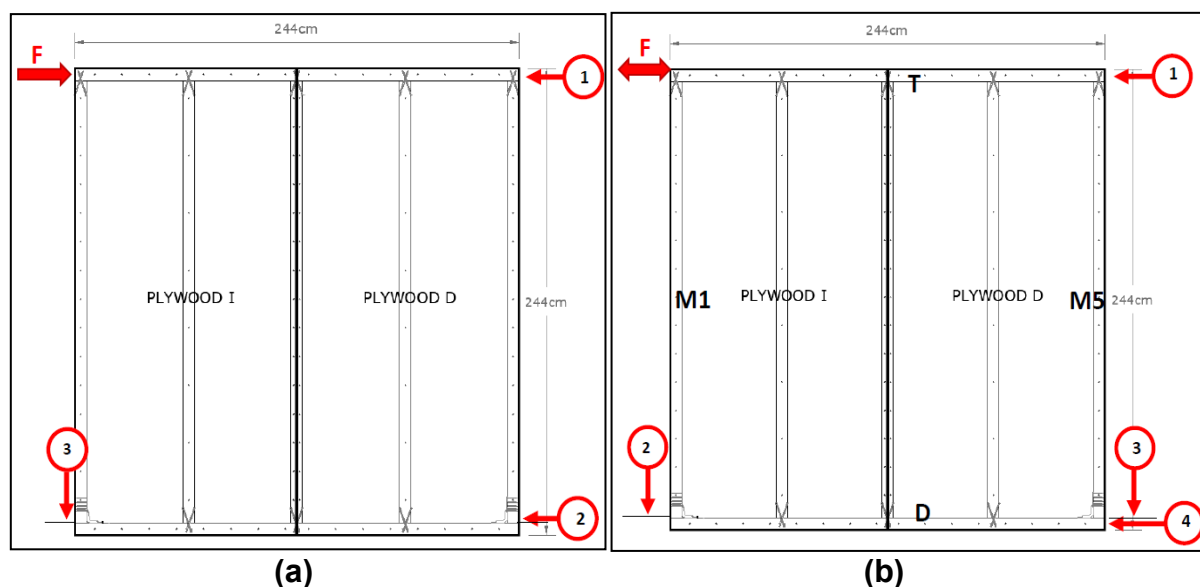
Tabla 17. Resultados para E-E3

E-E 3		
P_{max}	26.85	kN
Δ_{max}	16.18	mm
$0.4P_{max}$	10.74	kN
$\Delta 0.4P_{max}$	3.62	mm
P_u	21.48	kN
Δ_u	20.98	mm
P_{ced}	17.2	kN
Δ_{ced}	5.8	mm
D	3.62	
K_e	2966.42	kN/m

c. MUROS

Para la realización de las pruebas de carga monotónica y cíclica quasi-estática en los especímenes MUROS, uno de los aspectos más importantes para la generación de resultados es la medición de los desplazamientos. A continuación, se muestra la ubicación de los Transformadores Diferenciales de Variación Lineal (LVDT por sus siglas en inglés), para la medición de los desplazamientos. La ubicación de estos elementos se realizó con base a lo establecido en las norma UNE-EN 594 *Métodos de ensayo para la determinación de la resistencia y rigidez al descuadre de los paneles de muro entramado* [22]. En el caso de la prueba de carga monotónica se miden los desplazamientos en tres puntos, pues solamente se requiere el desplazamiento vertical en uno de los lados del muro.

Figura 82. Ubicación de los medidores de desplazamiento (LVDT) para las pruebas de carga monotónica (a) y cíclica (b)



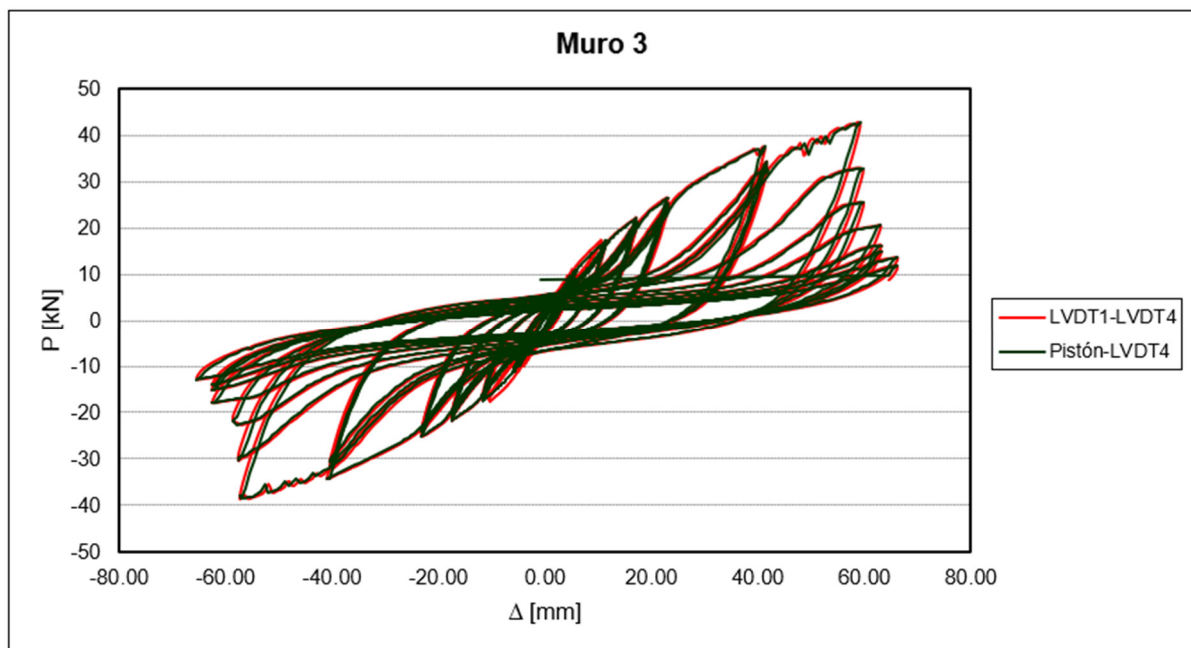
Con respecto a la medición de estos desplazamientos, al momento de la ejecución de las pruebas en laboratorio se presentaron diversos problemas con la medición del desplazamiento horizontal en la esquina superior derecha del muro para obtener el Δ_3 . Los problemas se produjeron por el alcance limitado del LVDT, así como también el desplazamiento del elemento al estar en contacto con la superficie de la madera, por lo que la medición no fue acertada para los MUROS 1 y 2, y en el MURO3 se corrigen ambos problemas colocando una pletina metálica, como se muestra en la figura 83. Ante este escenario, para todos los muros se contempla el desplazamiento horizontal superior utilizando el desplazamiento reportado por el pistón hidráulico. Como se ve en la figura 84, correspondiente a la curva

Figura 83. Colocación de platina metálica para correcto funcionamiento del LVDT1 en Muro 3



histerética del MURO3 donde se resolvieron los problemas del LVDT, no se presenta una mayor variación en los resultados utilizando el desplazamiento del pistón hidráulico en lugar del desplazamiento reportado por el LVDT. Como lo establece la norma, el desplazamiento que se debe contemplar es sin desplazamiento de cuerpo rígido, es decir, restando el desplazamiento horizontal en la parte inferior del muro (punto 2 para monotónica y 4 para cíclica) al desplazamiento horizontal en la parte superior (punto 1), para así contemplar únicamente lo que se desplazó el muro en sí, sin contemplar el desplazamiento que pudo haber ocurrido en la conexión con la base.

Figura 84. Desplazamiento medido con el pistón vs. LVDT1 para MURO 3



Para conocer el comportamiento ante cargas paralelas al plano del muro de entramado ligero en su conjunto, el primer paso fue someter este elemento a cargas monotónicas en una sola dirección, para así obtener los valores límites con base a los cuáles se podrían realizar las pruebas de carga cíclica quasi-estática. En la figura 85 se presenta la curva de esfuerzo-deformación del MURO1 sometido a carga en una sola dirección, y en la tabla 18 se muestran los resultados para esta prueba.

Figura 85. Esfuerzo-deformación y EEEP para MURO1

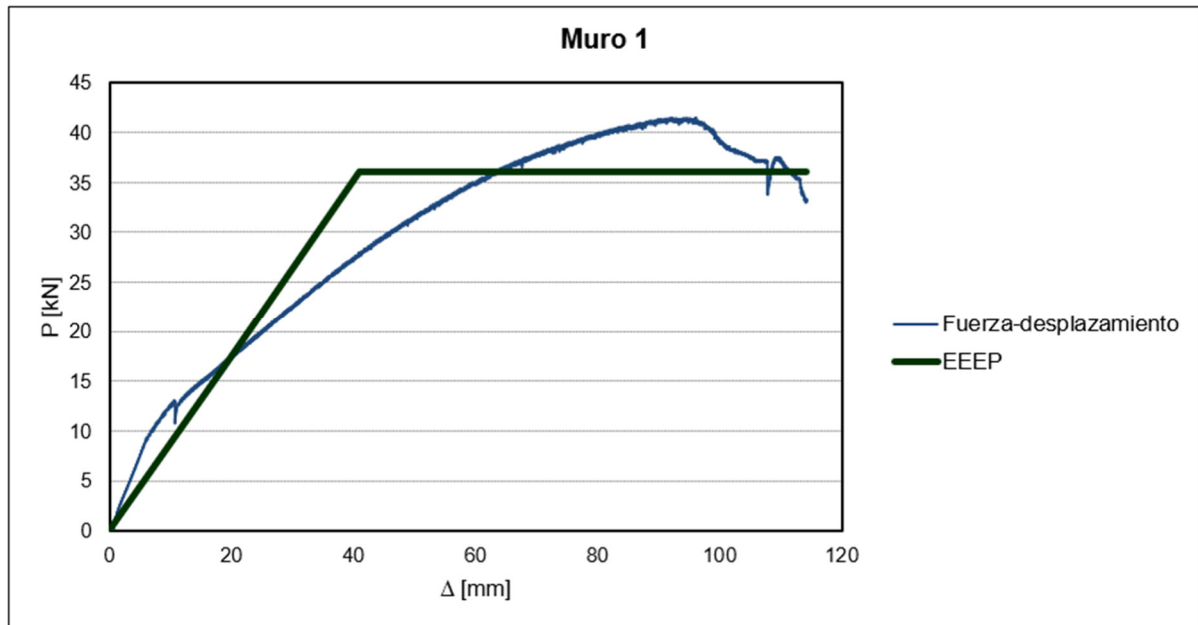


Tabla 18. Resultados para MURO 1

MURO 1		
P_{max}	41.50	kN
Δ_{max}	94.47	mm
$0.4P_{max}$	16.60	kN
$\Delta 0.4P_{max}$	18.82	mm
V_{max}	17.01	kN/m
$G'P_{max}$	439.34	kN/m
$G'0.4P_{max}$	882.03	kN/m
K_e	882.03	kN/m
P_u	33.20	kN
Δ_u	114.24	mm
P_{ced}	36.1	kN
Δ_{ced}	40.9	mm
D	2.79	

Posteriormente, con base a los valores de resistencia límite del muro obtenidos en la prueba monotónica, se procede con el cálculo y preparación de los ciclos de carga para la prueba cíclica quasi-estática, utilizando el Método C de la norma ASTM E2126 *Cyclic (reversed) load test for shear resistance of vertical elements of the lateral force resisting systems for buildings* [31]. En esta norma, se establece que el desplazamiento último (Δ_u) utilizado para el cálculo del desplazamiento límite en cada ciclo de carga, no puede ser mayor al 2,5 % de la altura del muro, la cual es igual a 2440 mm. Por lo tanto, a pesar de que el Δ_u obtenido en la prueba monotónica es de 114.24 mm, se utiliza un Δ_u igual a 61 mm, correspondiente al valor límite establecido en la norma. Los valores y ciclos de carga se muestran en la tabla 19.

Tabla 19. Ciclos de carga para prueba cíclica en MUROS 2 y 3

Desplazamiento último Δu (mm)			61	
Ciclo	Repeticiones	Desplazamiento (mm)	Velocidad (mm/sec)	% Δ
1	6	3.1	1	5 %
2	7	4.6	1	7.5 %
3	7	6.1	1	10 %
4	4	12.2	1	20 %
5	4	18.3	1	30 %
6	3	24.4	2	40 %
7	3	42.7	3	70 %
8	3	61.0	4	100 %
9	3	64.1	4	105 %
10	3	67.1	4	110 %
11	3	70.2	5	115 %
12	3	73.2	5	120 %
13	3	76.3	5	125 %
14	3	79.3	5	130 %
15	3	82.4	5	135 %

Los resultados en la prueba de carga cíclica quasi-estática para el MURO2 se muestran en las siguientes figuras, donde se muestra la curva histerética del muro con sus respectivas envolventes positivas y negativas. Posteriormente se muestran las envolventes, y las curvas de energía elastoplástica equivalente (EEEP), para así establecer los valores límites y resultados mostrados en la tabla 20.

Figura 86. Comportamiento histerético y envolventes MURO 2

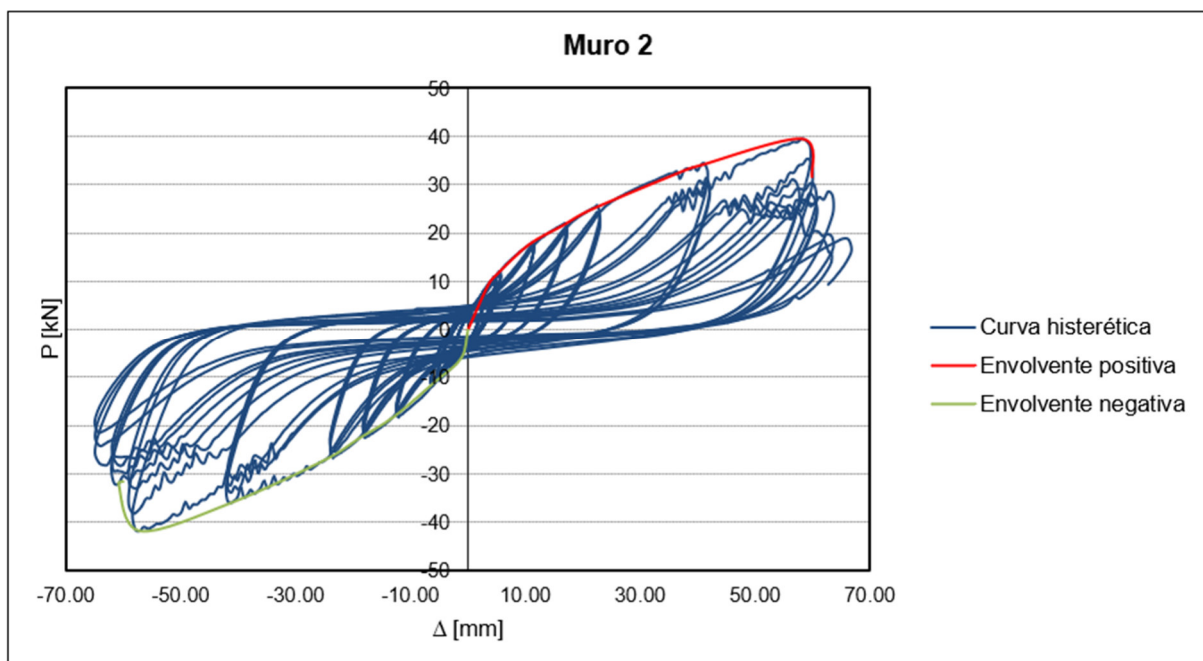


Figura 87. Envolventes y EEEP para MURO 2

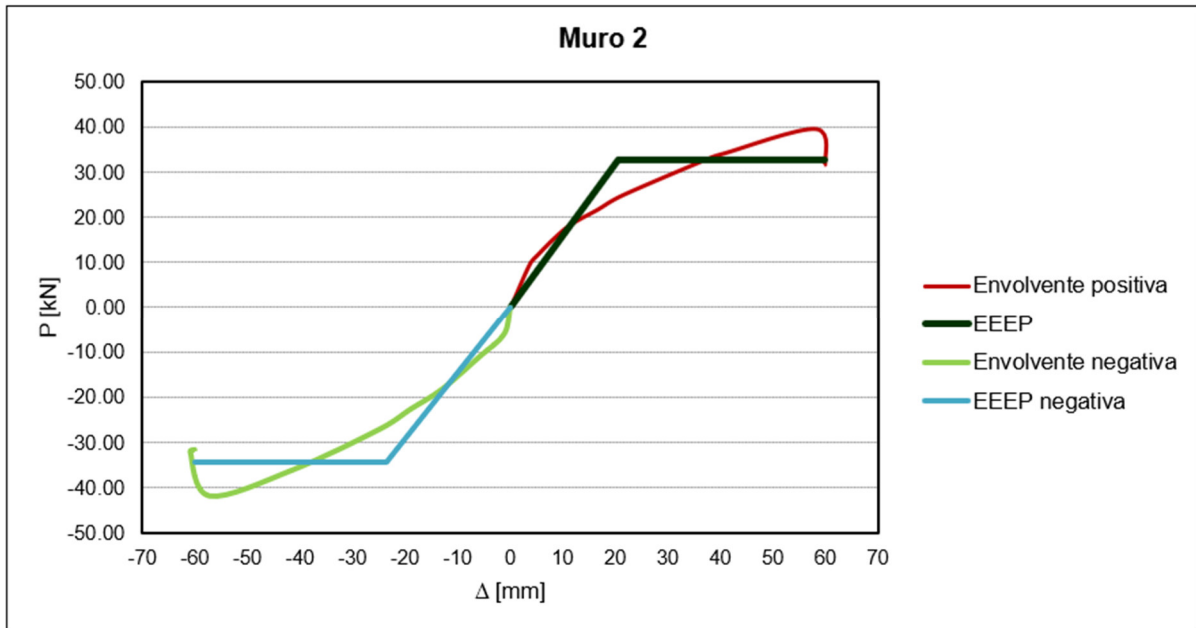


Tabla 20. Resultados para MURO 2

Positivos			Negativos		
P_{max}	39.50	kN	P_{max}	-41.83	kN
Δ_{max}	58.53	mm	Δ_{max}	-57.10	mm
$0.4P_{max}$	15.80	kN	$0.4P_{max}$	-16.73	kN
$\Delta 0.4P_{max}$	9.99	mm	$\Delta 0.4P_{max}$	-11.46	mm
V_{max}	16.19	kN/m	V_{max}	-17.14	kN/m
$G'P_{max}$	674.84	kN/m	$G'P_{max}$	732.57	kN/m
$G'0.4P_{max}$	1581.39	kN/m	$G'0.4P_{max}$	1459.43	kN/m
K_e	1581.39	kN/m	K_e	1459.43	kN/m
P_u	31.60	kN	P_u	-31.60	kN
Δ_u	59.91	mm	Δ_u	-60.00	mm
P_{ced}	32.6	kN	P_{ced}	-34.5	kN
Δ_{ced}	20.6	mm	Δ_{ced}	-23.7	mm
D	2.90		D	2.54	

El procedimiento aplicado anteriormente se aplicó de la misma manera en el MURO3, para así obtener resultados más confiables y verídicos, y eliminar la posibilidad de afectación por condiciones particulares de uno de los muros fallados.

Los resultados del MURO3 se muestran en las siguientes figuras, donde se presentan la curva histerética del muro junto con sus envolventes positiva y negativa. Luego se presenta la envolvente positiva y su respectiva curva de energía elasto-plástica equivalente, y finalmente se presentan los resultados de este muro en la tabla 21.

Figura 88. Comportamiento histerético y envolventes MURO 3

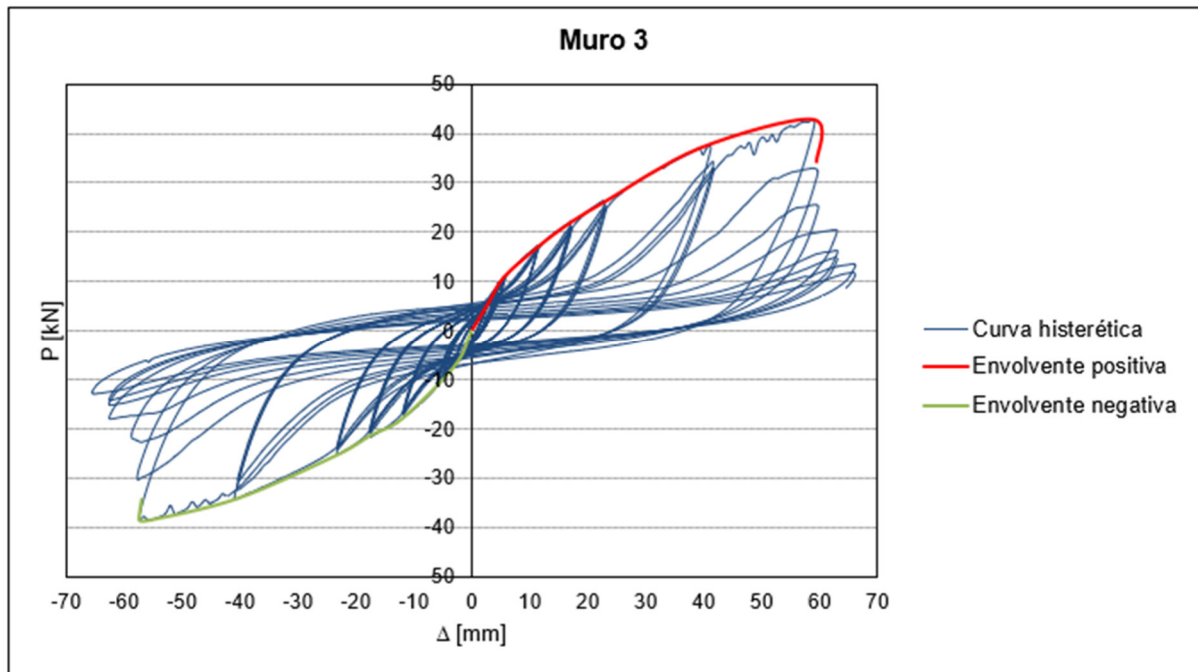


Figura 89. Envolventes y EEEP para MURO 3

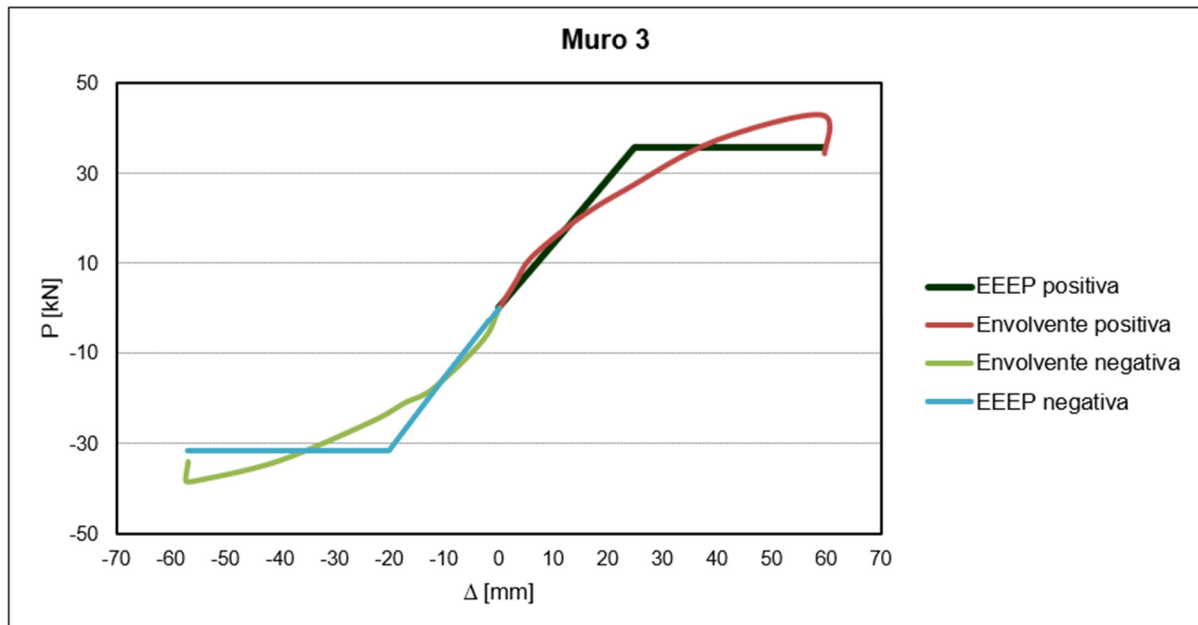


Tabla 21. Resultados para MURO 3

Positivos			Negativos		
P_{max}	42.82	kN	P_{max}	-38.57	kN
Δ_{max}	58.86	mm	Δ_{max}	-55.76	mm
$0.4P_{max}$	17.13	kN	$0.4P_{max}$	-15.43	kN
$\Delta 0.4P_{max}$	11.92	mm	$\Delta 0.4P_{max}$	-9.86	mm
V_{max}	17.55	kN/m	V_{max}	-15.81	kN/m
$G'P_{max}$	727.49	kN/m	$G'P_{max}$	691.71	kN/m
$G'0.4P_{max}$	1436.80	kN/m	$G'0.4P_{max}$	1565.30	kN/m
K_e	1436.80	kN/m	K_e	1565.30	kN/m
P_u	34.26	kN	P_u	-34.26	kN
Δu	59.54	mm	Δu	-56.87	mm
P_{ced}	35.8	kN	P_{ced}	-31.6	kN
Δ_{ced}	24.9	mm	Δ_{ced}	-20.2	mm
D	2.39		D	2.81	

d. Densidad y Contenido de Humedad

Inicialmente, a la llegada de los materiales al LANAMME, se tomaron medidas de densidad y contenido de humedad, para así tener un parámetro de partida, y conocer las propiedades iniciales del material. En las tablas 22 y 23 se muestran los resultados de dichos cálculos

Tabla 22. Densidad inicial madera y tablero

	Medición	Ancho(mm)	Largo(mm)	Alto(mm)	Masa	Volumen	Densidad
		Promedio	Promedio	Promedio	(g)	(mm ³)	(kg/m ³)
Madera Laurel	1	66.66	91.15	49.89	110.18	303145.7	363.46
	2	66.94	90.91	52.13	128.64	317213.5	405.53
	3	67.18	90.96	49.53	113.77	302673.7	375.88
						Promedio	381.62
Plywood	1	12.34	100.51	99.56	65.95	123446.1	534.24
	2	12.43	101.70	99.16	65.01	125351.3	518.65
	3	12.33	102.28	100.05	63.05	126174.4	499.73
						Promedio	517.54

Tabla 23. Contenido de Humedad (CH) inicial de madera y tablero

	Hora	9:50 AM	10:50 AM	11:50 AM	Masa seca (g)	Masa original (g)	Contenido Humedad
	Medición	1	2	3			
	Muestra	Prom.	Prom.	Prom.			
Laurel	1	98.80	98.70	98.73	98.74	110.18	11.58 %
	2	108.87	108.81	108.85	108.84	128.64	18.19 %
	3	99.83	99.74	99.84	99.80	113.77	14.00 %
						Promedio	14.59 %
Plywood	1	58.87	58.87	58.87	58.87	65.95	12.03 %
	2	58.20	58.20	58.20	58.20	65.01	11.71 %
	3	56.70	56.72	56.72	56.71	63.05	11.18 %
						Promedio	11.64 %

Una vez realizadas las pruebas de carga en los muros y los especímenes de conexión individual, se tomaron pequeñas muestras de los materiales utilizados, y se midió nuevamente su densidad y contenido de humedad, para así obtener un dato de la variación presentada, y cómo esto pudo haber afectado los datos y resultados obtenidos. En las tablas 24 y 25 se muestran los resultados de estas propiedades para los muros.

Tabla 24. Densidad para materiales de los Muros

			Ancho(mm)	Largo(mm)	Alto(mm)	Masa	Volumen	Densidad
Muro		Medición	Promedio	Promedio	Promedio	(g)	(mm ³)	(kg/m ³)
Madera Laurel	1	1	66.21	90.74	53.98	118.44	324314.41	365.20
		2	66.38	90.66	51.30	125.37	308708.45	406.11
		3	66.33	90.53	49.40	108.36	296659.85	365.27
	2	1	66.59	91.11	51.57	128.33	312887.41	410.15
		2	66.41	91.36	53.78	130.75	326298.81	400.71
		3	66.37	90.98	53.50	131.97	323039.49	408.53
	3	1	65.66	90.39	51.59	114.18	306191.27	372.90
		2	66.24	90.64	51.78	115.98	310895.37	373.05
		3	66.39	90.41	51.17	112.03	307158.72	364.73
							Promedio	385.18
Plywood	1	1	100.58	100.17	12.22	63.63	123151.31	516.68
		2	101.24	99.26	12.22	62.92	122807.95	512.34
		3	98.28	101.05	12.24	65.09	121590.92	535.32
	2	1	99.62	102.80	12.12	70.74	124094.18	570.05
		2	100.91	102.78	12.11	74.21	125633.80	590.69
		3	103.36	101.82	12.15	72.76	127903.02	568.87
	3	1	102.28	98.65	12.20	59.1	123059.26	480.26
		2	99.65	102.84	12.17	59.70	124718.36	478.68
		3	100.85	99.08	12.19	61.39	121834.42	503.88
							Promedio	521.45

Tabla 25. Contenido de Humedad para los materiales de los muros

	Muro	Hora	2:00 PM	3:00 PM	4:00 PM	Masa seca	Masa original	CH
		Medición	1	2	3			
		Muestra	Prom.	Prom.	Prom.	(g)	(g)	
Laurel	1	1	104.45	104.48	104.48	104.47	118.44	13.37 %
		2	109.42	109.46	109.45	109.44	125.37	14.55 %
		3	95.42	95.45	95.43	95.43	108.36	13.55 %
	2	1	111.16	111.16	111.16	111.16	128.33	15.45 %
		2	114.22	114.25	114.23	114.23	130.75	14.46 %
		3	114.83	114.87	114.85	114.85	131.97	14.91 %
	3	1	100.89	100.94	100.92	100.92	114.18	13.14 %
		2	102.31	102.32	102.31	102.31	115.98	13.36 %
		3	98.73	98.79	98.78	98.77	112.03	13.43 %
						Promedio	14.02 %	
Plywood	1	1	57.42	57.41	57.41	57.41	63.63	10.83 %
		2	56.79	56.79	56.79	56.79	62.92	10.79 %
		3	58.79	58.83	58.80	58.81	65.09	10.68 %
	2	1	63.87	63.89	63.88	63.88	70.74	10.74 %
		2	66.90	66.95	66.92	66.92	74.21	10.89 %
		3	65.75	65.75	65.75	65.75	72.76	10.66 %
	3	1	53.14	53.12	53.13	53.13	59.1	11.24 %
		2	53.76	53.81	53.78	53.78	59.70	11.00 %
		3	55.33	55.31	55.32	55.32	61.39	10.97 %
						Promedio	10.87%	

X. Análisis de resultados

Con base en la información recopilada durante las fases previas y la campaña experimental, esta sección presenta un análisis integral. El objetivo es proporcionar contribuciones sustanciales que impulsen la generación de conclusiones y recomendaciones esenciales para el estudio y la implementación del sistema propuesto en proyectos de entramado ligero en el contexto específico de Costa Rica.

Para la formulación de esta investigación, inicialmente se llevó a cabo una comparación de las propiedades mecánicas de diversas maderas, con base en los estándares establecidos por la norma europea UNE-EN 338 [25] y la norma costarricense INTE C100:2020 [13], que se fundamenta en la norma norteamericana ANSI/AF&PA NDS-2015 [36]. Esta equiparación, aunque preliminar, establece un punto de referencia inicial. Abordar un análisis exhaustivo de la comparación con normativas diversas representa un desafío significativo en la búsqueda de generar información valiosa en el contexto costarricense. Se reconoce la necesidad de profundizar en esta equiparación, incluyendo la identificación de las diferentes clases de resistencia de la madera en Costa Rica. Este paso adicional permitirá dotar a la industria de herramientas más sólidas para la comercialización efectiva de la madera en el país.

La evaluación de la capacidad de resistencia ante carga lateral del muro constituye el primer parámetro analizado para respaldar el sistema propuesto. La tabla 26 presenta la capacidad de esfuerzo máximo (P_{max}) de los muros de entramado ligero propuestos y de las capacidades según los códigos de referencia de diseño, e investigaciones similares llevadas a cabo en Costa Rica y a nivel internacional. Los porcentajes detallados representan la diferencia de la capacidad de cada muro con respecto a la capacidad del muro de la presente investigación. Este análisis permite contextualizar y validar la eficacia del sistema propuesto en términos de resistencia ante cargas laterales.

La evaluación de la capacidad de carga de los muros de entramado ligero en esta investigación revela variaciones con respecto a las resistencias establecidas por los códigos y las investigaciones anteriores. Es evidente que los valores de resistencia proporcionados por los códigos son conservadores, reflejando la precaución inherente al trabajar con un material tan variable como la madera, asegurando así un respaldo seguro en su aplicación.

La variación entre la capacidad de carga real del muro y los valores establecidos en los códigos no se considera excesivamente alta. Esto sugiere que las normativas buscan mantener parámetros realistas, evitando costos excesivos e innecesarios en el diseño y la ejecución de proyectos de construcción en madera. Este análisis proporciona una perspectiva valiosa sobre la adecuación de los códigos en el contexto específico de la investigación, contribuyendo a la comprensión de la relación entre las normativas y el rendimiento real del sistema propuesto.

Tabla 26. Comparativa de resistencias de capacidad de carga lateral para muros de entramado ligero

Referencia	Descripción	Carga máxima P_{max} (kN)	Longitud (m)	Capacidad cortante (kN/m)	Comparación con respecto a MURO
	MURO1	41.50	2.44	17.01	-
	MURO 2	39.50	2.44	16.18	
	MURO 3	42.82	2.44	17.54	
	PROMEDIO MURO	41.27	2.44	16.91	-
UNE-EN1995 [21]	9.2.4.2 Análisis simplificado diafragmas de muros-Método A	26.39	2.44	10.81	-36%
SDWPS 2015 [29]	Table 4.3A Nominal unit Shear Capacities for Wood-Frane Shear Walls	24.18	2.44	9.91	-41.44%
Salas, B. [8]	Estructura madera pino radiata, láminas contrachapado 9 mm por ambos lados, separación clavos 150 mm	21.20	2.44	8.3	-50%
Robles, A. [17]	Estructura madera pino radiata, láminas contrachapado 9 mm por ambos lados, separación clavos 150 mm	42.2	2.44	17.3	+2.3%
Leiva-Leiva, T; Moya, R; Navarro-Mora, A [18]	Estructura madera <i>Gmelina Arborea</i> , con diagonales de rigidez, sin tablero, ensamblada con tornillos	11.9	2.44	4.88	-71%
Boudaud, C. [19]	Estructura madera pino, lámina OSB 12 mm por un solo lado, separación clavos 150 mm, clavos 2.1x45 mm con carga vertical 6kN	13.5	2.40	5.63	-66%

En comparación con investigaciones anteriores, los diversos porcentajes de variación en los resultados se originan por distintas razones. En el caso de la investigación de Salas, a pesar de que inicialmente se espera que el sistema propuesto tenga una capacidad de carga mayor, los inconvenientes durante la construcción de los especímenes y la ejecución de las pruebas redujeron significativamente los resultados obtenidos. Problemas con la viga de carga utilizada provocaron que el anclaje al sistema de carga fallara antes que el muro. Además, la falta de elementos de anclaje vertical ante cargas de tensión en la estructura del muro, platinas tipo *hold-down*, también disminuyó significativamente la capacidad del muro.

Estos problemas fueron abordados por Robles en su investigación, donde se implementaron platinas de anclaje de tensión. Sin embargo, se observa un exceso en la colocación de estas platinas, distribuyéndolas en todos los montantes, a pesar de que los códigos mencionan que estos anclajes deberían colocarse solamente en las esquinas de la estructura, considerando el efecto rigidizador del tablero. Aunque, en principio, la resistencia debería haber sido superior en esta investigación en comparación con la presente, esto no fue así debido a la baja calidad de los clavos utilizados, lo que redujo significativamente la capacidad de carga lateral del muro. Además, la estructura fue construida con elementos de 50x100 mm, lo que resultó en fallos a tensión en los montantes laterales. Este análisis pone de manifiesto la influencia crítica de la calidad de los clavos en la capacidad de carga lateral del muro, considerando aspectos como el material, acabado, dimensiones e instalación. Asimismo, se observa una clara influencia de la dimensión de los montantes en la capacidad del muro, mientras que no se evidencia ninguna influencia significativa del tipo de madera utilizada.

En relación con la investigación de Leiva, Moya y Navarro, se utiliza para comparar la diferencia en la resistencia que puede generar la colocación de un tablero en contraposición a la posible resistencia proporcionada por diagonales como parte de la estructura. La notable reducción del 71 % en la resistencia, en comparación con el muro de la presente investigación, subraya la eficacia del método de colocar un tablero para soportar cargas paralelas al plano. Además, se destaca que la instalación del tablero es mucho más simple y eficiente en comparación con la colocación de diagonales, que implica numerosos cortes, perforaciones y otros detalles que complican la construcción. Este análisis resalta la superioridad del método de tablero no solo en términos de resistencia sino también en cuanto a practicidad y facilidad de implementación en proyectos de entramado ligero. Además, el tablero puede aislar la estructura del agua externa, ampliamente empleado en el sistema constructivo de entramado ligero para preservar a la madera del contacto directo con el agua.

Con respecto a la investigación realizada por Boudaud, se observa un aumento del 66% en la resistencia del muro propuesto en la presente investigación. Este incremento puede atribuirse a varios factores identificados durante el análisis comparativo. En primer lugar, se destaca la calidad de los clavos utilizados en la presente investigación, considerados de mayor calidad y resistencia ante cargas laterales en comparación con los empleados por Boudaud. Esta diferencia en la calidad de los elementos de fijación contribuye significativamente al aumento de la resistencia observado. Además, se señala que la elección de tableros de madera contrachapada en la presente investigación, en lugar de tableros de fibras orientadas (OSB) utilizados por Boudaud, aporta mayor rigidez y resistencia al descuadre al sistema, lo cual puede ser producto del espesor o capacidad de los tableros específicos seleccionados. Este aspecto incide positivamente en la capacidad global del muro para resistir cargas laterales. Por último, se subraya la influencia de los elementos de anclaje vertical en las zonas de tensión, utilizando conectores WKR13535 de Rothoblaas en la presente investigación frente a los de menor capacidad empleados por Boudaud. Estos factores combinados contribuyen

a que el fallo del muro en la investigación de Boudaud se produzca a una carga significativamente menor. Estos resultados resaltan la importancia de considerar la calidad de los materiales y conectores en la búsqueda de optimizar la resistencia y rendimiento de los muros de entramado ligero

Uno de los aspectos de mayor relevancia en esta investigación es la evaluación de la influencia de la especie de madera seleccionada en la capacidad de carga lateral de un muro de entramado ligero. Se concluye que esta influencia es relativamente baja en comparación con otros factores destacados anteriormente. Aunque la especie de madera a través de su densidad puede incidir directamente en el valor de algunas variables, como lo son la conexión del tablero a la estructura, la resistencia de la platina de anclaje a tracción tipo *hold-down*, la rigidez lateral del tablero, o las dimensiones de los montantes, el cambio de una especie a otra puede tener un impacto mínimo en la capacidad global del sistema. Lo esencial radica en asegurar que la sección utilizada en los montantes sea capaz de resistir las cargas a las que se somete, especialmente las cargas de tensión en los montantes laterales. Este hallazgo enfatiza la importancia de priorizar otros factores de diseño y construcción, como la calidad de las conexiones, la capacidad de los elementos de anclaje, la rigidez del tablero y las dimensiones estructurales, sobre la elección específica de la especie de madera.

Las curvas de tensión-deformación, derivadas de las pruebas realizadas en los conectores o sistemas bajo carga, permiten generar criterios valiosos de discusión. Discernir los tramos elásticos y plásticos inherentes a cada espécimen, constituye el primer elemento de análisis. La discriminación entre estos tramos se alcanza mediante la incorporación de la curva de energía elastoplástica equivalente (EEEP), cuya área inferior es equiparable al área bajo la curva de fuerza-desplazamiento en casos de carga monotónica, y al área bajo la curva envolvente en el escenario de carga cíclica quasi-estática. En el intervalo elástico, se observa una relación casi lineal entre la fuerza aplicada y el desplazamiento, indicando que, en este dominio, la retirada de la carga permite que el elemento regrese a su posición inicial. Por otro lado, en el rango plástico, la relación es no lineal, caracterizándose por un incremento mínimo de carga acompañado de un desplazamiento significativo. Este segmento, conforme a las curvas obtenidas y en concordancia con las directrices normativas, se manifiesta a partir del $0,4P_{max}$. En consecuencia, se infiere que el comportamiento de los especímenes fallados ha seguido conforme a lo anticipado, evidenciando la plasticidad de los conectores y su pérdida de resistencia y rigidez, resultado de la degradación provocada por las cargas aplicadas.

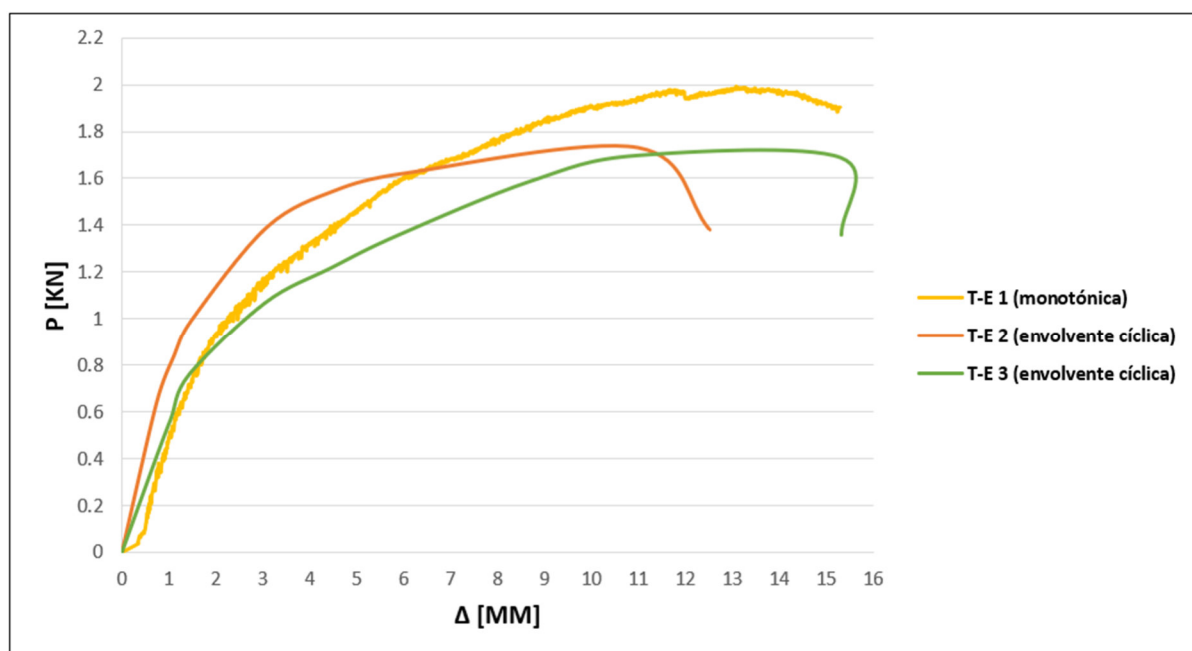
La realización de las pruebas de carga cíclica requiere de la ejecución de pruebas de carga monotónica sobre los especímenes, para establecer el desplazamiento último y la fuerza máxima resistida por la probeta. A partir de este dato se generan los ciclos de carga para la prueba cíclica quasi-estática, de donde se obtienen las capacidades mediante la envolvente. Este ejercicio permite también analizar la diferencia entre la capacidad de carga de los especímenes ante una fuerza en un sentido (carga monotónica), y la capacidad de carga cuando se someten a carga en ambos sentidos (carga cíclica quasi-estática), provocando un desgaste en el conector y generando una potencial disminución en la capacidad. Como se observa

en la figura 90, en el caso de la conexión del tablero al entramado(T-E), se presenta una reducción en la carga máxima (P_{max}) de la conexión debido a la degradación que sufre el conector por la reversión de las cargas y por el aplastamiento parcial de la madera en las inmediaciones del conector. Como se observa también en la tabla 27, en la zona elástica, la rigidez de los tres especímenes es muy parecida, pero la capacidad de carga máxima del conector es menor en las cargas cíclicas que en la carga monotónica, hecho fácilmente justificable por la forma en la que se aplica la carga. Además, en el caso del desplazamiento máximo (Δ_{max}) de las pruebas T-E también se observa cómo las pruebas de carga cíclica la falla del conector se produce con un desplazamiento menor que las monotónicas.

Tabla 27. Comparativa de resultados

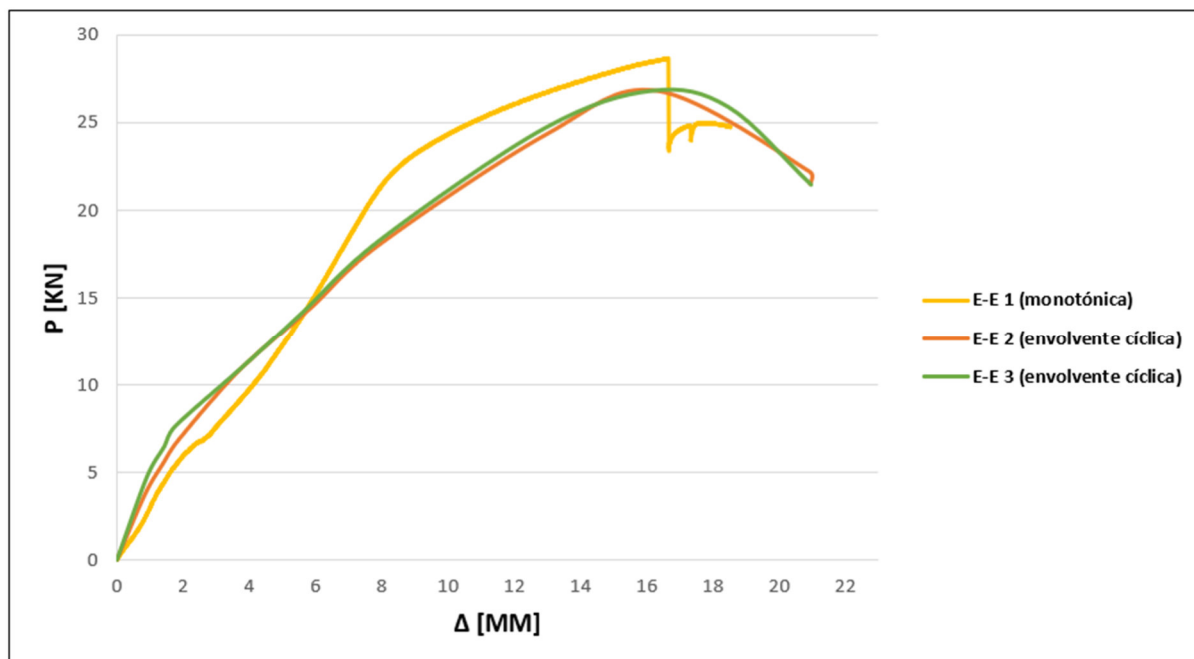
Espécimen	Ductilidad	P_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)	P_{ced} (kN)	Δ_{ced} (mm)	k_e (kN/m)
T-E 1 (monotónica)	4.30	1.99	13.20	1.75	3.62	488.68
T-E 2 (cíclica)	6.68	1.73	10.98	1.54	1.93	827.55
T-E 3 (cíclica)	4.40	1.70	10.99	1.53	3.54	438.67
E-E 1(monotónica)	1.65	28.68	12.86	27.42	11.25	2447.03
E-E 2 (cíclica)	2.69	26.81	16.32	22.91	7.86	2936.09
E-E 3 (cíclica)	3.62	26.85	16.18	17.21	5.87	2966.42
Muro 1 (monotónica)	2.80	41.5	94.47	36.15	40.98	882.03
Muro 2 (cíclica)	2.92	39.5	58.53	32.62	20.69	1581.39
Muro 3 (cíclica)	2.43	42.82	58.86	35.82	24.90	1436.8

Figura 90. Capacidad ante carga lateral Tablero-Estructura (T-E)



Un efecto similar se nota en la figura 91, la cual muestra los resultados para los especímenes de las conexiones internas de la estructura (E-E). En este caso, la probeta E-E1, sometida a carga monotónica, tiene una mayor capacidad de carga (P_{max}) que las curvas envolventes de las pruebas cíclicas en las otras dos especímenes. Sin embargo, en el caso de la prueba de carga monotónica, la falla es más repentina y abrupta, lo cual no sucede con las pruebas de carga cíclica. Esto también se hace evidente con los desplazamientos máximos (Δ_{max}) relacionados con la carga máxima, donde el desplazamiento de la prueba monotónica es menor que el desplazamiento alcanzado en las pruebas cíclicas. Esto se debe a que, en la primera prueba se lleva el conector hasta el punto de falla en un solo sentido, mientras que en las pruebas cíclicas el conector falla paulatinamente, aprovechando su ductilidad, lo cual se muestra en el valor adimensional correspondiente, que es mayor en las pruebas de carga cíclica. Con respecto al punto de cedencia, donde el espécimen pasa del rango elástico al rango plástico, esta transición se da en un valor menor en las pruebas de carga cíclica, es decir, que estas probetas pasan al rango plástico más rápidamente, pero se mantiene ahí por un plazo importante gracias a su alta ductilidad.

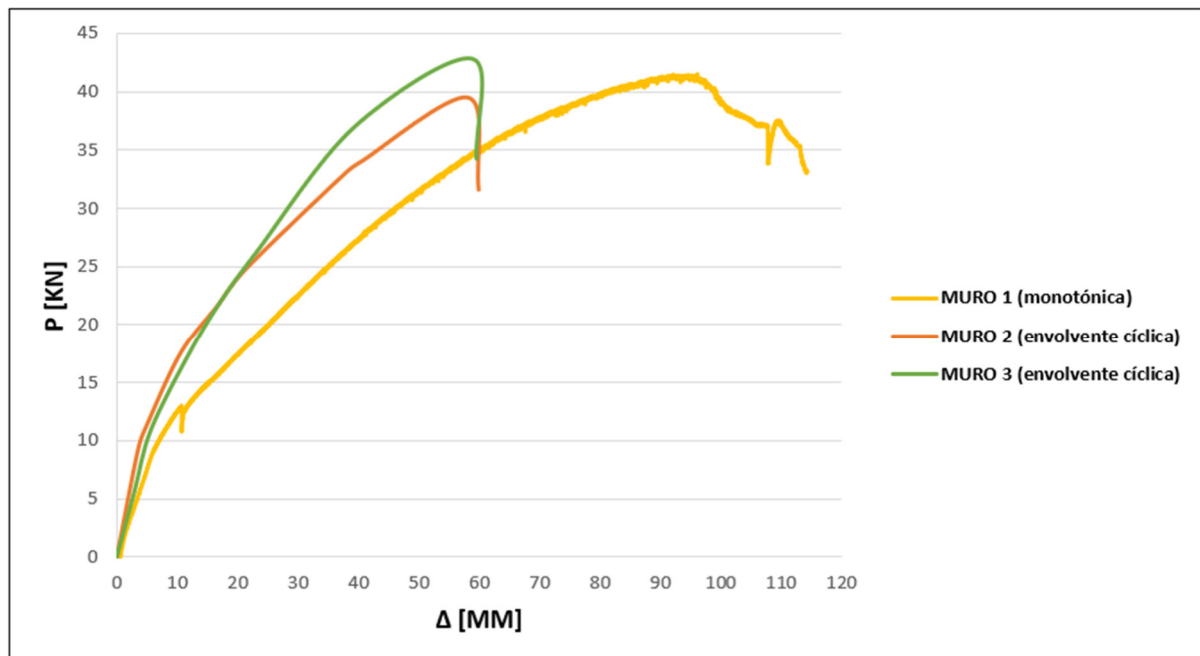
Figura 91. Capacidad ante carga lateral Entramado-Entramado (E-E)



En el caso de los muros, se observa gráficamente en la figura 92 que el espécimen sometido a carga monotónica en un solo sentido cuenta con una menor rigidez en la fase elástica y con un mayor desarrollo en la zona plástica con respecto a los especímenes sometidos a carga cíclica, ya que la curva abarca un desplazamiento menor. Sin embargo, según se muestra en los datos de la tabla 27, el valor adimensional de la ductilidad se mantiene similar entre los tres especímenes. Esto

se genera porque este valor se obtiene a través del método de curva de energía elastoplástica equivalente (EEEP). Esta simplificación bilineal puede llegar a dar valores de ductilidad bajos, pues se determina que el punto de transición al rango plástico se da en un valor mayor al observado en la curva base. Esto nos permite establecer que este método castiga un poco la ductilidad de los muros, llevando este valor a un rango conservador. Además, se observa tanto en la gráfica como en la comparación de resultados que en el caso de los especímenes sometidos a carga cíclica quasi-estática se presentó un desplazamiento máximo menor que el presentado en la prueba de carga monotónica. Esto respalda lo comentado en el análisis de los conectores, donde se nota una incidencia en la resistencia del desgaste por las cargas cíclicas y la iteración de cargas en dos sentidos, degradando el material y disminuyendo su capacidad, provocando una falla con un menor desplazamiento.

Figura 92. Capacidad ante carga lateral, muros



La ductilidad de una estructura es la capacidad que tiene para deformarse manteniendo la resistencia. En el diseño sísmico se analiza no solo la resistencia de la estructura, sino su rigidez y ductilidad [7]. En el caso de las estructuras de madera, esta ductilidad se logra a través de los conectores metálicos, ya que estos permiten una disipación de energía y una falla dúctil, mientras que la madera tiene una falla frágil. En la tabla 27 se presentan los resultados de ductilidad de cada uno de los especímenes fallados, tanto para la probetas de conexión individual como para las probetas del muro completo. El primer detalle importante que se puede analizar es como, de los tres especímenes, el que cuenta con una ductilidad más alta es el de la conexión del tablero al entramado (T-E) mediante clavo. Esto va de acuerdo con lo esperado, ya que se busca que en el entramado ligero la disipación de energía se pueda dar gracias a la plastificación y deformación de estos clavos,

por lo que se busca que no haya antes una falla de ningún otro componente. En la falla de las placas de tensión internas en la estructura, conexión entramado-entramado (E-E) se observa una ductilidad menor, sobre todo en carga monotónica. Esto se debe a que la falla de la placa se da por rotura del elemento metálico, lo cual representa una falla frágil no deseada en la estructura. Como se observa, la ductilidad de los componentes estructurales donde se da la disipación de energía se relaciona directamente con la ductilidad de toda la estructura [7], pues de acuerdo con el fallo de la conexión T-E se dio la falla de los MUROS, y por tanto se mantiene una ductilidad importante.

En la tabla 27 se observa que, en los especímenes sometidos a cargas cíclicas, simultáneamente al aumento de la ductilidad, se observa una reducción tanto en la capacidad de carga máxima (P_{max}) y su desplazamiento asociado (Δ_{max}), como en la carga de cedencia (P_{ced}) y su desplazamiento correspondiente (Δ_{ced}). Esta disminución se atribuye a la iteración de cargas y la degradación tanto del conector como el aplastamiento de la madera cercana a la clavija. Se observa que la ductilidad del muro es mayor a 2,5, cuando este valor se ha obtenido a partir de la simplificación de la curva bilineal. Es importante, como se ha comentado, conocer que la mayoría de los métodos de cálculo se basan en considerar la ductilidad del sistema constructivo como fundamental en la respuesta sísmica.

En el Eurocódigo 8 UNE-EN 1998 *Diseño de estructuras sismoresistentes* [48], la ductilidad de la estructura se representa en el coeficiente de comportamiento (q), y la clasificación de ductilidad asociada. El coeficiente de comportamiento (q) es una aproximación al cociente entre las fuerzas sísmicas que la estructura experimentaría si su respuesta fuese completamente elástica, y las fuerzas sísmicas que con un modelo de análisis elástico convencional pueden considerarse en el cálculo. Además, el valor del coeficiente de comportamiento (q) puede ser distinto en las diferentes direcciones horizontales de la estructura, aunque la clasificación de ductilidad debe ser la misma en todas las direcciones. Esta clasificación de ductilidad es [49]:

- DCL: clase de ductilidad baja, estructuras que responden en el rango elástico. La resistencia a la acción sísmica se da por la capacidad de los materiales estructurales, y no por su ductilidad. Estas estructuras se deben ubicar en zonas con baja sismicidad.
- DCM: clase de ductilidad media, estructuras que presentan una buena capacidad de respuesta inelástica y de disipación de energía. Se debe asegurar el comportamiento dúctil de la estructura.
- DCH: clase de ductilidad alta, estructuras que exhiben elevados niveles de plasticidad.

En el caso del sistema de entramado ligero propuesto en la presente investigación, la normativa establece que la ductilidad de la estructura está en función de su capacidad estática, por lo cual se toma la prueba de carga monotónica como referencia para establecer la capacidad del sistema propuesto. En este caso, la ductilidad del MURO1 es igual a 2,8, y tomando como referencia el Eurocódigo 8 en su versión actual, esta estructura se clasificaría como de una ductilidad baja (DCL).

Sin embargo, se encuentra actualmente en discusión la posibilidad de modificar estos rangos de los factores de modificación para que las estructuras de ductilidad media se consideren a partir de 2,5. En ese caso, la estructura de entramado ligero se consideraría de ductilidad media (DCM), y entraría dentro del rango esperado, por lo cual se puede indicar que la modificación de la norma es apropiada, pues una estructura con una gran ductilidad provocada por sus conectores metálicos podría ser erróneamente considerada de ductilidad baja si se consideran los parámetros actuales.

La rigidez elástica (k_e) se presenta como un factor crucial para evaluar un sistema constructivo, y sus modos de vibración ante cargas laterales. Esta propiedad refleja la firmeza en el tramo elástico de la curva, indicando la habilidad del material para recobrar su forma original tras la retirada de la carga. En la tabla 27, se destaca que el conector T-E exhibe la menor rigidez entre los tres especímenes, coincidiendo con lo anticipado, dado que esta conexión está diseñada para generar una falla dúctil en el muro. La conexión E-E se revela extremadamente rígida, lo cual sugiere que no se espera que alcance su límite de carga, ya que su capacidad de retornar fácilmente a su estado inicial es limitada, manifestando una falla de tipo frágil. Asimismo, se observa que la rigidez de los especímenes sometidos a carga monotónica constante es inferior a aquellos expuestos a carga cíclica quasi-estática, fenómeno evidenciado en las curvas comparativas de las figuras 90, 91 y 92. Esto respalda la premisa anterior de que las cargas cíclicas provocan un desgaste mayor en el conector, reduciendo su aptitud para recuperar su forma original al remover la carga.

La carga de cedencia (P_{ced}) o límite elástico representa la fuerza en la cual el material transita del rango elástico al rango plástico, incurriendo en deformaciones permanentes. En la tabla 27, se observa una disminución de este valor en las pruebas de carga cíclica quasi estática en comparación con la carga monotónica. Este descenso indica que la carga requerida para que el conector entre en el rango plástico es menor, revelando así un impacto evidente en el componente de conexión como resultado de la repetición de movimientos sobre este. Esta disminución también se manifiesta en el desplazamiento de cedencia (Δ_{ced}), que se presenta menor en las pruebas de carga cíclica mostrando como, en caso de una carga de sismo, la estructura soporta menos desplazamientos para pasar al rango plástico.

La energía disipada en conectores para madera se refiere a la capacidad de estos elementos de absorber y disipar energía durante situaciones de carga dinámica o eventos sísmicos. La energía disipada por los conectores es esencial para mitigar el impacto de estas fuerzas dinámicas, ya que los conectores absorben energía al deformarse y resistir el movimiento relativo entre las piezas conectadas. Esta capacidad de disipación de energía ayuda a reducir las tensiones y los esfuerzos en la estructura, contribuyendo a su capacidad de resistir cargas repetitivas sin sufrir daños significativos. La energía disipada por un conector se obtiene de manera gráfica a partir del área bajo la curva de esfuerzo-deformación. En la tabla 28 se encuentra el área bajo la curva, y por tanto la energía disipada, para cada uno de los especímenes fallados en laboratorio. Se observa cómo la conexión T-E posee una capacidad muy baja de absorción de energía, pero al tener el muro muchas de

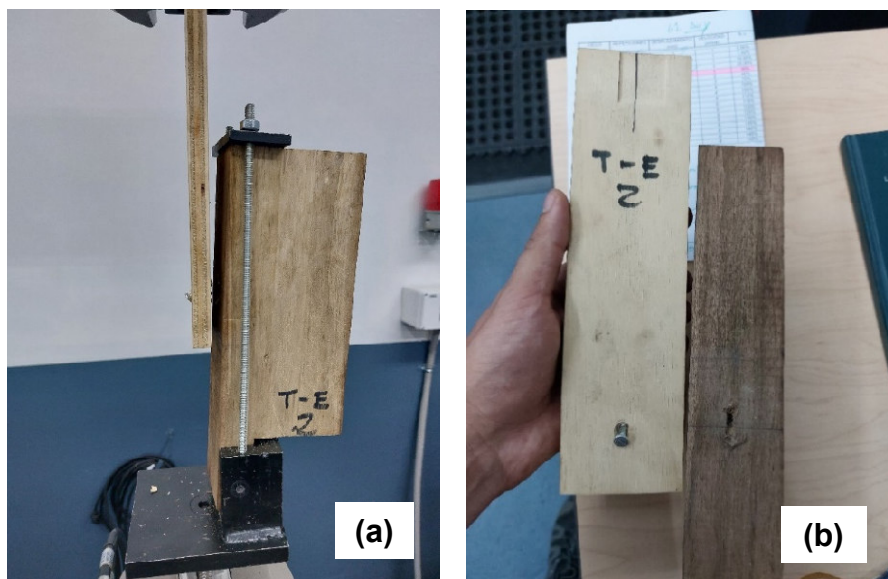
estas conexiones, la capacidad se aumenta significativamente, como se observa en los especímenes tipo MURO. Por otra parte, los especímenes de conexión E-E tienen una capacidad muy baja de absorción de energía, que se mantiene según lo esperado, pues su falla es frágil y repentina.

Tabla 28. Energía disipada (kNmm)

Especimen	Área bajo la curva		
	Positiva	Negativa	TOTAL
T-E 1 (monotónica)	23.49		23.49
T-E 2 (cíclica)	17.92	13.37	31.29
T-E 3 (cíclica)	20.73	20.72	41.45
E-E 1 (monotónica)	354.23		354.23
E-E 2 (cíclica)	389.59		389.59
E-E 3 (cíclica)	345.64		345.64
MURO 1 (monotónica)	3385.15		3385.15
MURO 2 (cíclica)	1617.64	1663.09	3280.73
MURO 3 (cíclica)	1684.8	1479.05	3163.85

Como se observan en la figura 93, donde se presentan fotografías de los especímenes T-E después del fallo, estos elementos fallan primeramente por aplastamiento de la madera, y luego se presenta una falla por rótula plástica del conector. Esto contribuye a la importante ductilidad de la conexión, y es acorde con los cálculos previos y lo esperado en la teoría, donde se determinó que el modo de falla de esta conexión sería el “modo d” según la teoría de Johansen presentada en la sección 8.2.2 *Uniones madera-madera* de la norma UNE-EN 1995 [21]. Este modo de falla permite una importante disipación de la energía por falla dúctil del elemento de conexión.

Figura 93. Ductilidad de conexión (a) y aplastamiento madera (b) espécimen T-E2



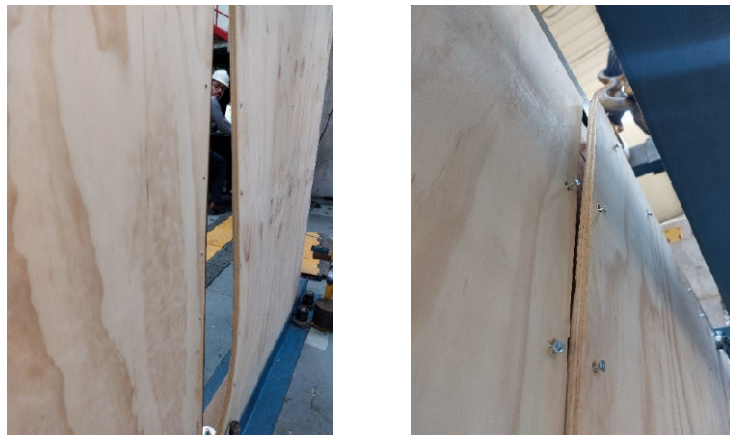
Este modo de falla presentado en las conexiones individuales del tablero a la estructura coincide con el modo de falla presentado en los muros, como se observa en la figura 94, tanto en la prueba de carga monotónica como en la prueba de carga cíclica quasi-estática, la falla inicial se da en los clavos que conectan el tablero con la estructura. En el caso de la prueba de carga monotónica, se presentó además un fallo en el elemento de conexión a tensión WKR, lo cual se generó al superar la carga máxima resistida por la platina, cuando las conexiones con clavo habían ya fallado.

Figura 94. Modos de falla en los muros

MURO 1: carga monotónica



MURO 2: carga cíclica quasi-estática

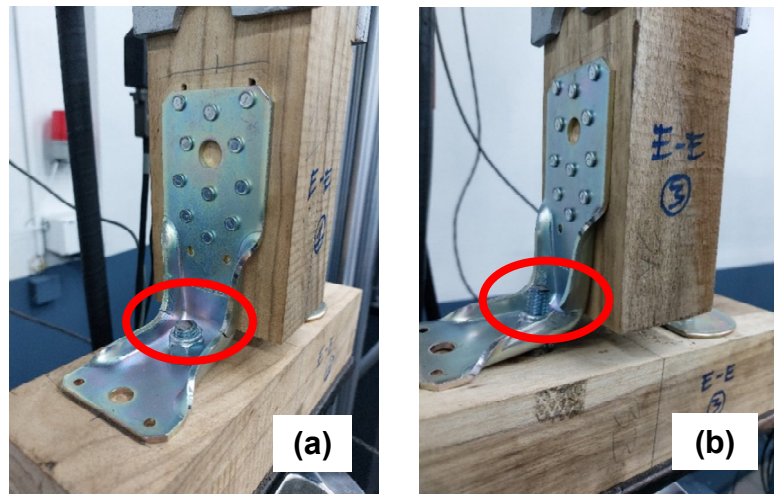


Muro 3: carga cíclica quasi-estática



Como se observa en la figura 95, en el caso de las pruebas de carga a la conexión E-E, se obtuvo una falla frágil en el conector WKR, similar a la presentada en el muro una vez se superó la falla de los clavos. Esto reafirma la importancia de que la falla dúctil del muro se genere a través de la conexión tablero-estructura (T-E), ya que, si el fallo se lleva a las conexiones internas de la estructura, la misma puede ser frágil.

Figura 95. Modos de falla conexión E-E1(a) y E-E3 (b)



Se realizó un modelo analítico de métodos numéricos utilizando el software DLUBAL RFEM 5, como se observa en el Anexo 7. En las figuras 96 y 97 se muestra el muro de entramado ligero programado en el software, al cual se le colocó una carga lateral de 26.39 kN, correspondiente a la capacidad máxima del muro según UNE-EN 1995 [21]. En las figuras se indican las esquinas del muro para las cuáles se obtuvieron valores de desplazamiento, nudo 16 y nudo 11, en adelante llamados *nudos de control*. Estos valores de desplazamiento obtenidos se muestran en la misma figura, en función de los ejes indicados.

Figura 96. Desplazamiento nudo de control 16

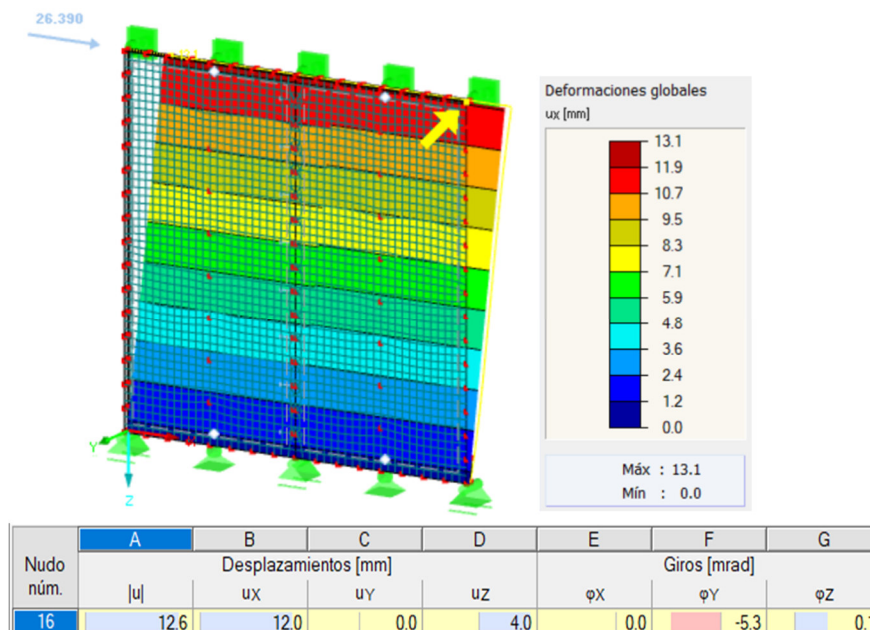
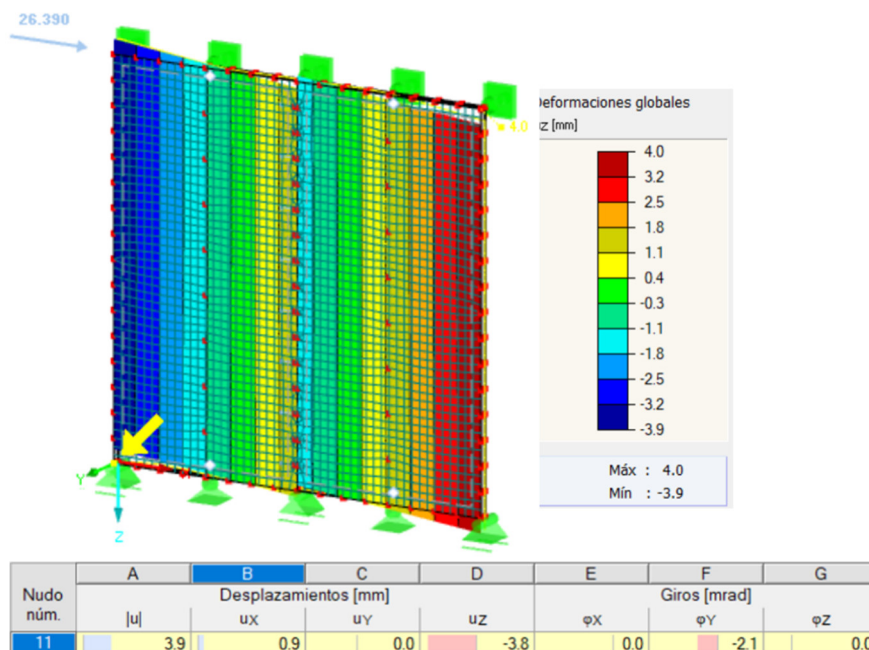


Figura 97. Desplazamiento en nudo de control 11



Los desplazamientos obtenidos en el software se pueden validar con los desplazamientos obtenidos en el ensayo de carga monótonica sobre MURO1. En la tabla 29 se muestra el desplazamiento obtenido en laboratorio, y el desplazamiento obtenido en el software, ambos bajo la misma carga de 26,39 kN.

Tabla 29. Desplazamientos en nudos de control para una carga de 26,39 kN

Nudo	Desplazamientos DLUBAL (mm)		Desplazamientos LANAMME (mm)	
	X	Z	X	Z
16	12	4	37.96	-
11	0.9	-3.8	-	-7.12

Al comparar los desplazamientos obtenidos del modelo de métodos numéricos con los resultados obtenidos en laboratorio, se destaca una discrepancia significativa, donde los desplazamientos del software son considerablemente menores que los registrados en condiciones reales. Esta diferencia se basa en la forma de aplicación de la carga, experimentalmente se realiza de forma monótona creciente, frente al modelo que se presenta de una sola vez. Además, se puede atribuir a otros factores, en primer lugar, a la precisión del software en términos de rigidez y restricciones de movimientos en los apoyos, en contraste con la presencia inevitable de pequeños desplazamientos en los apoyos en un entorno de laboratorio, incluso cuando estos son estructuras rígidas en la práctica. Factores como pequeños

aplastamientos en la madera, holguras en los orificios con respecto a los conectores y la plasticidad de estos últimos contribuyen a estas diferencias

Como se mencionó en la sección de Montaje Experimental, la prueba de carga monotónica en el MURO1 experimentó un problema durante su aplicación debido al uso de tornillos HBS6140 de Rothoblaas en la conexión de la viga de carga con el muro. Estos tornillos, conocidos por su elevada ductilidad, fallaron antes que el propio muro debido a un diseño que no tuvo en cuenta esta característica. A pesar de este inconveniente, los resultados se consideran útiles, ya que se mantuvieron las discrepancias esperadas entre el software y la aplicación práctica.

Es importante señalar que los códigos de diseño y el software incorporan un rango de seguridad destinado a mitigar el impacto de la variabilidad de la madera en los resultados. Esto también contribuye a las diferencias sustanciales entre la aplicación analítica y la aplicación práctica. Además, las capacidades de los clavos de conexión del tablero a la estructura, identificados como elementos críticos del sistema, se introdujeron en el software a partir del módulo de desplazamiento K_{ser} obtenido en los cálculos, representando una estimación teórica que no coincide exactamente con las capacidades reales del conector y la madera durante la prueba de laboratorio.

Es crucial por último destacar que los desplazamientos alcanzados en el nivel práctico pueden inducir una falla por Estado Límite de Servicio (ELS) del elemento, generando deformaciones que podrían afectar acabados o la comodidad del usuario. Por esta razón, el software busca limitar estas deformaciones para asegurar que se mantengan dentro del rango aceptado

XI. Conclusiones

La investigación ha permitido validar el uso del entramado ligero con madera nacional en un país con una alta amenaza sísmica, con unas políticas nacionales carbono neutral pioneras, y con apreciable cubierta forestal. A continuación, se presentan las principales conclusiones específicas:

Verificación del sistema constructivo y su cumplimiento normativo

- La comparación de la capacidad de las maderas consideradas con la norma UNE-EN 338 fue inicial y fundamental para respaldar el estudio.
- Los códigos de diseño empleados, UNE-EN 1995 y SDPWS 2015, demuestran una estimación conservadora de la capacidad real de los muros en entramado ligero, al ser los resultados según el cálculo alrededor de 40% menores que la capacidad real del muro.
- Las normativas y los códigos analizados en esta investigación son una herramienta válida para la ejecución de proyectos de entramado ligero con madera en Costa Rica.
- El sistema de entramado ligero propuesto se puede clasificar como de ductilidad baja (DCL) según la versión actual del Eurocódigo 8.
- Según los resultados obtenidos, se considera adecuado un cambio de los factores de modificación (q) para la nueva versión del Eurocódigo 8, a través del cual el sistema propuesto se puede clasificar como de ductilidad media (DCM).

Influencia de factores específicos en la capacidad resistente del sistema

- La especie de madera utilizada en la estructura tiene una baja influencia sobre la capacidad de resistencia a carga lateral del muro.
- La calidad de los conectores utilizados para unir el tablero a la estructura del muro ejerce una influencia directa en la capacidad de este frente a cargas laterales paralelas a su plano.
- La colocación de un tablero como elemento rigidizador genera una capacidad 71% mayor en comparación con la alternativa de colocar diagonales como parte de la estructura.
- El tipo y calidad del tablero afecta la rigidez del sistema.
- La calidad y capacidad del conector angular tipo *hold-down* en los puntos de máxima tracción ejerce una influencia directa sobre la rigidez ante cargas horizontales paralelas al plano del muro, y por lo tanto en la respuesta del conjunto.

Aspectos por considerar para mejorar el sistema

- La aplicación de cargas cíclicas provoca una degradación en los conectores, pues la carga máxima (P_{max}) ante ensayos cíclicos es menor que ante cargas monotónicas, por la forma en la que se aplica la acción.
- La falla a tracción de la platina tipo *hold-down* ha resultado ser frágil ante carga monotónica, mientras que con carga cíclica la falla es más dúctil.

- La conexión de tablero al entramado (T-E) es mucho más dúctil que las conexiones internas de la estructura (E-E), lo cual se mantiene de acuerdo con lo esperado
- La falla del sistema de entramado ligero se generó en los elementos de conexión del tablero a la estructura, lo cual garantizó una falla dúctil, como es deseado.
- El método simplificado de energía elastoplástica equivalente (EEEP) no es siempre el más adecuado para la obtención del valor de ductilidad. Se ha observado que, para este sistema constructivo, se obtienen valores más pequeños que los observados en las curvas experimentales.

Comparación entre los resultados experimentales y análisis numérico

- El modelo de métodos numéricos de Dlubal RFEM genera unos desplazamientos inferiores a los obtenidos en el laboratorio.

Esta investigación permite validar un sistema constructivo ampliamente empleado en zonas sísmicas, pero que actualmente no tiene la implantación que se desearía en un país forestal y tecnológico como Costa Rica. Como se ha observado en este estudio, este sistema constructivo requiere una alta atención en los detalles constructivos, para evitar las fallas frágiles y asegurar una alta rigidez, resistencia y ductilidad del conjunto.

XII. Recomendaciones

Generales:

- Ahondar en la equiparación de especies de madera costarricense con la normativa EN 338 [25].
- Nombrar y socializar en el gremio de diseño y construcción con madera en Costa Rica las clases resistentes, para generar mayor respaldo en la comercialización de madera.
- Es necesario realizar mayores estudios y análisis actualizados sobre la madera de laurel (*Cordia alliodora*), que permitan ahondar más en sus capacidades para la prefabricación de entramado ligero en Costa Rica.
- Desarrollar y publicar una normativa europea práctica, integral y actualizada para pruebas de carga cíclica, que incluya pruebas en muros de cortante.
- Implementar nuevos rangos para los valores de ductilidad y del factor de modificación (q) en la nueva versión del Eurocódigo 8.
- Es necesario ahondar a nivel de investigación en las diferencias y alcances que puedan tener los modelos de métodos numéricos con respecto a las capacidades y limitaciones obtenidas a nivel de laboratorio, buscando obtener una precisión más apegada a la realidad en los procesos de diseño.

Para diseño y construcción de entramado ligero en Costa Rica:

- Utilizar anclajes para cargas de tensión en los extremos de la estructura es elemental para la capacidad ante carga lateral del muro.
- Utilizar conectores del tablero a la estructura (clavos o tornillos tirafondo) que cuenten con una calidad y respaldo adecuada, ya que en ellos se fundamenta la capacidad de carga lateral del muro.
- La separación de 150 mm entre clavos de unión al tablero en el perímetro de la estructura es adecuada. Si se requiere aumentar la capacidad a cortante del muro, esta separación puede reducirse.
- Utilizar un tablero de contrachapado (*plywood*) u OSB con capacidades estructurales respaldadas como elemento rigidizador del sistema.
- Estudiar la capacidad a cortante de cualquier tablero que se pretenda utilizar como elemento rigidizador o cerramiento.
- Determinar la especie de madera a utilizar en la estructura del entramado a partir de disponibilidad, condiciones de secado y geometría, y costo.
- Capacidades estructurales para la sección y madera propuestas deben ser verificadas, sobre todo la carga en tensión de los montantes laterales, pero no son determinantes en la capacidad del sistema en su conjunto.
- Priorizar la calidad y capacidad de conectores, la rigidez del tablero y las dimensiones estructurales, sobre la elección de la especie de madera.
- Verificar que la falla del sistema de entramado ligero se genere en los elementos de conexión del tablero a la estructura, para así garantizar una falla dúctil.
- Utilizar la viga de carga y cimentación elaborada en esta investigación y que se encuentra en el LANAMME, para estudiar cualquier sistema propuesto.

XIII. Bibliografía

- [1] Programa REDD/CCAD-GIZ - SINAC. 2015., «Inventario Nacional Forestal 2014-2015. Resultados y Caracterización de los Recursos Forestales.», *Programa Reducción de Emisiones por Deforestación y Degradación Forestal en Centroamérica y la República Dominicana (REDD/CCAD/GIZ) y Sistema Nacional de Áreas de Conservación (SINAC)* , 2015.
- [2] D. W. Dinehart y H. W. Shenton, «Comparison of static and dynamic response of timber shear walls», vol. 124, n.º 1, pp. 686-695, 1996.
- [3] H. Parker y J. Ambrose, *Diseño simplificado de estructuras de madera*. . México DF: Limusa Wiley, 2008.
- [4] J. M. Branco, F. T. Matos, y P. B. Lourenço, «Experimental in-plane evaluation of light timber walls panels», *Buildings*, vol. 7, n.º 3, 2017, doi: 10.3390/buildings7030063.
- [5] S. Pei; J. W., S. E. Van de Lindt, S. E. Pryor, H. Shimizu, y D. R. Rammer, «Seismic testing of a full-scale mid-rise building: The NEESWood Capstone Test», vol. 0529903, 2010.
- [6] W. Seim, M. Kramar, T. Pazlar, y T. Vogt, «OSB and GFB As Sheathing Materials for Timber-Framed Shear Walls: Comparative Study of Seismic Resistance», vol. 142, n.º Eta 2013, 2016.
- [7] D. Casagrande, M. Piazza, y R. Tomasi, «Study of Timber-frame building seismic behaviour by means of numerical modelling and full-scale shake table testing», University of Trento, 2014.
- [8] Salas Boraschi Bernardo y Gonzalez Beltran Guillermo, «Comportamiento estructural de paredes livianas con marco de madera y forro de madera contrachapada ante carga horizontal», 2010.
- [9] Moya Roque Roger y Serrano Montero Rafael, «Vista de Procesamiento, uso y mercado de la madera en Costa Rica_ aspectos históricos y análisis crítico», *Revista Forestal Mesoamericana*, vol. 8, n.º 21, pp. 1-3, 2011.
- [10] Juan Tuk Durán, *Madera diseño y construcción. 2da Edición*. 2010.
- [11] Moya Roque Roger y Gonzalez Beltran Guillermo, «Esfuerzos admisibles de diseño para maderas de Costa Rica», *Revista Forestal Mesoamericana Kurú (Costa Rica)*, vol. 11, n.º 26, p. 2, 2014.
- [12] Serrano Montero Rafael, «Consumo de madera para construcción en Costa Rica y requerimientos para satisfacer a los usuarios», *Kurú. Revista Forestal*, vol. 3, n.º 8, pp. 1-6, 2006.
- [13] INTECO, «INTE C100:2020. Madera estructural. Clasificación en grados estructurales para la madera serrada mediante evaluación visual.», 2020.
- [14] S. Ugalde Alfaro y L. F. Vega Monge, «Usos y aportes de la madera en Costa Rica. Estadísticas 2021 y Precios 2022. ONF.», 2021.

- [15] INTECO, «Normas técnicas», <https://inteco.org/desarrollo-normas>.
- [16] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA), «Código Sísmico de Costa Rica 2010», *Editorial Tecnológica de Costa Rica Instituto Tecnológico de Costa Rica* 4a, vol. 4a ed., 2010.
- [17] Robles Field Alejandro, González Beltrán Guillermo, y Villalobos Ramírez Francisco, «Comportamiento estructural de paredes livianas con marco de madera y forro de madera contrachapada ante carga horizontal, con anclajes a la base», 2013.
- [18] T. Leiva-Leiva, R. Moya, y A. Navarro-Mora, «Model Calibration of Prefabricated Timber Wall Frames Made of Hieronyma Alchorneoides and Gmelina Arborea Timber Using Nail and Screw Fasteners», *Drvna Industrija*, vol. 69, n.º 1, pp. 3-12, 2018, doi: 10.5552/drind.2018.1722.
- [19] Boudaud Clement y Daudeville Laurent, «Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois Essais expérimentaux – Modélisation numérique – Calculs parasismiques», 2012.
- [20] J. Humbert, C. Boudaud, J. Baroth, S. Hameury, y L. Daudeville, «Joints and wood shear walls modelling I: Constitutive law, experimental tests and FE model under quasi-static loading», *Eng Struct*, vol. 65, pp. 52-61, abr. 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.01.047.
- [21] AENOR, «UNE-EN 1995-1-1 Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación», 2006.
- [22] AENOR, «UNE-EN 594 Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Método de ensayo para la determinación de la resistencia y rigidez al descuadre de los paneles de muro entramado.», 2011.
- [23] B. Dujic, S. Aicher, y R. Zarnič, «Investigations on in-plane loaded wooden elements-influence of loading and boundary conditions», 2005.
- [24] AENOR, «UNE-EN 12512 Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Ensayo cíclico de uniones realizadas con conectores metálicos.», 2002.
- [25] AENOR, «UNE-EN 338 Madera Estructural. Clases resistentes.», 2017.
- [26] AENOR, «UNE-EN 12369-1:2001 Tableros derivados de la madera. Valores característicos para el cálculo estructural. Parte 1: OSB, tableros de partículas y tableros de fibras.», 2001.
- [27] AENOR, «UNE-EN 12369-2:2004 Tableros derivados de la madera. Valores característicos para el cálculo estructural. Parte 2: Tablero contrachapado.», 2004.
- [28] «ROTHOBLAAS SRL, <https://www.rothoblaas.es/>».
- [29] American Wood Council, «Special Design Provisions for Wind & Seismic 2015 Edition», 2014. [En línea]. Disponible en: www.awc.org.

- [30] F. T. De Matos, J. M. Goncalves Branco, y P. A. Almeida Rocha, «Seismic behavior assessment of CLT buildings applying current regulation approaches», Universidade do Minho, 2019.
- [31] ASTM International, «ASTM E2126-19 Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings», 2019.
- [32] ASTM International, «ASTM D4442-20 Standard Test Methods for Direct Moisture Content Measurement of Wood and Wood-Based Materials 1», 2020. doi: 10.1520/D4442-20.
- [33] ASTM International, «ASTM D2395-17 Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Wood and Wood-Based Materials 1», 2017. doi: 10.1520/D2395-17R22.
- [34] R. Moya Roque Freddy Muñoz Acosta Cynthia Salas Garita Alexander Berrocal Jiménez Laura Leandro Zúñiga Edwin Esquivel Segura *et al.*, «Tecnología de madera de plantaciones forestales: FICHAS TÉCNICAS Referencia bibliográfica completa del libro», *Revista Forestal Mesoamericana Kurú*, vol. 7(18-19), n.º 207, 2010, [En línea]. Disponible en: www.tec.ac.cr/revistaforestal
- [35] Córdoba Foglia Rafael, «Características, propiedades y usos de la madera LAUREL (*Cordia alliodora*)», 1997, Accedido: 16 de octubre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.catie.ac.cr/handle/11554/9681>
- [36] ANSI/AF&PA, *National Design Specification for Wood Construction NDS*. 2015.
- [37] F. y del M. N. ETSI de Montes, «Propiedades físicas y mecánicas de la madera», Máster en Estructuras, Construcción y Diseño de la UPV, 2022.
- [38] F. Javier Navia Santana, «Comportamiento del módulo de elasticidad en madera», 2006.
- [39] AITIM, «MADERA GENERALIDADES», 2016.
- [40] ETA-Danmark A/S, «ETA-22/0002 RothoBlaas connector anker-nails LBA», 2022.
- [41] ROTHOBLAAS SRL, «LBA Clavo de adherencia mejorada», 2019.
- [42] R. Arguelles Alvarez, F. Arriaga, M. Esteban, y G. iñiguez, *Estructuras de Madera. Uniones*. AITIM, 2015.
- [43] ETA Danmark, «ETA-22/0089 Rotho Blaas NINO angle brackets and WKR hold downs», 2022.
- [44] ETA Danmark, «ETA-11/0030 Rotho Blaas Self-tapping screws and threaded rods», 2022.

- [45] F. Villalobos Ramírez, G. González Beltrán, A. Navas Carro, y J. Tuk Durán, «Comportamiento Estructural de Conexiones Sismorresistentes de elementos de madera laminada en sistemas viga-columna (Ductilidad local)», 2009.
- [46] ASTM International, «ASTM D1761-20 Standard Test Methods for Mechanical Fasteners in Wood and Wood-Based Materials 1», 2020. doi: 10.1520/D1761-20.
- [47] ASTM international, «D5652-21 Standard Test Methods for Single-Bolt Connections in Wood and Wood-Based Products», 2021.
- [48] AENOR, «UNE-EN 1998 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes», 2018.
- [49] Universidad Politécnica de Catalunya, «CONCEPTOS DEL EC8 PARA EL ANÁLISIS SÍSMICA 4.1-Concepto de Capacity Design», 2008. [En línea]. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6416/06.pdf?sequence=7&isAllowed=y>

XIV. Anexos

Anexo 1. Comprobación a tensión de los montantes laterales

Laurel (<i>Cordia alliodora</i>)		Libre de defecto (1)	Valores de diseño (2)	D24 (3)
N/mm2				
Flexión (Fb) (N/mm2)			24.38	24
Tensión paralela		49.25	12.96	30
Tensión perpendicular	T	3.87		
	R	4.14		
Compresión paralela		27.42	11.28	30
Compresión perpendicular		11.76	0.97	6.2
Cortante paralelo	T	12.48	2.19	3.7
	R	8.83		
kN/mm2				
Módulo de Elasticidad (kN/mm2)		5.29	8.50	10
Densidad (kg/m3)		440		485

(1): Tecnología de la Madera. Plantaciones Forestales, 2019

(2): Norma INTE C100:2020

(3): UNE-EN 338 Norma Española: Madera estructural. Clases resistentes, 2016

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_n}$$

A_n : Área neta de la sección

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1$$

D24	LAUREL (<i>Cordia alliodora</i>)	Tensión paralela		Área neta (65x90mm) An mm2	Capacidad		Carga Eurocódigo KN	Carga CSCR KN	Índice agotamiento
		$f_{t,0,k}$ N/mm2	$f_{c,0,k}$ N/mm2		N	KN			
		12.96	30	5850	75816	175500	26.57	26.57	35.04%
		12.96	30	5850	75816	175500	26.57	26.57	15.14%

Anexo 2. Ficha técnica tablero contrachapado utilizado



BC
TRATADO CON
COBRE
MICRONIZADO



USO INTERIOR Y EXTERIOR
RESISTENTE A HONGOS Y TERMITAS



SECADO POST TRATAMIENTO



MANEJO FORESTAL
RESPONSABLE



*All other are FSC certified products.

BC TRATADO CON COBRE MICRONIZADO

DIMENSIONES

12,1220x2440 mm
15,1220x2440 mm



CARACTERÍSTICAS DIFERENCIADORAS

- Calidad y apariencia superior
- Color más claro, fácil de pintar y/o teñir
- Uso interior y exterior
- Resistente al ataque de hongos y termitas

TRATAMIENTO

- Tratamiento mediante proceso vacío presión con cobre micronizado (MCA)
- Retención 1 Kg de activos/m³ (MCA) - ref. AWPA
- Secado en cámara post tratamiento (KDAT)

CARACTERÍSTICAS GENERALES

- Densidad 480 - 550 kg/m³
- Adhesivo fenol-formaldehído
- Este producto cuenta con certificación FSC®

CERTIFICACIONES COBRE MICRONIZADO

- Greenguard Gold
- Cuenta con certificaciones NGBS (estándares de construcción verde)
- Cuenta con certificación SCS (producto amigable con el medio ambiente)



Anexo 3. Cálculo capacidad carga lateral muro según UNE-EN 1995

CAPACIDAD LATERAL MURO

Conector	LBA460		
Diametro	d	4	mm
Momento plástico caract.	M _{y,k}	6680	Nmm
Resistencia extracción	f _{ax,k}	6.43	N/mm ²
Capacidad extracción	F _{ax,Rk}	1436.26	N
Densidad media madera (Laurel)	ρ _{m2}	570	kg/m ³
Densidad característica madera (Laurel)	ρ _{k2}	440	kg/m ³
Densidad media plywood	ρ _{m1}	500	kg/m ³
Densidad media	ρ _m	533.85	kg/m ³
Espesor plywood	t ₁	12	mm
Espesor madera	t ₂	46.5	mm
	t ₂ /t ₁	3.88	
Resistencia aplastamiento plywood	f _{h1k}	36.29	N/mm ²
Resistencia aplastamiento madera	f _{h2k}	23.80	N/mm ²
Relación resistencia aplastamiento	β	0.66	

Fuente: Ficha técnica v ETA-22/0002 clavos LBA

		LBA	
		4	6
Diámetro nominal	d ₁ [mm]	4	6
Diámetro cabeza	d _K [mm]	8,00	12,00
Diámetro externo	d _E [mm]	4,40	6,60
Espesor cabeza	t ₁ [mm]	1,50	2,00
Diámetro pre-agujero ⁽¹⁾	d _V [mm]	3,0	4,5
Momento plástico característico	M _{y,k} [Nm]	6,68	20,20
Parámetro característico de resistencia a extracción ^{(2) (3)}	f _{ax,k} [N/mm ²]	6,43	8,37
Resistencia característica de tracción	f _{tens,k} [kN]	6,5	17,0

Withdrawal capacity

The characteristic withdrawal capacity, F_{ax,Rk}, of a Rotho Blaas Connector Nail "LBA" in non-predrilled members shall be calculated from:

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot \ell_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8} \quad [N]$$

Where:

f_{ax,k} is the characteristic withdrawal parameter in N/mm², see Table 1

d is the nominal diameter of the nail in mm, ℓ_{ef} is the penetration length of the threaded part, including the point length, in the point side member in mm,

ρ_k is the characteristic timber density, ρ_k ≤ 500 kg/m³. For nails in the wide face of CLT penetrating more than one layer, the characteristic density may be assumed as for homogeneous glued laminated timber produced from boards with the lowest characteristic density of a board layer.

Fuente: Estructuras de Madera, Entramado Ligero, PEMADE

Esfuerzos y cálculo
Resistencia a descuadre del muro

Cortadura simple madera-madera

Resistencia a aplastamiento (f_h)

Madera
f_{h,k} = 0.002 · ρ_k · d^{-0,3} N/mm²

tableros contrachapados:
f_{h,k} = 0.11 · ρ_k · d^{-0,3} N/mm²

tableros de fibras duro (UNE EN 622 2):
f_{h,k} = 30 · d^{0,3} · t^{0,6} N/mm²

tableros de partículas y virutas orientadas (OSB):
f_{h,k} = 65 · d^{0,7} · t^{0,4} N/mm²

Fuente: UNE-EN 1995, Sección 7.1

Tabla 7.1
Valores de K_{ser} para medios de fijación y conectores, en N/mm, en uniones madera-madera y tableros derivados de la madera-madera

Tipo de herraje	K_{ser}
Pasadores Pernos con o sin holgura ^a Tirafondos Clavos (con pretaladro)	$\rho_m^{1.5} d/23$
Clavos (sin pretaladro)	$\rho_m^{1.5} d^{0.8}/30$
Grapas	$\rho_m^{1.2} d^{0.9}/80$
Conectores de anillo de tipo A de acuerdo con la Norma Europea EN 912 Conectores de placa de tipo B de acuerdo con la Norma Europea EN 912	$\rho_m d_c/2$
Conectores de placa dentada: Conectores de tipos C1 a C9 de acuerdo con la Norma Europea EN 912 Conectores de tipo C10 y C11 de acuerdo con la Norma Europea EN 912	$1,5\rho_m d_c/4$ $\rho_m d_c/2$

^a La holgura debería añadirse de forma separada a la deformación.

(2) Si las densidades medias ρ_{m1} y ρ_{m2} de dos piezas derivadas de la madera unidas son diferentes, entonces el valor de ρ_m en las expresiones anteriores debería tomarse como

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m1}\rho_{m2}} \quad (7.1)$$

Módulo desplazamiento	Kser	1246.41	N/mm
------------------------------	-------------	----------------	-------------

Fuente: UNE-EN 1995, Sección 8.2.2

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h1,k} t_1 d}{f_{h2,k} t_2 d} \\ \frac{f_{h1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (8.8)$$

(a) $\beta = \frac{f_{h2,k}}{f_{h1,k}}$

(b) donde

(c) $F_{v,Rk}$ es el valor característico de la capacidad de carga por plano de cortadura y por medio de fijación;
 t_i es el espesor de la madera o del tablero o la profundidad de penetración, siendo i igual a 1 ó 2, véanse también los apartados 8.3 a 8.7;

(d) $f_{h1,k}$ es el valor característico de la resistencia al aplastamiento en la pieza de madera i ;
 d es el diámetro del medio de fijación;

(e) $M_{y,Rk}$ es el valor característico del momento plástico del medio de fijación;
 β es la relación entre las resistencias al aplastamiento de las piezas;

(f) $F_{ax,Rk}$ es el valor característico de la capacidad de carga al arranque del medio de fijación, véase el párrafo (2).

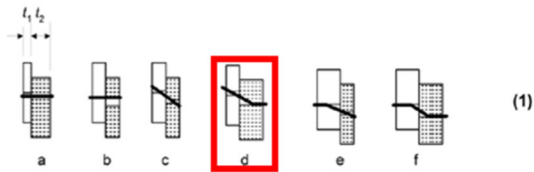
NOTA - La plastificación de las uniones puede garantizarse cuando se utilizan medios de fijación relativamente esbeltos. En este caso, los modos de fallo (f) y (k) son determinantes.

(2) En las expresiones (8.6) y (8.7), el primer término del lado derecho es la capacidad de carga de acuerdo con la teoría de plastificación de Johansen, mientras que el segundo término $F_{ax,Rk}/4$ es la contribución del efecto sogá. La contribución a la capacidad de carga debida al efecto sogá debería limitarse a los siguientes porcentajes de la parte de Johansen:

- Clavos de sección circular 15%
- Clavos de sección cuadrada y ranurados 25%
- Otros tipos de clavos 50%
- Tirafondos 100%
- Pernos 25%
- Pasadores 0%

Si no se conoce $F_{ax,Rk}$, la contribución del efecto sogá debería tomarse como cero.

Capacidad carga lateral conector		Efecto Soga(max50%)	Total(N)
$F_{v,Rk,a}$	1741.75		1741.75
$F_{v,Rk,b}$	4427.53		4427.53
$F_{v,Rk,c}$	1571.29	359.06	1930.35
$F_{v,Rk,d}$	992.67	359.06	1351.73
$F_{v,Rk,e}$	1810.79	359.06	2169.85
$F_{v,Rk,f}$	1425.41	359.06	1784.47



Fuente: UNE-EN 1995, Sección 9.2.3

9.2.3 Diafragmas de cubierta y de forjado

9.2.3.1 Generalidades

(1) Este apartado trata de los diafragmas simplemente apoyados, tales como forjados o cubiertas, formados por láminas de materiales derivados de la madera unidos con fijaciones mecánicas a un entramado de madera.

(2) La capacidad de carga de los medios de fijación en los bordes de las láminas puede incrementarse por un factor de 1,2 respecto a los valores dados en el capítulo 8.

(4) El valor de cálculo de la capacidad de carga al descuadre de cada panel de muro, $F_{i,v,Rd}$, contra una fuerza $F_{i,v,Ed}$, según la figura 9.5, debería calcularse a partir de la siguiente expresión:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{i,Rd} b_i c_i}{s} \quad (9.21)$$

donde

$F_{i,Rd}$ es el valor de cálculo de la capacidad de carga lateral de un elemento de fijación individual;

b_i es la anchura del panel de muro;

s es la separación entre medios de fijación.

y

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{para } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{para } b_i < b_0 \end{cases} \quad (9.22)$$

donde

$b_0 = h/2$

h es la altura del muro.

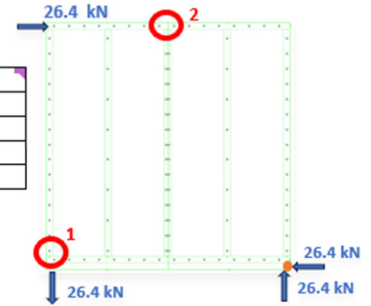
Resistencia característica			
Modificador resistencia EN 1995	Kmod	1	No se considera
Coefficiente parcial seguridad	Ym	1	No se considera
Colaboración entre clavijas		1.2	
Resistencia de cálculo	Fv,Rd	1622.08	N

Capacidad carga lateral muro			
Anchura muro	b	2440	mm
Altura muro	h	2440	mm
Separación fijación extremos	s1	150	mm
Separación fijación centro	s2	300	mm
h/2	bo	1220	m
	c	1	
Capacidad lateral muro	F1,v,Rd	26385.78	N
		26.39	kN

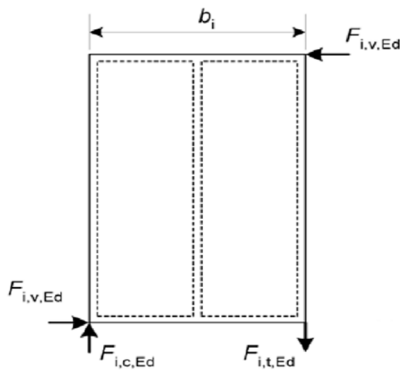
Anexo 4. Cálculo conexiones internas

Altura muro	h	2.44	m
Largo muro	b	2.44	m

Conexiones	Madera	Cargas			
		Cortante (kN)		Tracción (kN)	
		Eurocódigo	CSCR	Eurocódigo	CSCR
1. Muro-cimentación	Laurel	26.4	26.4	26.4	26.4
2. Internas muro	Laurel	5.3	5.3	5.3	5.3



Fuente: UNE-EN 1995



(8) Las fuerzas externas $F_{i,c,Ed}$ y $F_{i,t,Ed}$ de acuerdo con la figura 9.5 deberían determinarse según la siguiente expresión:

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} \cdot h}{b_i} \quad (9.23)$$

donde h es la altura del muro.

(9) Estas fuerzas pueden transmitirse bien a las láminas del panel de muro adyacente o bien a la construcción situada encima o debajo. Cuando se transmiten fuerzas de tracción a la construcción situada debajo, debería anclarse el panel con medios de fijación rígidos. Debería comprobarse el pandeo de los pies montantes del muro de acuerdo con el apartado 6.3.2. Cuando las testas de las piezas verticales apoyan en las piezas horizontales del entramado, debería comprobarse la tensión de compresión perpendicular a la fibra de acuerdo con el apartado 6.1.5.

Fuente: ETA 11

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot \ell_{ef}}{k_{\beta}} \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8} \quad [N]$$

Where

- $F_{ax,\alpha,Rk}$ characteristic withdrawal capacity of the screws at an angle α to the grain [N]
- n_{ef} effective number of screws according to EN 1995-1-1:2008
- k_{ax} $k_{ax} = 1.0$ for $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
 $k_{ax} = a + \frac{b \cdot \alpha}{45^\circ}$ for $0^\circ \leq \alpha < 45^\circ$
 $a = \begin{cases} 0.5 & \text{for LVL} \\ 0.3 & \text{for timber} \end{cases}$
 $b = \begin{cases} 0.5 & \text{for LVL} \\ 0.7 & \text{for timber} \end{cases}$
- k_{β} $k_{\beta} = 1.0$ for timber
 $k_{\beta} = 1.5 \cdot \cos^2 \beta + \sin^2 \beta$ for LVL
- $f_{ax,k}$ Characteristic withdrawal parameter
 For screws in solid or glued laminated timber, cross laminated timber and SWP members with maximum characteristic density of 440 kg/m^3 and $\rho_a = 350 \text{ kg/m}^3$:
 $f_{ax,k} = 11.7 \text{ N/mm}^2$
- d outer thread diameter [mm]
- ℓ_{ef} penetration length of the threaded part according to EN 1995-1-1:2008 [mm]
- α angle between grain and screw axis. $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$, for threaded rods $15^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$,
- β angle between screw axis and the LVL's wide face ($0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)
- ρ_k characteristic density [kg/m^3]
- ρ_a associated density for $f_{ax,k}$ [kg/m^3]

The embedding strength for screws in non-pre-drilled holes in softwood or hardwood arranged at an angle between screw axis and grain direction, $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ is:

$$f_{h,k} = \frac{0.082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0.3}}{2.5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad [N/mm^2]$$

Where

- ρ_k characteristic timber density [kg/m^3], with a maximum characteristic density of 590 kg/m^3 ;
- d outer thread diameter [mm];
- α angle between screw or rod axis and grain direction.

Minimum distances and spacing for inclined or crossed "VGZ" screws $d = 7 \text{ mm}$ in joist-to-header connections arranged under 45° to the joist's end grain surface with a minimum joist depth of $18 \cdot d$ may be taken as:

- Distance $a_{1,CG}$ from centre of the screw-part in timber to the unloaded joist end $a_{1,CG} = 8 \cdot d$
- Distance $a_{2,CG}$ from centre of the screw-part in timber to the unloaded joist edge $a_{2,CG} = 3 \cdot d$

CONEXIONES INTERNAS MURO		Distancias mínimas			
1. MONTANTES INTERMEDIOS		Ángulo	a1CG (mm)	a2CG (mm)	Total (mm)
Tornillo propuesto	VGZ 7x140	20°	56	21	77
Capacidad axial					
Número efectivo	nef	2			
	kax	1			
	kβ	1			
Resistencia extracción característica	fax,k	11.7	N/mm ²		
Diametro rosca exterior	d	7	mm		
Penetración rosca	lef	57		VGZ5140	
ángulo entre tornillo y fibra	α	70°			
Densidad característica	pk	440	kg/m ³	Laurel	
Densidad base	pa	350	kg/m ³		
Resistencia axial característica Fax,α,Rk		11.21	kN		
Capacidad cortante					
Elemento 1			Efecto soga		
Densidad media	pm1	570	kg/m ³	Contemplar	SI
Densidad característica	pk1	440	kg/m ³	Contribución máxi	100.00%
Espesor penetración clavija	t1	83.00	mm	Efecto soga	1167.08
Resistencia al aplastamiento	fh1k	8.66	N/mm ²	Capacidad carga lateral Fv,Rk	
Ángulo con respecto a la fibra	α	0.35	rad	Modo a	Fv,Rk,a 5030.11 N
Elemento 2			Modo b	Fv,Rk,b 6831.24 N	
Densidad media	pm2	570	kg/m ³	Modo c	Fv,Rk,c 2379.37 N
Densidad característica	pk2	440	kg/m ³	Modo d	Fv,Rk,d 2133.43 N
Espesor penetración clavija	t2	57	mm	Modo e	Fv,Rk,e 2293.18 N
Resistencia al aplastamiento	fh2k	17.12	N/mm ²	Modo f	Fv,Rk,f 1738.82 N
Ángulo con respecto a la fibra	α	1.22	rad	1738.82 N	
Relaciones			Modo de fallo		
Resistencias aplastamiento	β	1.98		Modo f	
Espesores	t2/t1	0.69		Efecto soga	1167.08 N
			Total	Fv,Rk	2905.90 N
Clavija					
Tipo	Tirafondos		VGZ		
Diametro	d	7	mm		
Diametro efectivo (ETA)	def	7	mm		
Momento plástico	My,Rk	14200	Nmm		
Resistencia extracción	fax,k	11.7	N/mm ²		
Capacidad carga axial	Fax,Rk	4668.3	Nmm		
		29.06			
Resistencia cortante característica Fv,α,Rk		2.91	kN		
Cantidad tornillos necesaria por plano de corte		9.08	unidades		
Índice Agotamiento		90.85%			

Se colocaran dos tornillos por montante, en total 10

Fuente: ETA-22/0089 y Ficha técnica WKR

Table B.7: Force F₁, 1 hold-down / connection timber to timber or timber to rigid support

Hold-down - Fastener pattern	Connections without gap ρ _k = 350 kg/m ³ °		
	F _{1,no gap,Rk} [kN]		K _{1,ser} [kN/mm]
	LBA nails 4x60 ^a	LBS screws 5x50 ^b	k _t
WKR095-1/2	Min {15.0 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {13.3 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.05
WKR135-1/2	Min {28.3 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {24.6 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.05
WKR215-4	Min {8.0 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {6.8 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.45
WKR215-3	Min {18.7 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {15.8 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.45
WKR215-1/2	Min {47.0 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {40.3 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.10
WKR285-5	Min {21.3 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {18.0 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.45
WKR285-1/4	Min {37.3 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {36.0 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.45
WKR285-2/3	Min {57.6 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {49.3 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.10
WKR410-2	Min {37.3 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {31.5 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.45
WKR410-1	Min {45.3 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {38.3 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.45
WKR530-1/2	Min {42.6 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	Min {36.0 ^d ; F _{ax,Rk} /k _t }	1.45

^d For nails in CLT, a₃₁ may be reduced to 40 mm, for screws in CLT to 30 mm.
For nails in CLT and a₃₁ < 60 mm, the value must be decreased by 7 %.
^a For LBA nails with shorter length, F_{1,Rk} must be reduced by min {F_{v,short,Rk}/F_{v,60,Rk}; F_{ax,short,Rk}/F_{ax,60,Rk}}
For ringed shank nails according to EN 14592, F_{1,Rk} must be reduced by min {F_{v,EN14592,Rk}/F_{v,LBA,Rk}; F_{ax,EN14592,Rk}/F_{ax,LBA,Rk}}
^b For LBS screws with shorter length, F_{1,Rk} must be reduced by min {F_{v,short,Rk}/F_{v,50,Rk}; F_{ax,short,Rk}/F_{ax,50,Rk}}
^c For connections with gap, k_t = 1.0 and F_{1,gap,Rk} = Min {F_{1,no gap,Rk}; 19 kN}

Table B.9: Force F₄, 1 hold-down / connection timber to timber

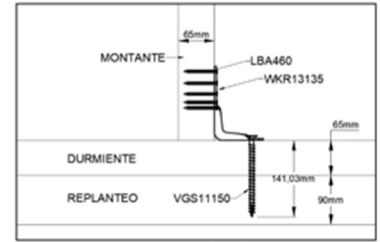
Hold-down - Fastener pattern	Timber-to-timber connection, no interlayer	
	F _{4,Rk} [kN]	
	LBA nails 4x60 ^a	LBS screws 5x50
WKR095-2	Min {14.7; F _{vh,Rk} }	Min {14.1; F _{vh,Rk} }
WKR135-2	Min {18.3; F _{vh,Rk} }	Min {17.2; F _{vh,Rk} }
WKR215-2	Min {25.0; F _{vh,Rk} }	Min {21.1; F _{vh,Rk} }
WKR285-3	Min {25.6; F _{vh,Rk} }	Min {23.4; F _{vh,Rk} }

2. MONTANTES LATERALES

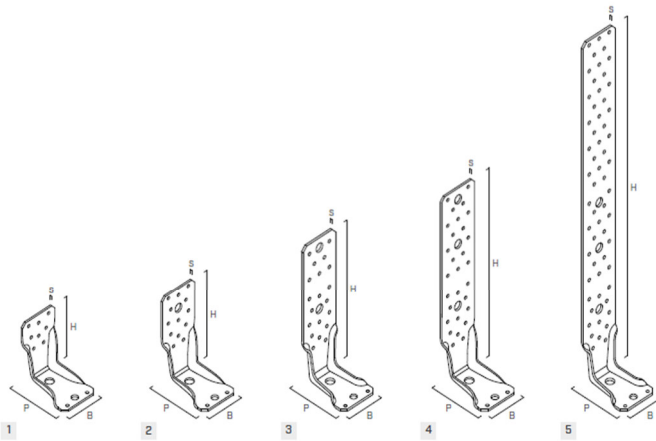
Conector	F _{ax} R _k (kN)	F _{ax} R _d (kN)	F _v R _k (kN)	F _v R _d (kN)
WKR13135	28.3	23.95	18.3	15.48

Kmod	Ym
1.1	1.3

	EN	CSCR
Comprobación tracción	93%	93%
Comprobación a cortante	91%	91%

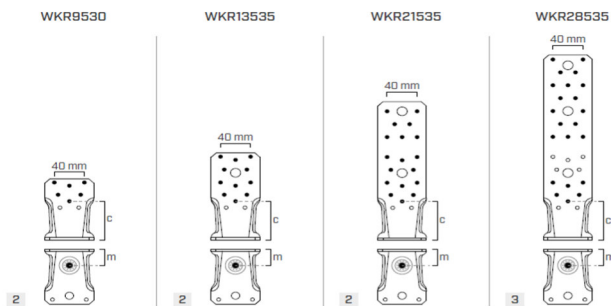


CÓDIGOS Y DIMENSIONES



CÓDIGO	B [mm]	P [mm]	H [mm]	s [mm]	n _v Ø5 unid.	n _H Ø14 unid.	n _H Ø11 unid.	n _v Ø13.5 unid.	unid.		
1 WKR9530	65	85	95	3	8	1	1	-	25	●	●
2 WKR13535	65	85	135	3.5	13	1	1	1	25	●	●
3 WKR21535	65	85	215	3.5	20	1	1	2	25	●	●
4 WKR28535	65	85	287	3.5	29	1	1	3	25	●	●
5 WKR53035	65	85	530	3.5	59	1	1	3	10	●	●

ESQUEMAS DE FIJACIÓN MADERA-MADERA



CÓDIGO	configuración	fijación agujeros Ø5			soporte	
		n _v unid.	c [mm]	m [mm]		
WKR9530	pattern 1	6	60		●	-
	pattern 2	6	60		-	●
WKR13535	pattern 1	11	60		●	-
	pattern 2	11	60		-	●

Anexo 5. Comprobación viga cimentación

Revisión de la conexión con pernos de 12.7mm de diametro en acero 6.8

Madera-Acero / Placa Gruesa (t>d) / Cortadura Simple

Elemento 1 (madera)			
Clase resistente		Laurel	
Densidad media	ρm1	570	kg/m3
Densidad característica	ρk1	440	kg/m3
Espesor penetración clavija	t1	65	mm
Resistencia al aplastamiento	fh1k	16.83	N/mm2

Clavija			
Tipo	Pernos calidad 6.8	HBS6140	
Diametro	d	12.7	mm
Diametro efectivo	def	12.7	mm
Resistencia a tracción acero	fu	600	N/mm2
Momento plástico	My,Rk	133402	Nmm
Resistencia extracción	fak	0	N/mm2
Capacidad carga axial	Fax,Rk	0	Nmm

A manera de seguridad, no se considera efecto soga

Cantidad total para viga de cimentación-muro			
Capacidad por tornillo	Fv,Rk	5.56	kN
Carga cortante muro	F1,v,Rd	25.21	kN
Cantidad tornillos	n	4.54	un
		8	un
Separación	d	0.3	m

Efecto soga	
Contemplar	NO
Contribución máxima	25.00%
Efecto soga	0

Capacidad carga lateral Fv,Rk			
Modo c	Fv,Rk,c	8470.177982	N
Modo d	Fv,Rk,d	12282.12	N
Modo e	Fv,Rk,e	5557.79	N
Modo de fallo		5557.79	N
Efecto soga		0.00	N
Total	Fv,Rk	5557.79	N

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{tk} t_1 d \left[2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{tk} d t_1^2} - 1 \right] + \frac{F_{m,Rk}}{4} \\ 2.3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{tk} d} + \frac{F_{m,Rk}}{4} \\ f_{tk} t_1 d \end{array} \right. \quad (c) \quad (d) \quad (e)$$

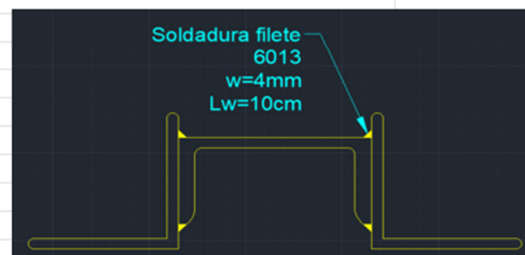
donde
 $F_{m,Rk}$ es el valor característico de la capacidad de carga por plano de cortadura y por medio de fijación;
 f_{tk} es el valor característico de la resistencia al aplastamiento en la pieza de madera;
 t_1 es el valor menor entre el espesor de la pieza lateral de madera y la profundidad de penetración;
 t_2 es el espesor de la pieza central de madera;
 d es el diámetro del medio de fijación;
 $M_{y,Rk}$ es el valor característico del momento plástico del medio de fijación;
 $F_{m,Rk}$ es el valor característico de la capacidad de arranque del medio de fijación.

Soldadura

Resistencia soldadura 6013	Fexx	60 ksi	413.7 MPa
Factor seguridad		0.6	
Resistencia reducida	Fw	248.22 MPa	
Resistencia nominal	Rn	30000 MPa	
Garganta	w	4 mm	
Seguridad	φ	0.75	
Longitud	Lw	56.9828 mm	
		14.2457 mm	

$$F_w = 0,6 F_{exx}$$

$$R_n = A_w F_w = 0,707 w L_w F_w$$

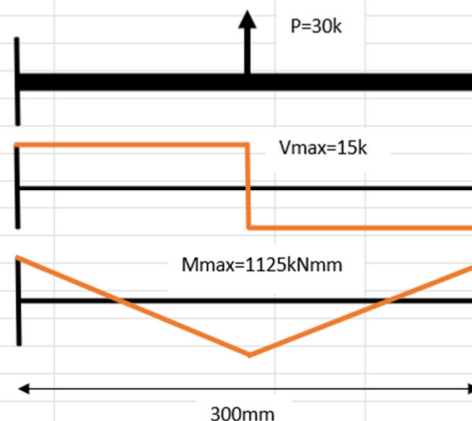


Se utiliza una soldadura de 10 cm de largo en cara esquina

Revisión flexión UPN100

Momento máximo	Mu	1125000	Nmm
Resistencia acero A36	Fy	248	Mpa
Factor seguridad	φ	0.9	
Módulo sección requerido	S	4082.66	mm3
Ancho interno UPN	b	80	mm
Ancho necesario	h	17.4986	mm
Ancho refuerzo		11.4986	mm

Por lo tanto es necesario un refuerzo de la UPN con una placa de mínimo 12mm de espesor



Anexo 6. Comprobación tornillos HBS6140 en viga de carga

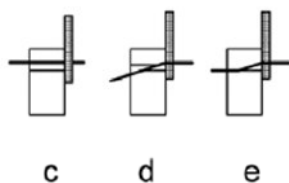
Madera-Acero / Placa Gruesa (t>d) / Cortadura Simple			
Elemento 1 (madera)			
Clase resistente		Laurel	
Densidad media	pm1	570	kg/m3
Densidad característica	pk1	440	kg/m3
Espesor penetración clavija	t1	65	mm
Resistencia al aplastamiento	fh1k	21.08	N/mm2
Clavija			
Tipo	Tirafondos	HBS6140	
Diametro	d	6	mm
Diametro efectivo	def	6	mm
Momento plástico	My,Rk	9500	Nmm
Resistencia extracción	fax,k	11.7	N/mm2
Capacidad carga axial	Fax,Rk	4563	Nmm
Cantidad total para viga de carga-muro			
Capacidad por tornillo	Fv,Rk	3.66	kN
Carga cortante muro	F1,v,Rd	25.21	kN
Cantidad tornillos	n	6.89	un
		9	un
Separación	d	0.244	m
Efecto sogá			
Contemplar		SI	
Contribución máxima		100.00%	
Efecto sogá		1140.75	
Capacidad carga lateral Fv,Rk			
Modo c	Fv,Rk,c	3609.83204	N
Modo d	Fv,Rk,d	2521.02	N
Modo e	Fv,Rk,e	3288.11	N
Modo de fallo		Modo d	
Efecto sogá		1140.75	N
Total	Fv,Rk	3661.77	N

Fuente: UNE-En 1995

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

donde

- $F_{v,Rk}$ es el valor característico de la capacidad de carga por plano de cortadura y por medio de fijación;
- $f_{h,k}$ es el valor característico de la resistencia al aplastamiento en la pieza de madera;
- t_1 es el valor menor entre el espesor de la pieza lateral de madera y la profundidad de penetración;
- t_2 es el espesor de la pieza central de madera;
- d es el diámetro del medio de fijación;
- $M_{y,Rk}$ es el valor característico del momento plástico del medio de fijación;
- $F_{ax,Rk}$ es el valor característico de la capacidad de arranque del medio de fijación.

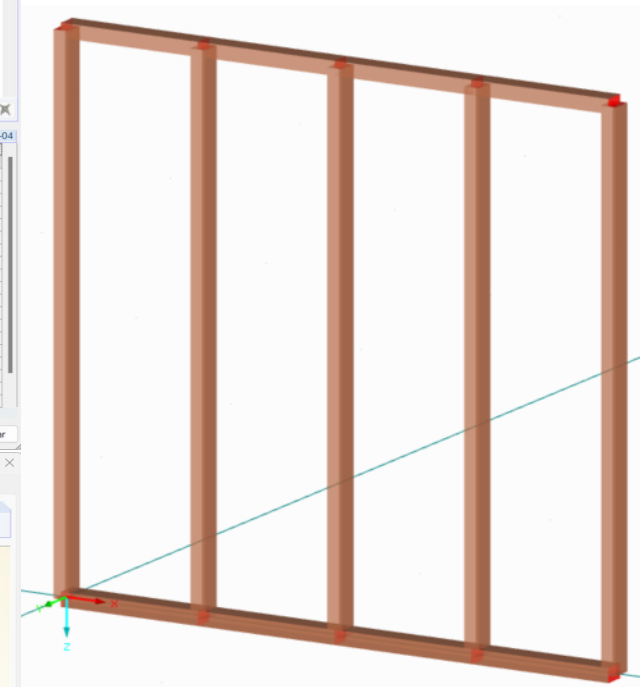
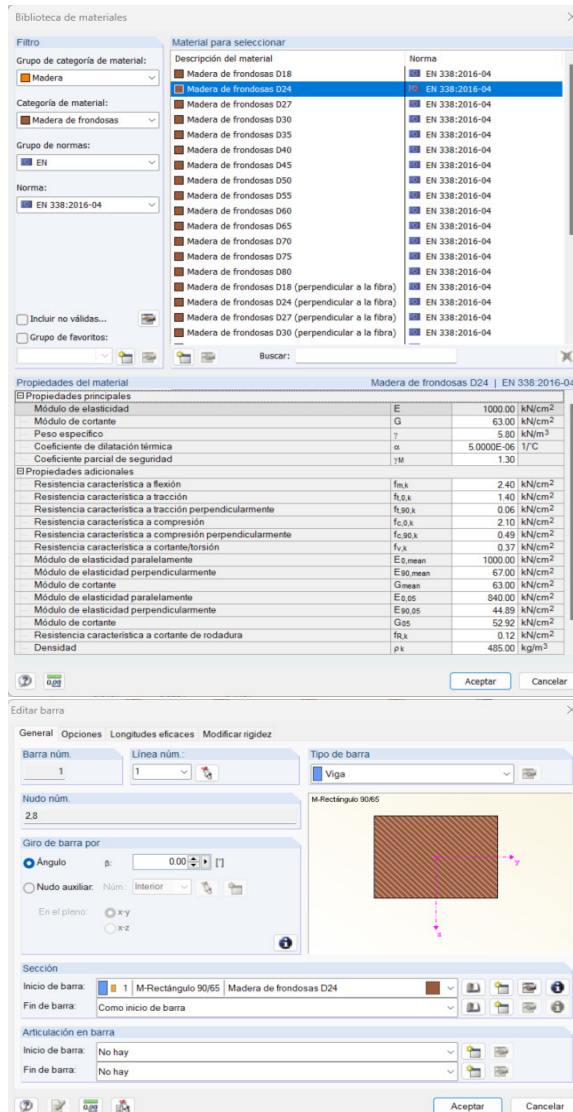


Anexo 7. Modelo analítico DLUBAL RFEM 5

Para la elaboración del modelo analítico se desarrolló un modelo de métodos numéricos utilizando el software DLUBAL RFEM 5.31.01, el cual permite realizar un análisis paralelo a la realización de las pruebas de laboratorio, y así poder determinar qué tan precisos son los parámetros teóricos establecidos en los códigos de diseño.

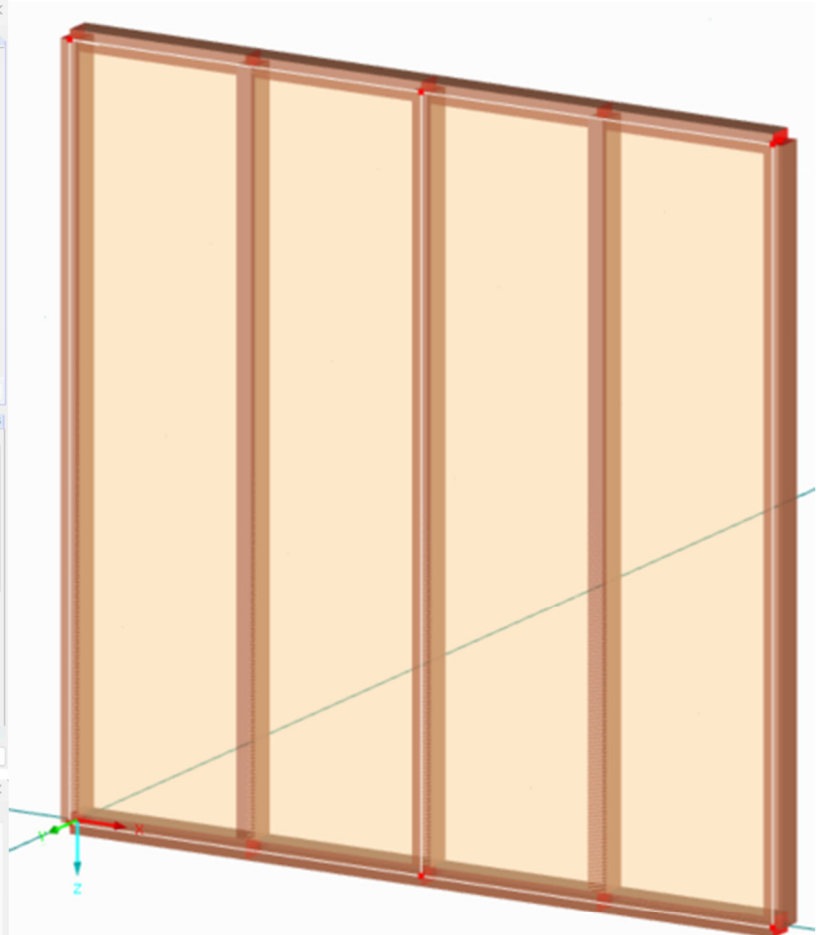
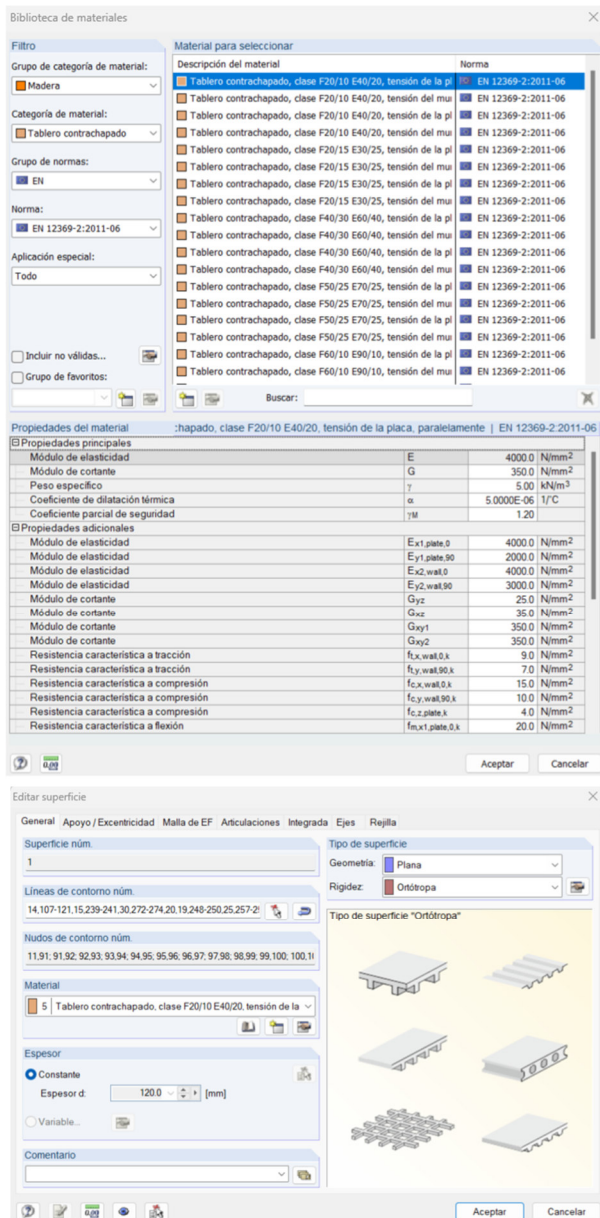
Para la realización de este modelo primeramente se elabora el muro en el software. Para la inclusión de la estructura con sección de 65x90mm se utiliza la clase resistente equivalente establecida previamente. Como se mostró en la sección "IX. Cálculos y definición de materiales", la madera utilizada se trata de Laurel (*Cordia alliodora*), la cual se equipara preliminarmente con la Clase Resistente D24, según la normativa EN 338 [25]. De esta manera, se elabora el marco del muro de entramado ligero analizado en el software utilizando barras con dicha sección y material, como se muestra en la figura A7.1

Figura A7.1. Montaje inicial del marco en el software



Posteriormente se coloca los tableros de madera contrachapada, los cuales, como se ha mencionado antes, cuentan con poco respaldo técnico o especificaciones. Por esta razón, se selecciona de la biblioteca de materiales en el software, el tablero con menores capacidades, y así tener un factor de seguridad en caso de que el tablero utilizado cuente con mayores capacidades. Para la inclusión de los tableros se utilizan las superficies, tal como se muestra en la figura A7.2.

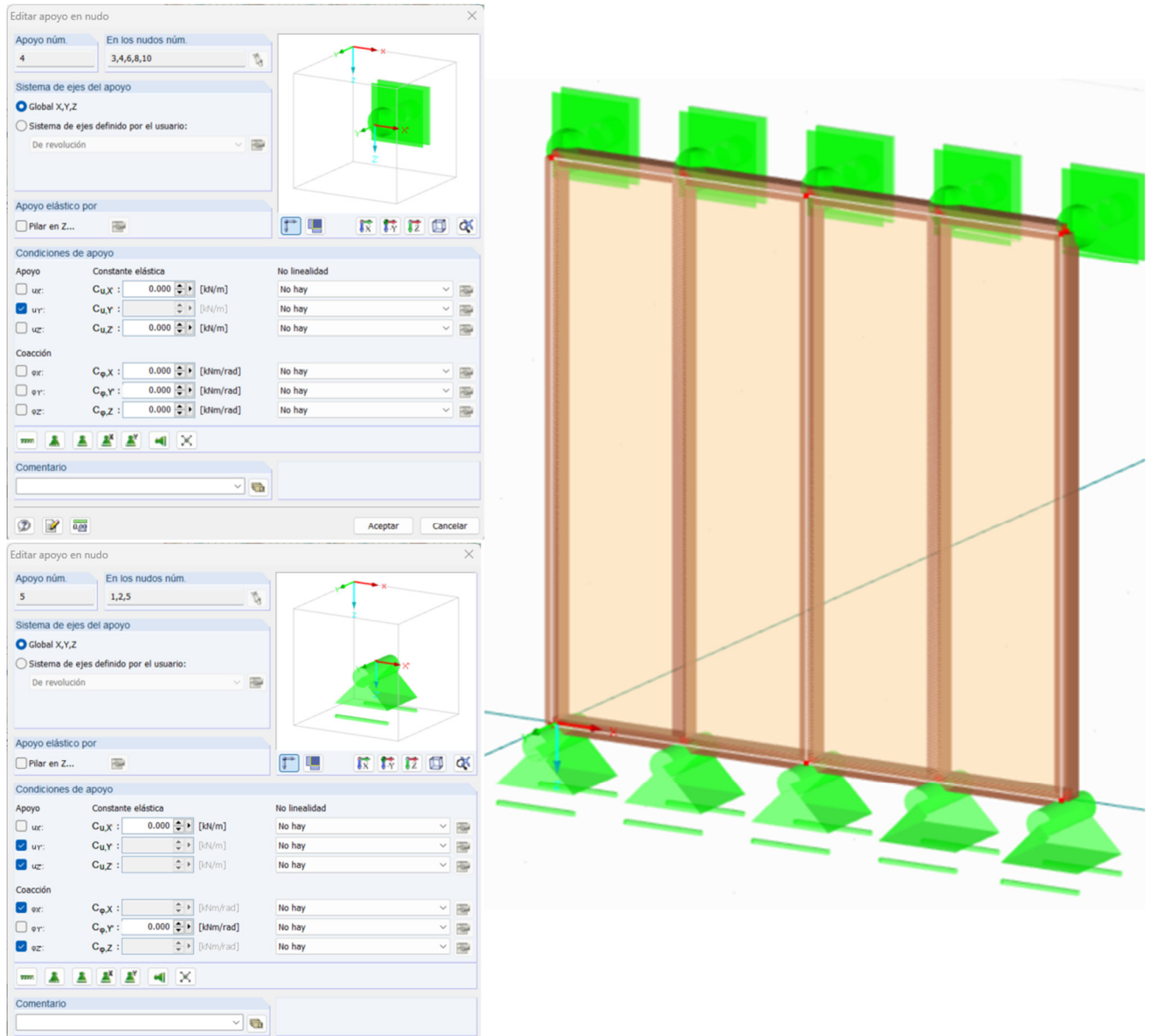
Figura A7.2. Colocación de los tableros



Una vez que se tiene la estructura con sus respectivos materiales y características, se procede a colocar los apoyos del muro. Estos apoyos buscan replicar las condiciones que se tienen en laboratorio, donde el muro está anclado a la base inferior, y cuenta con un arriostramiento lateral en la parte superior. Como se muestra en la figura A7.3, en los apoyos inferiores se utiliza una condición se utiliza un apoyo simplemente articulado que permite rotación en x, para que así pueda

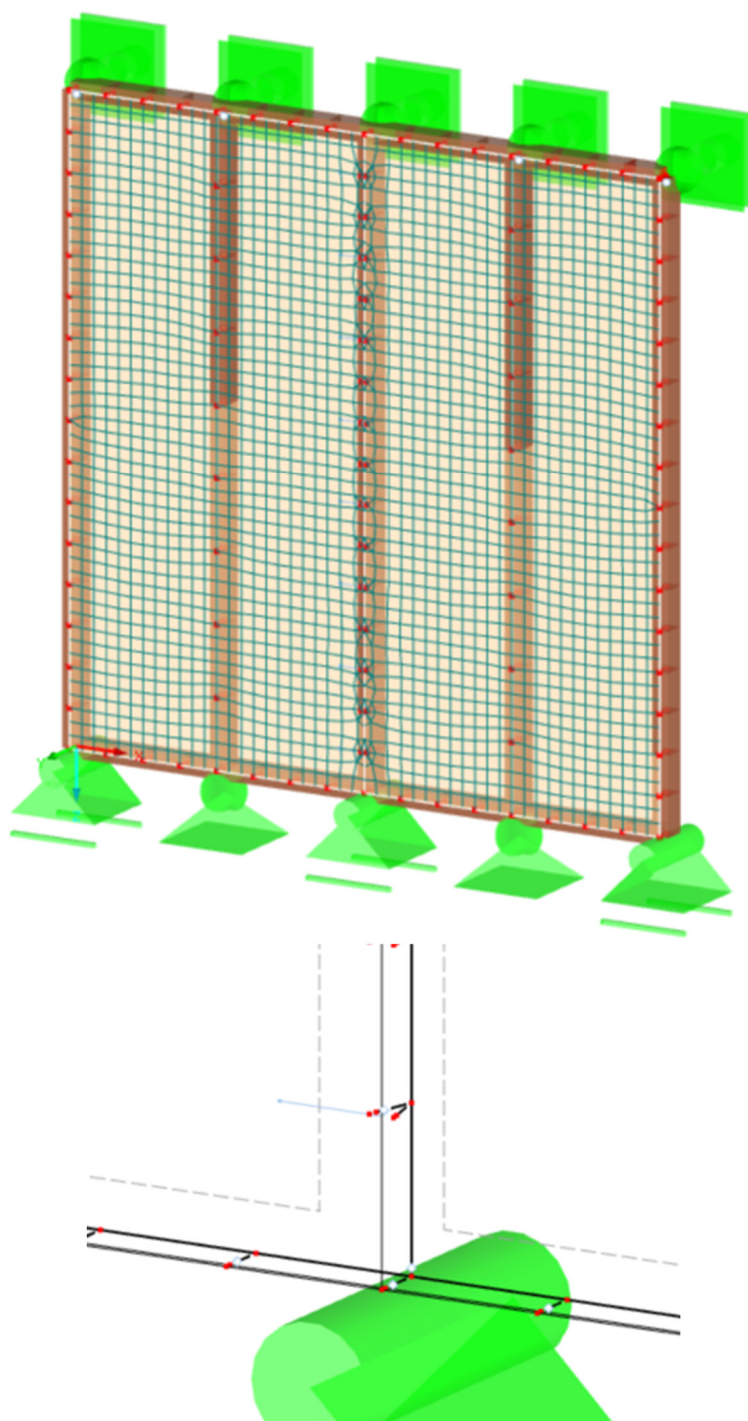
generarse un movimiento similar al que se espera en el laboratorio. Para el apoyo lateral superior se utiliza un apoyo con restricción en el eje y, ya que esta es la función principal de los arriostre laterales colocados en laboratorio.

Figura A7.3. Colocación de apoyos



Una vez que se tiene el marco, con los tableros de cerramiento, y sus apoyos, se procede a la inclusión de los conectores del tablero a la estructura. Los elementos se incluyen como barras, utilizando la separación de 15cm en los montantes laterales, y 30cm en los montantes centrales, tal como se estableció en el diseño del muro de la prueba de laboratorio. En la figura A7.4 se muestra el modelo del muro incluyendo estos conectores. Importante que, en el caso de la conexión intermedia, donde ambos tableros de contrachapado se unen con el montante central, se incluyen ambos, como se muestra en esta figura, donde se muestra el muro en modo alámbrico, para que sea más claro.

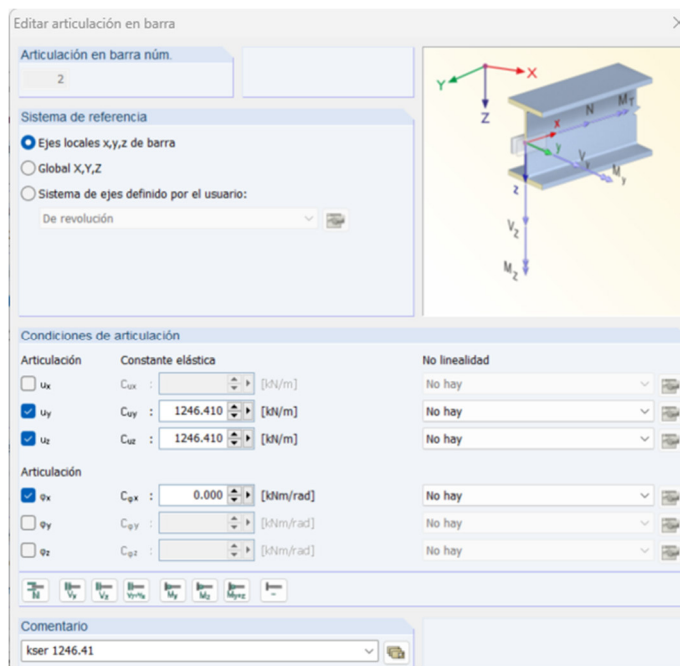
Figura A7.4. Inclusión de conectores tablero-estructura



Buscando tener un parámetro de comparación inicial, a estos elementos de conexión se les introducen los valores de capacidad que fueron calculados de manera teórica para la conexión del tablero de contrachapado con la estructura de lauro utilizando el clavo LBA460, utilizado en esta investigación. Tal como se muestra en el Anexo 3 donde se calcula la capacidad de carga lateral de este conector, y por tanto, la capacidad de carga lateral del muro en conjunto, este elemento presenta un módulo de desplazamiento K_{ser} de 1246.41 N/mm. Este valor

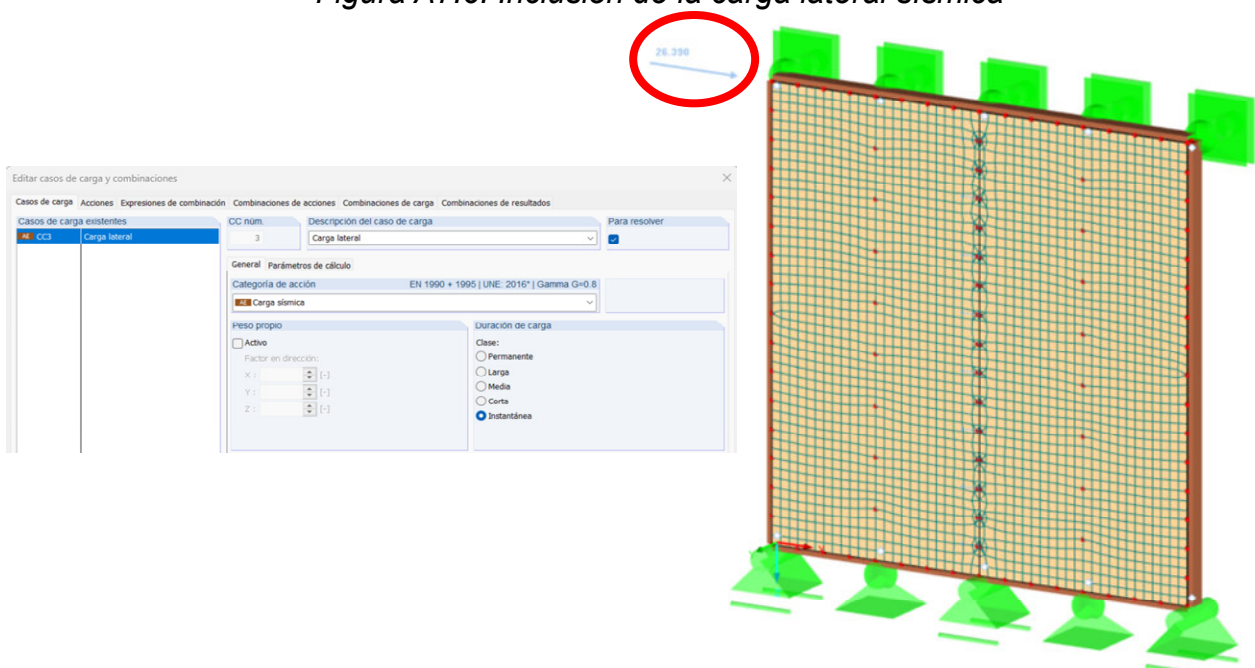
de K_{ser} es el que se incluye en los conectores del modelo de manera inicial, tal como se muestra en la figura A7.5.

Figura A7.5. Módulo de desplazamiento K_{ser} para los clavos



Una vez que se tiene detallada la capacidad de carga teórica de los conectores del tablero a la estructura, se procede a incluir la carga lateral calculada para el muro de 26.39 kN según el Anexo 3, tal como se muestra en la figura A7.6. Esta carga se incluye como una carga lateral sísmica, y es la única carga que se incluye, pues el objetivo de esta investigación es estudiar la misma por sí sola, sin tomar en cuenta otras cargas verticales que puedan afectar la estructura.

Figura A7.6. Inclusión de la carga lateral sísmica



Se procede a calcular utilizando el software. Se contempla como variable principal para analizar el comportamiento del modelo con respecto a las pruebas de laboratorio el desplazamiento de los nudos. Se analizan los desplazamientos en los ejes y z de los nudos ubicados la esquina superior derecha y en la esquina inferior izquierda del muro. Es decir, los puntos donde se colocaron, en la prueba práctica de carga monotónica, los LVDT 1 y 3 de acuerdo con la figura A7.7, también incluida en la sección de Resultados. En este primer modelo, estos nudos son el #16 y el #11 respectivamente y los resultados de desplazamiento en cada uno de estos nudos se muestran en la figura 7A.8, tomando en cuenta que el eje x es el eje paralelo al muro, el eje y es el eje perpendicular al muro, y el eje z es el correspondiente al eje vertical, con símbolo negativo pues la dirección es hacia abajo. Es decir, el símbolo negativo indica que el muro sufre de levantamiento.

Figura A7.7. Ubicación de los medidores de desplazamiento

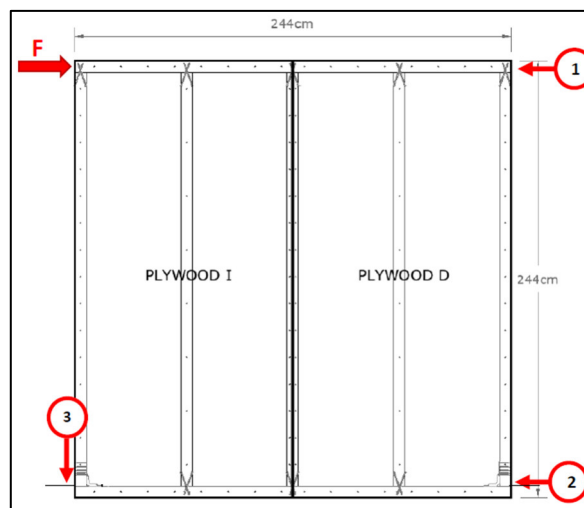


Figura A7.8. Resultados de desplazamiento obtenidos en Dlubal RFEM5

Nudo núm.	A	B	C	D	E	F	G
	Desplazamientos [mm]				Giros [mrad]		
	u	ux	uy	uz	φX	φY	φZ
LVDT 1 → 16	12.6	12.0	0.0	4.0	0.0	-5.3	0.1
LVDT 3 → 11	3.9	0.9	0.0	-3.8	0.0	-2.1	0.0