
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL

Facultad Regional Concepción del Uruguay

**Comportamiento resistente y elástico de uniones
construidas con elementos de fijación de acero tipo
clavija en piezas aserradas de *Eucalyptus grandis*
cultivado en Argentina.**

Ing. María Alexandra Sosa Zitto

Director: Dr. Ing. Juan Carlos Jesús Piter

Co-Director: Dr. Ing. Jochen Köhler

Tesis presentada para optar al grado de

DOCTOR EN INGENIERIA

MENCIÓN MATERIALES

Concepción del Uruguay, República Argentina

Mayo de 2015

AGRADECIMIENTOS.

Resulta difícil agradecer a cada uno de aquellos que han colaborado en el desarrollo de esta Tesis, ya que ha sido un largo proceso, y he contado para ello con el inestimable acompañamiento y asesoramiento de muchas personas. A todos quiero decirles muchas gracias, a todos los que de una u otra manera han permitido la culminación de este trabajo y a concretar este logro en mi vida personal y académica.

Desde el punto de vista profesional quiero agradecer en primer lugar a mi Director de Tesis, Dr. Juan Carlos Piter. Cuando terminé el liceo en mi querido Paysandú (República Oriental del Uruguay) y decidí venir a estudiar Ingeniería en la Facultad Regional Concepción del Uruguay de la Universidad Tecnológica Nacional, en Argentina, país que he adoptado como propio, conocí al Ing. Piter, cuando aún estudiaba y era becaria del Grupo GEMA y no sabía que la Universidad era eso también: investigación. Desde ese momento comencé a interesarme por la misma, y a su lado recorrí un largo camino hasta hoy, durante el cual me transmitió desinteresadamente sus conocimientos y su experiencia, la importancia de realizar la investigación con seriedad, con compromiso, con responsabilidad. A él le quiero dar las gracias por todo ello y también hoy al culminar esta Tesis por su apoyo, por ser mi guía, por todo el tiempo dedicado a este proyecto.

Dos agradecimientos muy especiales: para mi querida amiga Rocío, por su invaluable y generosa colaboración en el desarrollo de este trabajo, no solo por su ayuda en los ensayos y en la edición de esta Tesis, sino también por alentarme con su cariño ante los inconvenientes que surgían y a mi querido amigo Eduardo, porque cuando las máquinas se rompían siempre estaba allí para solucionar los problemas técnicos.

También quiero expresar mi agradecimiento por brindarme todo lo necesario para que pueda llevar a cabo esta Tesis, a la Decana de la Facultad Ing. Estela Meier, al Director del Departamento de Ingeniería Civil Ing. Raúl Martín, al Jefe de Laboratorio Ing. Ricardo Gómez, a los docentes del Laboratorio de Ingeniería Civil y en particular a todos los integrantes del Grupo GEMA y a toda la comunidad educativa de la Facultad Regional Concepción del Uruguay.

Desde el punto de vista personal quiero agradecerle a mi mamá Olga, que desde pequeña me haya inculcado el amor por el estudio, aún suena en mis oídos su frase: “tenés que estudiar para ser alguien en la vida” y ese estudio debía ser algo que me gustara mucho, que me apasionara, para llevarlo a cabo con alegría, para no desfallecer ante la primera adversidad y así crecí con esos ideales.

A mi papá Rubert, ya que desde el cielo, estará festejando la culminación de esta etapa.

A mis hijas: Bernabela y Martina, agradecerles por la paciencia que me tuvieron para que pueda llevar a cabo mi Doctorado cuando todavía no sabían ni siquiera que significaba eso, disculparme por el tiempo de juegos que no compartimos... y tantas otras cosas. Pero quiero dejarles como herencia, al igual que lo hizo mi mamá conmigo, la importancia del estudio, del esfuerzo, de llevar a cabo el trabajo cualquiera sea el elegido, con responsabilidad.

A mi querida hermana Silvia y a mi adorada sobrina Valentina, por estar siempre a mi lado, por apoyarme en todo y por ser una tía y una prima siempre presentes para mis hijas cuando yo estuve trabajando. A mi hermana Rossana porque ella sabe del sacrificio del estudio.

A mi compañero de vida Ricardo, por su apoyo incondicional y en especial por su compañía en silencio durante tantos fines de semana de trabajo.

Por todo, y a todos, un gracias enorme!

María Alexandra Sosa Zitto.

Resumen

Este Trabajo de Tesis se elaboró con el propósito de alcanzar dos objetivos generales: 1) conocer el comportamiento resistente y elástico de las uniones construidas con elementos de acero tipo clavija en tablas de madera aserrada de *Eucalyptus grandis* cultivado en la Mesopotamia Argentina, 2) conocer si el criterio adoptado por el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 interpreta, con la seguridad requerida en el moderno diseño estructural, el comportamiento mecánico de este tipo de conexiones con la especie estudiada.

Para alcanzar estos objetivos, se diseñó y ejecutó una investigación empírica sobre 536 ensayos normalizados destinados a conocer el comportamiento mecánico de conexiones simples y múltiples construidas con la especie investigada, y 49 pruebas estandarizadas para determinar el momento de plastificación en elementos de fijación (clavos) de pequeño diámetro. Todo el programa experimental se llevó a cabo siguiendo los lineamientos de las normas europeas. Ante requerimientos surgidos de los sectores científico-tecnológico y productivo de la región, los resultados obtenidos sobre cuerpos de prueba normalizados se validaron sobre 4 prototipos estructurales de tamaño real usual y se transfirieron para solucionar problemas estructurales existentes en la construcción de viviendas e instalaciones industriales.

Se investigó la resistencia y la deformación de la especie en conexiones simples sometidas a esfuerzos de aplastamiento bajo la acción de un único elemento de fijación (clavo, bulón, pasador) de elevada rigidez, así como la capacidad portante y el deslizamiento de uniones múltiples con clavos y bulones de pequeño diámetro. Los resultados fueron analizados y comparados con los reportados para otras especies y a su vez permitieron evaluar la efectividad del criterio adoptado por reglamentos de relieve internacional -y en particular por las reglas nacionales recientemente redactadas- para diseñar conexiones mecánicas con elementos de fijación de tipo clavija.

Las conexiones múltiples con clavos y bulones de pequeño diámetro mostraron una capacidad portante muy superior a la calculada conforme a los métodos de diseño adoptados en Europa, EEUU, Brasil y en nuestro país. En particular, la falla de las uniones con clavos de pequeño diámetro se manifestó con una elevada ductilidad, lo cual está en línea con los requerimientos de los modernos criterios de diseño para mejorar la seguridad estructural. Estos resultados permitieron analizar configuraciones geométricas que implican una importante disminución del tamaño de las conexiones en relación al recomendado en las reglas de diseño y, consecuentemente, resolver el problema derivado del limitado espacio usualmente disponible en los nodos de estructuras reticuladas, el cual ha sido causante de numerosos colapsos bajo la acción del viento de referencia para la región.

Los resultados certificaron una mayor rigidez de las conexiones en dirección paralela a las fibras que en dirección perpendicular a las mismas y confirmaron la necesidad de considerar esta variable en el cálculo del módulo de deslizamiento instantáneo. La influencia de la dirección del grano no es tenida en cuenta por reglas de diseño de relieve internacional -ni por las de aplicación nacional- para evaluar el deslizamiento de las conexiones y, por lo tanto, la utilización de las expresiones provistas por las mismas conduce a sobreestimar excesivamente la rigidez de las conexiones en dirección perpendicular a las fibras.

El comportamiento de las conexiones con clavos de pequeño diámetro en las estructuras trianguladas de tamaño real fue congruente con el determinado sobre cuerpos de prueba estandarizados y se ratificó su particularmente elevada capacidad portante. Los resultados confirmaron la necesidad de contemplar la influencia del deslizamiento de las uniones sobre

la resistencia y sobre las deformaciones de la estructura global. La rigidez de las conexiones, que decreció potencialmente ante un crecimiento lineal del esfuerzo, evidenció la influencia de la plastificación de los clavos esbeltos. No obstante, para cargas del nivel usual en servicio, fue posible analizar y satisfacer los requisitos del proyecto estructural empleando prácticas de diseño de uso habitual.

Dada la escasez de antecedentes en nuestro país sobre la temática abordada en este Trabajo de Tesis, son numerosos los nuevos interrogantes que emergen del análisis efectuado. A su vez, los resultados obtenidos alientan la concreción de nuevos proyectos para darles respuesta. Se destaca en primer lugar -por su potencial impacto nacional- la necesidad de investigar el comportamiento mecánico para otras especies forestadas en el país y comprobar si el criterio adoptado por el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 interpreta, con la seguridad requerida en el moderno diseño estructural, dicho comportamiento.

Palabras clave: conexiones mecánicas; *Eucalyptus grandis*; clavos; bulones; pasadores; capacidad portante; rigidez; deslizamiento.

Abstract

This thesis addresses two main goals: 1) to know the mechanical behaviour of dowel-type connections built-up with boards of Argentinean *Eucalyptus grandis*, 2) to verify the suitability of the criterion adopted by the Argentinean design rules (CIRSOC 601) for designing dowel-type connections made with this timber species.

For this purpose an empirical research project was designed and carried out according to the procedures of the European standards. It included 536 tests destined to determine the mechanical behaviour of single and multiple connections built-up with boards of the studied species and 49 tests destined to determine the yield moment in nails of small diameter. The results obtained from the laboratory tests were first checked on 4 structural-sized prototypes and then transferred to researchers and producers of housing and industrial structures.

The strength and the deformation of the species were scrutinised in single connections with a rigid fastener (nail, bolt and dowel) through embedment tests. The load-carrying capacity and the slip of multiple connections with nails and bolts of small diameter were also studied. The results were analysed and compared to those reported by other researchers. The results also made it possible to evaluate the criteria adopted by different design rules –and in particular by the Argentinean rules- for designing dowel-type connections.

The multiple connections with nails and bolts of small diameter exhibited a load-carrying capacity much higher than that calculated according to the design methods adopted in Europe, USA, Brazil and Argentina. In particular, the connections with nails of small diameter showed a ductile failure, in line with the current requirements related to structural safety. The results allowed the analysis of geometrical parameters that imply an important reduction of the connexion area in comparison with that recommended by design codes. These reduced parameters show a possible way of solving the problem related to the relatively small dimensions normally available for fastener spacing at nodes of trusses.

Test results proved a higher stiffness for connections loaded parallel to the grain than for those loaded perpendicular to the grain and confirmed that the angle of load to grain is an

important variable for calculating the instantaneous slip modulus. Since this variable is not considered by codes for estimating the slip modulus, the results obtained according the equations provided by design rules overestimate the stiffness of connections loaded in direction perpendicular to the grain.

The behaviour exhibited by multiple connections with nails of small diameter in structural-sized trusses was congruent with that found when testing standard specimens. It also confirmed the particularly high load-carrying capacity of these joints. The results showed the need of considering the influence of joint slip on the strength and deformation of the structure. The stiffness of connections was found to decrease potentially with linearly increasing load, and the influence of the plastic hinges -developed in the slender nails- on the joint behaviour was evident. However, when loading the structure at load levels expected in service, it was possible to analyse the structure and fulfil the requirements by means of common design procedures.

Taking into account the lack of information available in our country related to the theme, many new questions emerged from this analysis. At the same time, the results obtained encourage further projects regarding the study of new topics connected with the mechanical behaviour of dowel-type connections. The study of the usefulness of the national rules, when applied to joints with other renewable species produced in our country, appears as one of the most important issues due to its potential impact in Argentina.

Key words: mechanical connections; *Eucalyptus grandis*; nails; bolts; dowels; load-carrying capacity; stiffness; slip.

Índice

1.- Introducción	1
1.1 Presentación del problema.....	1
1.2 Antecedentes y fundamentación.....	7
1.3 Objetivos.....	8
1.4 Metodología de desarrollo.....	9
1.5 Resultados.....	11
2.- Marco teórico	13
2.1 Las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija.....	14
2.1.1 Introducción.....	14
2.1.2 Criterios para calcular la capacidad portante.....	16
2.1.2.1 El modelo de Johansen.....	16
2.1.2.2 Reglas de diseño estructural.....	28
2.1.3 Criterios para evaluar la rigidez.....	41
2.1.3.1 Reglas de diseño estructural.....	43
2.1.4 Determinación experimental de la capacidad portante y la rigidez.....	45
2.2 La madera como material estructural.....	47
2.2.1 Características generales.....	48
2.2.2 La madera de <i>Eucalyptus grandis</i>	61
3.- Programa experimental.....	73
3.1 Materiales.....	73
3.1.1 Conexiones simples y múltiples.....	74
3.1.2 Estructuras portantes de tamaño real.....	76
3.2 Métodos.....	77
3.2.1 Conexiones simples.....	77
3.2.1.1 Preparación de los cuerpos de prueba.....	77
3.2.1.2 Ejecución de los ensayos y determinación de las propiedades.....	81
3.2.2 Conexiones múltiples.....	84
3.2.2.1 Preparación de los cuerpos de prueba.....	84
3.2.2.2 Ejecución de los ensayos y determinación de las propiedades.....	94
3.2.2.3 Ensayos y determinaciones complementarias.....	97
3.2.3 Estructuras portantes de tamaño real.....	100

3.2.3.1 Vigas reticuladas destinadas a la estructura de viviendas.	101
3.2.3.2 Estructura reticulada destinada a construcciones industriales.	103
4.- Presentación y discusión de los resultados.....	109
4.1 Comportamiento mecánico de las conexiones simples.....	109
4.1.1 Resistencia al aplastamiento bajo la acción de un clavo rígido.	110
4.1.2 Resistencia al aplastamiento bajo la acción de un bulón rígido.....	116
4.1.3 Resistencia al aplastamiento bajo la acción de un pasador rígido.....	121
4.1.4 Deslizamiento de las conexiones simples.	125
4.2 Comportamiento mecánico de las conexiones múltiples.....	129
4.2.1 Capacidad portante y modo de rotura de las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro.....	130
4.2.1.1 Relación entre la capacidad de carga obtenida experimentalmente y los valores calculados de acuerdo a reglas de diseño de relevancia.....	141
4.2.1.2 Conexiones que transmiten carga perpendicular a las fibras.....	155
4.2.2 Capacidad portante y modo de rotura de las conexiones múltiples con bulones de pequeño diámetro.....	162
4.2.2.1 Relación entre la capacidad de carga obtenida experimentalmente y los valores calculados de acuerdo a reglas de diseño de relevancia.....	170
4.2.3 Deslizamiento de las conexiones múltiples.....	178
4.3 Comportamiento mecánico de conexiones con clavos de pequeño diámetro en estructuras portantes de tamaño real.....	183
4.3.1 Vigas reticuladas destinadas a la estructura de viviendas.	184
4.3.1.1 Capacidad portante y modo de rotura de los modelos.....	184
4.3.1.2 Verificación de las condiciones de servicio en los modelos.	191
4.3.2 Estructura reticulada destinada a construcciones industriales.....	194
5.- Conclusiones	201
5.1 Conclusiones relacionadas al primer objetivo general.	201
5.2 Conclusiones relacionadas al segundo objetivo general.	208
5.3 Futuras investigaciones.....	212
6.- Bibliografía	215
Anexo.....	225

1.- Introducción

En este primer capítulo se presenta el problema que dio origen al desarrollo de esta Tesis Doctoral junto a los antecedentes y a la fundamentación del tema tratado. Se detallan los objetivos y se describe brevemente la metodología utilizada para alcanzarlos. Finalmente, se efectúa una breve reflexión referida al alcance de los objetivos trazados y se mencionan algunas de las publicaciones donde se presentaron los avances en la obtención de resultados así como las conclusiones que surgieron del análisis y la discusión de los mismos.

1.1 Presentación del problema.

Importancia de los recursos forestales de Argentina.

El país posee una riqueza forestal de relevancia, dentro de la cual los bosques cultivados con especies de rápido crecimiento ocupan un lugar de creciente importancia. La dinámica de las plantaciones determina que los inventarios forestales -tanto nacionales como provinciales- pierdan actualidad en forma rápida y, como consecuencia, la información disponible se encuentra limitada en muchos casos a un período acotado, lo cual dificulta la obtención de datos oficiales actualizados. El Ministerio de Agricultura, Ganadería y Pesca (MAGyP) -por medio de la Dirección de Producción Forestal (DPF)- desarrolló el Mapa de Plantaciones

Forestales (MPF) que es de acceso público y se encuentra en su página web <http://www.minagri.gob.ar/forestacion>. El MPF fue elaborado sobre la base de la experiencia adquirida a partir de la ejecución del primer Inventario Nacional de Plantaciones Forestales (INPF) del año 1998, del empleo de técnicas de teledetección (interpretación de imágenes satelitales) y del uso de los sistemas de información geográfica (SIG).

Los datos del MPF -actualizados hasta el año 2011- se muestran en la *Tabla 1.1*, donde se observa que los bosques cultivados en Argentina cubren más de 1.000.000 hectáreas y están conformados casi exclusivamente por especies exóticas de rápido crecimiento, donde predominan las coníferas, seguidas por los eucaliptos y las salicáceas. Como puede apreciarse, aproximadamente el 80% de las forestaciones se concentran en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones, así como en el delta del río Paraná.

Tabla 1.1 Extensión de bosques cultivados en Argentina.

GÉNERO	EUCALYPTUS	PINUS	POPULUS	SALIX	OTRAS	Total general
BUENOS AIRES	29	27	11.813	45.726	78	57.674
ENTRE RÍOS	103.147	17.094	572	23.344	576	144.732
CORRIENTES	108.985	263.268			1.016	373.269
MISIONES	10.557	306.592			35.243	352.392
SANTA FE	13.619	7	1.242	11	157	15.036
TUCUMAN	541	2.805	112		213	3.671
SALTA	2.936	788	4		883	4.611
CATAMARCA		290				290
JUJUY	11.000	2.556			141	13.697
NEUQUÉN		57.832	623		450	58.905
Total General	250.814	651.259	14.366	69.081	38.758	1.024.277

*En Buenos Aires solo considera Delta y en Entre Ríos considera Continente y Delta.
Las cantidades están expresadas en hectáreas.*

Dentro de las coníferas (indicadas en la tabla como Pinus), el *Pinus elliottii* y el *Pinus taeda* ocupan el primer lugar y se cultivan fundamentalmente en Misiones y en la zona noreste de Corrientes. El segundo lugar en importancia corresponde al *Eucalyptus grandis*, que se desarrolla fundamentalmente en las provincias de Corrientes y Entre Ríos, representando la

especie de mayor importancia del país dentro del género *Eucalyptus*. El tercer lugar en importancia es ocupado por las salicáceas (sauces y álamos) que han adquirido un importante desarrollo en los últimos años en el delta del río Paraná (provincias de Buenos Aires y Entre Ríos).

El Eucalyptus grandis.

El género *Eucalyptus* es originario de Australia y comprende más de 700 especies y subespecies. La mayoría de las forestaciones con *Eucalyptus* en Argentina se ubican sobre suelos arenosos con buenas características de drenaje, pero en general con bajo a regular contenido de materia orgánica y fertilidad (INTA 1995). En la Mesopotamia-además del *Eucalyptus grandis* que es el de mayor importancia- se cultivan otras especies del género, tales como *E. globulus*, *dunnii*, *camaldulensis*, *cloeziana*, las cuales se adaptan a distintos tipos de suelo y su madera se destina a diferentes usos. En la *Tabla 1.1* puede apreciarse que en las provincias de Corrientes y Entre Ríos se localiza el 85% de la superficie cultivada con especies pertenecientes a este género.

El *Eucalyptus grandis* ha tenido un importante desarrollo en las últimas décadas debido fundamentalmente a su rápido crecimiento y a la calidad de su madera. Esta especie encuentra en las provincias de la Mesopotamia condiciones naturales favorables para su cultivo, produciendo excelentes rendimientos. Su implantación comenzó en la década de 1950, alcanzando su mayor incremento a partir de 1970. En la *Figura 1.1* se muestran plantaciones de *Eucalyptus grandis* ubicadas en la región de la cuenca del Río Uruguay. La producción obtenida se ha utilizado principalmente para aserrado, laminado, postes y aglomerados. La incorporación de tecnologías adecuadas impulsó el desarrollo de productos de excelente calidad, como tableros fenólicos, entre otros.

La madera de Eucalyptus grandis como material estructural.

Hasta la década de 1990, la utilización de la madera aserrada de *Eucalyptus grandis* en la construcción en general y en estructuras en particular se produjo sin conocer sus propiedades físicas y mecánicas más importantes y en ausencia de un marco normativo que garantice la calidad necesaria para un buen uso (Belvisi et al. 1998b). Estas condiciones condujeron a una pérdida de prestigio del material y, consecuentemente, a su empleo en estructuras poco

importantes, con escaso valor agregado.



Figura 1.1 Plantaciones de *Eucalyptus grandis* en Entre Ríos.

La publicación en 1995 de la primera edición del Eurocódigo 5 (Arbeitsgemeinschaft Holz e. V. & Bruderverlag 1995) acompañada de un cuerpo normativo moderno y completo, coincidió en el tiempo con la iniciación en el país de investigaciones orientadas al uso estructural de las maderas obtenidas de especies cultivadas y al análisis de las modernas tendencias del diseño a nivel internacional (Belvisi et al. 1998a, b). Estas dos circunstancias favorecieron el desarrollo de acciones orientadas a corregir las históricas carencias mencionadas en el párrafo anterior.

La constitución en el país de la Red de Instituciones de desarrollo Tecnológico de la Industria Maderera (RITIM), llevada a cabo el 31 de Mayo del año 2000 y conformada por universidades, centros tecnológicos, cámaras empresariales, empresas y profesionales del sector, posibilitó la acción mancomunada de quienes tienen el conocimiento y quienes se encuentran en el sector productivo de la madera. Ese mismo año se puso en marcha el proyecto “Sistema nacional de calidad en vigas laminadas” que culminó con la publicación en el año 2006 de las normas IRAM 9660-1, 9660-2, 9661, 9662-1, 9662-2 y 9662-3. Este conjunto de normas, de fundamental importancia para ese momento, estableció los requisitos de fabricación y control de la madera laminada encolada estructural, adoptó métodos de clasificación visual por resistencia para las especies más importantes provenientes de plantaciones (incluido el *E. grandis*) y proveyó los valores característicos de las propiedades mecánicas y físicas de este material. Paralelamente al desarrollo de las actividades

mencionadas anteriormente, se llevaron a cabo numerosas investigaciones que permitieron ampliar considerablemente el conocimiento de la aptitud para uso estructural de la madera de *Eucalyptus grandis* cultivado en la Mesopotamia (Piter et al. 2004a, b, c, 2006, 2007a; Torrán et al. 2008; Sosa Zitto et al. 2009).

La redacción del primer Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b), comenzada en el año 2009 y concluida en 2013, constituyó un hecho de singular importancia en el proceso de mejora descrito anteriormente, pues proveyó por primera vez reglas de diseño estructural en congruencia con las propiedades físicas y mecánicas de las maderas cultivadas en el país.

El avance en el conocimiento del comportamiento estructural del material fue acompañado por la incorporación de tecnología en el proceso productivo. En particular, luego de comprobarse que la presencia de médula afecta significativamente las propiedades mecánicas de la madera de esta especie (Piter et al. 2004b, c; IRAM 9662-2 2006) fue posible obtener madera libre de esta característica. La incorporación de procesos de secado en cámaras en los aserraderos, que por razones técnicas y económicas es aplicado hasta la fecha a piezas con espesores nominales de 25,4 mm (tablas) previamente clasificadas, permite obtener un producto con mayor homogeneidad en el contenido de humedad que la lograda en un secado natural y a su vez de superior calidad. La combinación del desarrollo de métodos de clasificación por resistencia con la incorporación del secado técnico permitió diseñar y materializar sistemas estructurales novedosos empleando tablas, en algunos casos exhibiendo también destacadas condiciones estéticas, como el destinado a la conformación de entresijos residenciales (Rougier et al. 2008).

Las estructuras construidas con tablas de *Eucalyptus grandis* adquirieron importancia tanto por las razones técnicas apuntadas previamente como por cuestiones económicas. En particular, los sistemas reticulados pueden construirse con gran rapidez si las distintas barras sometidas a esfuerzos axiales son materializadas con tablas, y el nivel de producción a su vez asegura la provisión del material necesario. Por estas razones es común la construcción de vigas reticuladas de longitudes reducidas destinadas a soportar entresijos de viviendas, como así también la ejecución de estructuras de luces importantes para construcciones

industriales (Gómez et al. 2012).

No obstante, y a pesar de los avances registrados, no se ha investigado hasta el momento el comportamiento mecánico de las conexiones que vinculan las distintas piezas de *Eucalyptus grandis* que componen las estructuras mencionadas en el párrafo anterior. Tradicionalmente se han empleado elementos de fijación de tipo clavija, tales como clavos, bulones y varillas roscadas, pero su ejecución ha estado guiada por los usos y costumbres. La ausencia de criterios de diseño fundamentados en el conocimiento resistente y elástico de los materiales, sumado a las dificultades derivadas del reducido espacio normalmente disponible en los nodos (Hartl 1995; Kessel 1995), ha motivado la ocurrencia de numerosos colapsos, provocados fundamentalmente bajo la acción del viento de referencia para la región. Es necesario tener en cuenta que el comportamiento mecánico de cada especie (o grupo de especies) debe ser investigado indisolublemente ligado a la procedencia, ya que las características ambientales y del suelo donde se desarrolla, ejercen una importante influencia sobre sus propiedades (Glos 1995; Hoffmeyer 1995).

Ante la carencia de información empírica generada en nuestro país, resulta imprescindible diseñar un proyecto experimental que provea una adecuada base estadística -conforme a los modernos criterios de seguridad vigentes en el plano internacional- referida al comportamiento mecánico de las uniones de tipo clavija materializadas con tablas de *Eucalyptus grandis* y sometidas a doble cortadura. De la búsqueda de una solución para los inconvenientes derivados del reducido espacio disponible en los nodos, emerge particularmente la conveniencia de focalizar el estudio sobre las conexiones materializadas con elementos de fijación de pequeño diámetro, de las cuales hasta el presente existen escasos antecedentes en el plano internacional.

La consolidación de la utilización estructural del recurso generaría además un aumento de la actividad económica regional y mejoras sustanciales en el medio ambiente, tanto por la escasa energía requerida para su transformación como por el favorable efecto que las plantaciones programadas causan sobre la atmósfera (Vihavainen 1995).

1.2 Antecedentes y fundamentación.

En el mundo se dispone de numerosos tipos de uniones capaces de satisfacer una muy variada gama de requerimientos para transferir cargas. Las conexiones construidas con elementos de fijación tipo clavija (bulones, pasadores, clavos, tirafondos, tornillos, grampas) constituyen el principal grupo de uniones mecánicas para el uso estructural de la madera (Racher 1995). El que le sigue en importancia al anteriormente mencionado es el constituido por anillos, placas de corte y placas dentadas. En el primer grupo la distribución de esfuerzos involucra el comportamiento en flexión del elemento de acero y la resistencia al aplastamiento de la madera a lo largo de él, así como el comportamiento al corte de la madera según el eje longitudinal de la pieza (Hilson 1995a). En el segundo grupo, la distribución de esfuerzos alcanza un área importante sobre la superficie de los miembros estructurales (Blaß 1995a, 1995b; Whale 1995).

A nivel nacional, el Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) provee reglas para el diseño de uniones con elementos de fijación de tipo clavija (bulones, tirafondos, tornillos y clavos) y en su primera edición no ha incorporado otros grupos de elementos de fijación. Como se expresó anteriormente, en el país se carece de antecedentes referidos a investigaciones desarrolladas sobre la especie estudiada. A nivel internacional, si bien empleando otras especies y con variados objetivos, existen numerosos reportes de investigaciones referidas al comportamiento mecánico y a la confiabilidad de este tipo de conexiones mecánicas. Estos, en forma conjunta con los criterios de diseño adoptados por diversas reglas de relevancia internacional con influencia sobre nuestro país (EN 1995-1-1 2005; NDS 2012; ABNT 2010; NCh 1198 2007), aportan una base conceptual de suma utilidad para desarrollar la investigación propuesta en este Trabajo de Tesis. Tanto los antecedentes de estudios previos relacionados a la temática, como los criterios adoptados por las reglas de diseño se presentan detalladamente en el Capítulo 2.

1.3 Objetivos.

Los objetivos generales son:

- Conocer el comportamiento resistente y elástico de las uniones construidas con elementos de acero tipo clavija en tablas de madera aserrada de *Eucalyptus grandis* cultivado en la Mesopotamia Argentina.
- Conocer si el criterio adoptado por el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 ((INTI CIRSOC 2013b) interpreta, con la seguridad requerida en el moderno diseño estructural, el comportamiento mecánico de este tipo de conexiones con la especie estudiada.

Los objetivos generales comprenden los siguientes objetivos parciales:

- Relacionar el comportamiento bajo carga y los tipos de falla de la especie investigada con los criterios adoptados para otras especies de madera por reglamentos de diseño de relevancia internacional.
- Conocer la correlación entre la densidad aparente de esta especie de rápido crecimiento cultivada en Argentina -reportada como particularmente baja en el contexto de las especies frondosas tradicionales- y su comportamiento mecánico en este tipo de uniones.
- Conocer la influencia de los parámetros geométricos sobre el comportamiento mecánico de las conexiones múltiples con elementos de fijación de pequeño diámetro y determinar la configuración mínima que provee la seguridad requerida por los modernos criterios de diseño estructural.
- Validar en estructuras de tamaño real los resultados obtenidos en laboratorio sobre cuerpos de prueba estandarizados.

1.4 Metodología de desarrollo.

Teniendo en cuenta los objetivos planteados y la carencia de información sobre la temática con la especie analizada, al programa empírico se le asignó fundamental importancia. El material fue provisto en todos los casos por empresas interesadas en el conocimiento del recurso y en consecuencia siempre se dispuso de toda la información requerida para garantizar -desde el punto de vista estadístico- una adecuada representación de la población definida en términos de especie / zona de cultivo. En el Capítulo 3 se presentan en detalle los materiales y los métodos empleados en todo el desarrollo del trabajo.

El programa experimental se llevó a cabo conforme al criterio de las normas europeas. Estas normas se adoptaron porque -además de constituir un cuerpo moderno y completo de relevancia internacional- fueron utilizadas en los proyectos que se desarrollaron en los años previos para conocer el comportamiento estructural de las especies forestadas en el país, como ya se expresó anteriormente en el Apartado 1.1. Ante la carencia de determinaciones experimentales sobre la temática abordada en este Trabajo de Tesis, se decidió realizar un total de 536 ensayos normalizados (EN 383 2007; EN 1380 2009; EN 1382 2000) destinados a conocer el comportamiento mecánico de conexiones simples y múltiples construidas con la especie investigada. Adicionalmente se llevaron a cabo 49 pruebas estandarizadas (EN 409 2009) para determinar el momento de plastificación en elementos de fijación (clavos) de pequeño diámetro.

Los procedimientos estadísticos empleados en el análisis de los resultados involucraron tanto métodos específicos para la temática, como técnicas de aplicación general. Para los primeros se adoptó el criterio europeo y dentro de ellos se pueden señalar: i) el método para determinar los valores característicos de las propiedades mecánicas (EN 14358 2007), que tiene una importante relación con el nivel de confiabilidad requerido en el diseño estructural moderno y ii) el método para ajustar los valores de las propiedades de la madera aserrada a las condiciones de referencia internacional (EN 384 2010). Dentro de las técnicas estadísticas de aplicación general -además del uso del valor medio como medida de centralidad y de la desviación estándar y el coeficiente de variación como medidas de dispersión- se utilizaron el análisis de regresión, el análisis de varianza, el test de Student y el test de Kolmogorov-Smirnov.

Uno de los aportes esperados de este Trabajo de Tesis es conocer la confiabilidad que proveen las reglas de diseño estructural aplicadas al cálculo de las conexiones investigadas. En consecuencia, los resultados del programa experimental fueron analizados y comparados con los valores obtenidos empleando los métodos de reglamentos de relevancia para nuestro país, como los adoptados en Europa a través del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), en EEUU (NDS 2012), en Brasil (ABNT 2010) y en Chile (NCh 1198 2007). La redacción del primer Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) se llevó a cabo entre los años 2009 y 2013, es decir contemporáneamente con el desarrollo de este trabajo, y constituyó un hecho de gran trascendencia para el uso estructural de la madera en el país. Habida cuenta de que la redacción fue encomendada por el INTI CIRSOC al Grupo de Estudio de Maderas (GEMA) donde se desarrolló este Trabajo de Tesis, y que tanto el Director de la Tesis como la Tesista participaron activamente en la redacción del Reglamento y de su Manual de Aplicación (en carácter de Coordinador y de Co-redactora respectivamente), fue posible aportar en forma directa resultados obtenidos en este trabajo. Por su importancia, se decidió también ampliar los objetivos e incorporar los métodos adoptados por el Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 601 2013b) al análisis desarrollado en el Capítulo 4 de este trabajo.

Ante manifestaciones de interés recibidas desde el sector científico-tecnológico y del productivo sobre la temática abordada, se decidió adaptar el plan elaborado incorporando dos actividades no contempladas inicialmente. Las mismas enriquecieron luego el desarrollo del trabajo y permitieron validar en estructuras reales los resultados obtenidos sobre conexiones con clavos de pequeño diámetro (2,2 mm y 2,5 mm), facilitando además su transferencia inmediata a los sectores interesados. Ambos requerimientos involucraron la realización de ensayos sobre estructuras de tamaño usual (3,30 m y 12 m de longitud) empleando métodos diseñados especialmente para esos casos.

Una de las actividades referidas en el párrafo anterior respondió a un requerimiento del Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), Estación Experimental Agropecuaria (EEA) Concordia. La misma incluyó el diseño, la posterior verificación experimental sobre 3 prototipos de tamaño real, y el análisis del comportamiento mecánico de vigas reticuladas (destinadas a viviendas) construidas con tablas de *Eucalyptus grandis* y

conexiones con clavos de 2,2 mm de diámetro colocados neumáticamente. Los resultados se presentan y discuten en el Apartado 4.3.1 de este Trabajo de Tesis.

La otra actividad incorporada fue financiada por la Agencia de Ciencia Tecnología e Innovación de Entre Ríos (ACTIER) a través del proyecto “Estudio del comportamiento mecánico y optimización de uniones con clavos y bulones en estructuras reticuladas portantes construídas con tablas de *Eucalyptus grandis* cultivado en la provincia de Entre Ríos”. En este caso se diseñó y verificó experimentalmente a escala natural una estructura de 12 m de luz libre construida con tablas de *Eucalyptus grandis* y conexiones realizadas con clavos de 2,5 mm de diámetro, destinada a la cobertura de instalaciones empleadas en la industria avícola. Los resultados de este proceso -que permitió validar en estructuras de tamaño usual los resultados obtenidos sobre cuerpos de prueba estandarizados- se presentan y discuten en detalle en el Apartado 4.3.2 de este Trabajo de Tesis. Posteriormente fueron aplicados en numerosas construcciones de 16 m de luz libre entre apoyos y 150 m de longitud, ejecutadas en la región noreste de la provincia de Entre Ríos por empresas pertenecientes al sector productivo antes mencionado.

1.5 Resultados.

Se alcanzaron todos los objetivos expresados en el Apartado 1.3 anterior. En el Capítulo 4 se presentan y discuten en detalle los resultados obtenidos, a través de los cuales fue posible alcanzar tanto los objetivos generales como los parciales. Las conclusiones a las que se arribó a través del análisis y la discusión, así como los nuevos interrogantes que emergieron de la investigación, se expresan en el Capítulo 5.

En forma paralela al desarrollo de las actividades previstas, los avances en la obtención, análisis y discusión de resultados fueron puestos a consideración de los sectores científico-tecnológico, académico, profesional y productivo a través de su publicación y presentación en distintos medios y eventos. Dentro de ellos se citan a continuación dos artículos publicados en una revista científica de relieve para la temática abordada y tres contribuciones a congresos de jerarquía, en todos los casos con alcance internacional.

Sosa Zitto, M.A., Köhler J., Piter J.C. (2014) Load-carrying capacity of timber-to-timber joints of fast-growing Argentinean *Eucalyptus grandis* with nails of small diameter laterally loaded in double shear. Analysis according to the criterion adopted by European standards. European Journal of Wood and Wood Products -Springer Verlag- 72(1): 21-31.

Sosa Zitto, M.A., Köhler J., Piter J.C. (2012) Embedding strength in joints of fast-growing Argentinean *Eucalyptus grandis* with dowel-type fasteners. Analysis according to the criterion adopted by European standards. European Journal of Wood and Wood Products - Springer Verlag- 70(4): 433-440.

Piter J.C., Guillaumet A., Sosa Zitto A., Ramos R. (2014) Capacidad portante de uniones con clavos de pequeño diámetro. Análisis comparativo de los resultados de ensayos con los calculados según las reglas de diseño del Eurocódigo 5, del Reglamento CIRSOC 601 y de la norma NBR 7190. XIV Encontro Brasileiro em madeiras e em estruturas de madeira (XIV EBRAMEM). Natal, Brasil, 28 al 30 de abril de 2014. Publicado completo en CD ROM con el código EST-07 en 15 pág. pdf, resumen en anales pág. 44 (ISBN 978-85-67531-04-5).

Sosa Zitto, M.A., Rougier V.C., Piter J.C. (2012) La seguridad de las conexiones en las estructuras de madera. Análisis comparativo de los resultados de un programa de ensayos sobre uniones ejecutadas con clavos de pequeño diámetro y el criterio de diseño del proyecto CIRSOC 601. XXII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires, 05 al 07 de setiembre de 2012. Publicado completo en CD ROM con el código 017 en 16 pág. pdf, resumen en anales pág. 24 (ISBN 978-987-23292-1-1).

Sosa Zitto M.A., Torrán E.A., Köhler J., Piter J.C. (2010) Resistencia al aplastamiento de la madera de *Eucalyptus grandis* en uniones clavadas y abulonadas. XII Encontro Brasileiro em madeiras e em estruturas de madeira (XII EBRAMEM). Lavras - MG, Brasil, 25 al 28 de Julio de 2010. Publicado completo en CD ROM con el código 236 en 8 pág. pdf, resumen en anales pág. 272 (ISBN 978-85-60116-03-4).

2.- Marco teórico

En el presente capítulo se presenta el estado del conocimiento en lo referente a las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija que vinculan piezas de madera. El desarrollo enfatiza los aspectos de mayor importancia para los objetivos trazados en este trabajo. En el Apartado 2.1, luego de una breve reseña de los distintos tipos de conexiones, se presentan los criterios de mayor relevancia para estimar la capacidad portante y la rigidez de las uniones con elementos de fijación de tipo clavija. Dada su trascendencia internacional, se le asigna un lugar destacado al modelo propuesto por Johansen (1949) y a los criterios adoptados por reglas de diseño de relevancia, incluidas las recientemente adoptadas en nuestro país. Habida cuenta de que en esta investigación el programa empírico ocupa un lugar central, se presenta también el conjunto de normas europeas que permiten determinar experimentalmente el comportamiento mecánico (resistencia y rigidez) de las conexiones investigadas. En el Apartado 2.2 se describen las principales propiedades de la madera como material estructural y en particular el conocimiento disponible referido a la madera de *Eucalyptus grandis* empleada en este estudio.

2.1 Las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija.

Las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija (clavos, bulones, pasadores, tirafondos, tornillos, grampas) constituyen el principal grupo de conexiones mecánicas para uso estructural en general (Racher 1995) y en particular para nuestro país (INTI CIRSOC 2013b). En estas conexiones, la transmisión de esfuerzos involucra primordialmente el comportamiento mecánico de la madera sometida a aplastamiento contra el elemento de fijación y el de éste sometido a esfuerzos de flexión, aunque se desarrollan también otros tipos de tensiones tales como cortantes y de tracción. Clavos, bulones, tirafondos, tornillos, pasadores y grampas pertenecen a este grupo.

2.1.1 Introducción.

Toda edificación de madera está formada por miembros estructurales que deben unirse entre sí para conformar un sistema. La función principal de las conexiones que vinculan dos o más miembros es transmitir -con la seguridad requerida y deformaciones compatibles con el destino de la construcción- las fuerzas que actúan sobre ella. La madera es un material cuyo carácter anisótropo hace que se manifieste con propiedades resistentes muy diferentes según la dirección de los esfuerzos respecto a la orientación de la fibra, y este aspecto hace que el diseño de las uniones sea especialmente complejo. Por este motivo, y por el reducido espacio normalmente disponible, las uniones constituyen puntos débiles en una estructura y es necesario estudiarlas minuciosamente ya que su falla puede provocar el colapso total o parcial de la misma (Argüelles Álvarez et al. 2000).

Hasta el siglo XIX las uniones utilizadas eran las tradicionales, hechas por carpinteros de oficio, cuya técnica se transmitía de generación en generación y de las que no se conocía con certeza su capacidad de carga. En las uniones tradicionales las piezas de madera se unen en un trabajo de carpintería, donde básicamente la trabazón de las mismas se lleva a cabo mediante cajas y espigas. Si bien en muchos casos requieren una menor cantidad de accesorios que las conexiones mecánicas modernas, y por tanto desde el punto de vista estético exhiben una mejor apariencia, han caído en desuso. Las hipótesis asumidas para el cálculo han sido en general simples pero suficientemente avaladas por la experiencia. En su

diseño y cálculo ocupa un lugar preponderante la comprobación de las tensiones generadas entre las piezas enlazadas (Ehlbeck & Kromer 1995).

El desarrollo tecnológico de los elementos auxiliares y la intensificación de los estudios tendientes a conocer el comportamiento mecánico de las conexiones, generó una transformación en la construcción de estructuras de madera. En las uniones mecánicas las piezas se unen a través de dispositivos -generalmente metálicos-, lo que implica la colaboración de otro material para la transmisión de los esfuerzos con un aporte que mejora sustancialmente la eficiencia de las uniones tradicionales. Para una determinada estructura, la elección del tipo de elementos de fijación no está definida solamente por la magnitud de los esfuerzos actuantes, sino que también resultan relevantes aspectos tales como la estética, los costos y el proceso de fabricación y de montaje. En consecuencia, resulta imposible sostener a priori que un tipo de conexión es el mejor para una determinada estructura sin llevar a cabo un análisis global de la problemática. No obstante, en general puede afirmarse que cuanto más simple es la solución y menor la cantidad de elementos de fijación, más favorable será la solución global (Racher 1995).

Si bien las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija constituyen el grupo más importante a nivel internacional y también en el ámbito de nuestro país, existen también otros tipos de conexiones mecánicas empleados en estructuras, tales como las uniones construidas con anillos, placas de corte, placas dentadas o perforadas, entre otras, las cuales generalmente involucran una superficie importante de madera en la transmisión de los esfuerzos. En las últimas décadas se han desarrollado nuevos modelos basados en el proceso de encolado. Dentro de estos últimos se incluyen las uniones dentadas de tamaño especial (large finger joints) y las construidas con bulones o varillas roscadas insertas en la madera y vinculadas con adhesivos (glued-in bolts). Este nuevo tipo de conexiones provee una gran capacidad para transmitir esfuerzos en espacios reducidos, exhibe una elevada rigidez y es especialmente apto para resistir cargas de fuego, ya que la madera protege a los elementos de acero insertos en ella. Han sido empleadas en el norte y centro de Europa con éxito para conectar miembros estructurales, dar continuidad a las esquinas de pórticos y vincular la estructura con las fundaciones (Johansson 1995).

En las uniones con elementos de fijación de tipo clavija, de las cuales se ocupa este Trabajo de Tesis, el vástago del elemento atraviesa transversalmente las piezas a unir impidiendo su separación. Su comportamiento mecánico está relacionado con el número de secciones solicitadas a corte, con las propiedades y dimensiones de la madera y de los elementos de fijación, así como con la configuración geométrica adoptada. Los métodos de cálculo adoptados por las reglas de diseño están basados primordialmente en el estudio de conexiones con una o dos secciones de corte, y en este último caso con una disposición simétrica (ver la *Figura 2.1*). No obstante, es posible construir conexiones con más de dos secciones de corte y aplicar las reglas de diseño para determinar su capacidad portante (Hartl & Leijten 1995).

2.1.2 Criterios para calcular la capacidad portante.

El proyectista estructural dispone de expresiones provistas por las reglas de diseño para calcular la capacidad portante de las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija. Esas expresiones se basan en criterios que interpretan el comportamiento mecánico de las uniones. El modelo desarrollado por Johansen (1949), luego expandido con los resultados de investigaciones posteriores, ha sido adoptado por numerosos códigos de diseño incluido el de aplicación en nuestro país, y ha alcanzado una trascendencia internacional destacada.

2.1.2.1 El modelo de Johansen.

Tradicionalmente, la obtención de la capacidad resistente de los medios de unión se lograba a partir de resultados de ensayos de corta duración llevados a cabo sobre un número de muestras no muy numerosas. Admitiendo una distribución normal de los resultados, se deducían los percentiles adecuados y se aplicaba una reducción para incluir el factor de seguridad y el efecto de duración de carga, pero ese procedimiento fue considerado insuficiente para estimar con seguridad los valores característicos requeridos conforme al avance de las reglas de diseño estructural. Con el propósito de resolver este problema, Johansen (1949) desarrolló un modelo -el European Yield Model (EYM)- para interpretar y predecir la resistencia de una conexión sobre la base de considerar la falla por aplastamiento de los miembros unidos o una falla de éstos en forma simultánea con la formación de rótulas plásticas en los elementos de fijación.

Este modelo inicial se basó en dos propiedades de los materiales: la resistencia al aplastamiento de la madera y el momento de plastificación de los elementos de fijación. No obstante, para alcanzar los modos de rotura previstos es necesario evitar una falla prematura en la madera -habitualmente con características de rotura frágil- que puede producirse por tensiones cortantes o de tracción cuando el espaciamiento entre los elementos de fijación -o entre éstos y los extremos de los miembros unidos- es reducido. Esta condición referida a un adecuado diseño geométrico de la conexión constituye, junto a las dos propiedades mencionadas anteriormente, la base del modelo. El análisis inicial hecho por Johansen (1949) consideraba juntas donde los miembros unidos presentaban igual resistencia y espesor. Posteriormente el modelo se hizo extensivo a uniones con miembros de madera de diferente resistencia y espesor (Meyer 1957). La *Figura 2.1* exhibe los modos de rotura considerados en este modelo para conexiones con una y dos secciones de corte.

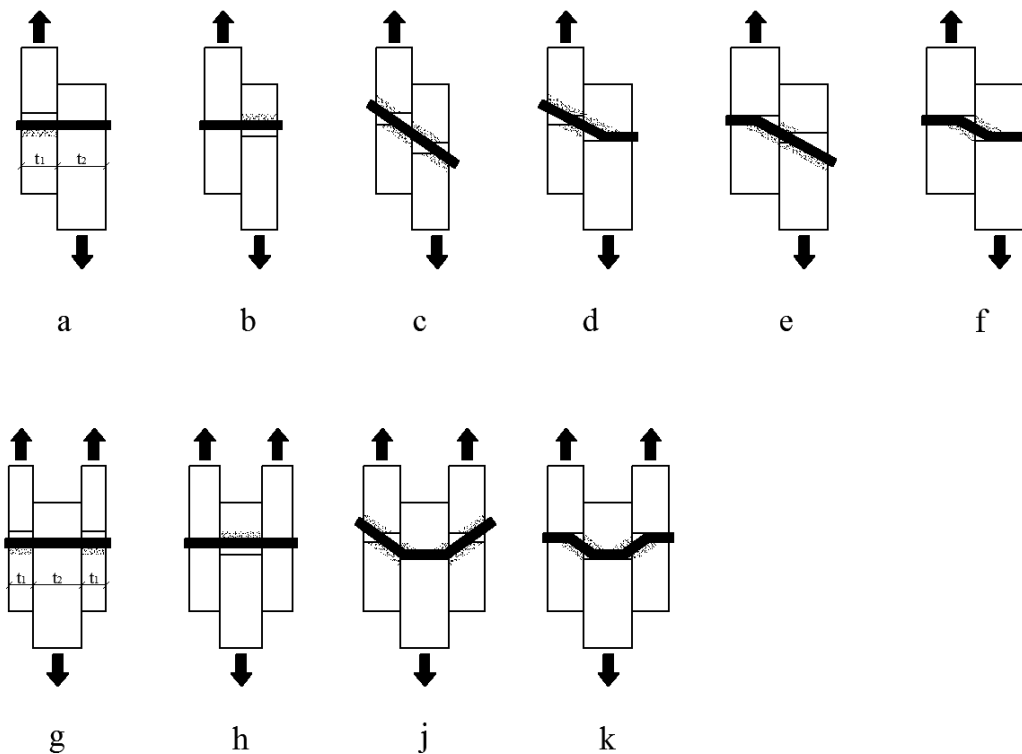


Figura 2.1 *Modos de rotura posibles en una conexión de tipo clavija según el modelo de Johansen. Conexiones con una sección de corte (arriba), conexiones con dos secciones de corte (abajo).*

El método considera al medio de unión y a la pieza de madera constituidos por materiales con un comportamiento concebido idealmente como rígido-plástico. La *Figura 2.2* exhibe una curva típica carga-deformación (a) de la madera cuando es sometida a esfuerzos de aplastamiento, la cual es reemplazada en el modelo de Johansen (1949) por un trazo inicial recto coincidente con el eje vertical (comportamiento rígido) y por la recta horizontal (b) al alcanzar la rotura bajo tensiones de aplastamiento f_h (comportamiento plástico). Esta hipótesis simplifica el análisis teórico produciendo una pequeña diferencia en los resultados finales.

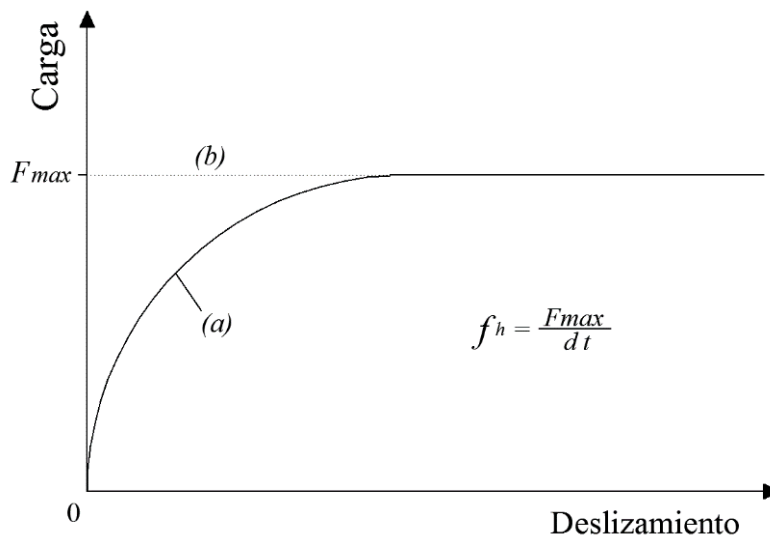


Figura 2.2 Curva carga-desplazamiento de la madera bajo esfuerzos de aplastamiento. (a) curva típica real; (b) curva simplificada.

f_h : tensión de aplastamiento; d : diámetro del elemento de fijación; t : espesor del miembro de madera.

La observación de la *Figura 2.1* permite apreciar que en las conexiones con una sección de corte los modos de falla (a) y (b) implican el aplastamiento de la madera en uno u otro miembro contra el elemento de fijación, el cual no gira ni se deforma flexionalmente. En el modo (c) el aplastamiento de la madera ocurre simultáneamente con el giro del elemento sin deformar. Los modos (d), (e) y (f) implican el aplastamiento de la madera y la formación de una rótula plástica en uno, en otro o en ambos miembros unidos. Por su parte, en las conexiones con dos secciones de corte los modos (g) y (h) implican el aplastamiento de la madera en los miembros laterales o en el central, respectivamente, sin deformación flexional del elemento de fijación. Los modos (j) y (k) implican el aplastamiento de la madera con la

formación de rótulas plásticas en el miembro central o en los tres miembros, respectivamente.

Sobre la base de las hipótesis planteadas, a través de un análisis desarrollado para cada modo de rotura es posible obtener la ecuación que permite calcular el valor de la capacidad portante correspondiente (Hilson 1995a). La *Tabla 2.1* presenta las expresiones que permiten calcular la capacidad portante para cada modo de rotura, por cada elemento de fijación (conexión simple) y por cada sección de corte. El valor característico correspondiente será el menor de los 6 obtenidos para conexiones con una sección de corte y de los 4 obtenidos para conexiones con dos secciones de corte.

En la derivación de las expresiones que permiten calcular la capacidad portante según este modelo se supone que los miembros unidos se encuentran en contacto y, en el caso de las conexiones con dos secciones de corte (modos g, h, j, k presentados en la *Figura 2.1*), que su disposición es simétrica respecto del eje longitudinal coincidente con el punto medio del miembro central de espesor t_2 . Para conexiones con configuraciones geométricas que no cumplan estos requisitos es necesario efectuar un análisis particular sobre la base de las hipótesis mencionadas anteriormente.

Numerosos investigadores llevaron a cabo ensayos para validar las expresiones de Johansen (Möller 1951; Meyer 1957). Exceptuando los casos en que la rotura se alcanzó en forma frágil por la aparición repentina de rajaduras o bloques de corte y minimizando los efectos de la fricción entre las piezas unidas, en todos los casos se encontró un buen ajuste entre la teoría desarrollada y los resultados experimentales. Möller (1951) representó gráficamente las ecuaciones de Johansen para corte simple en los casos que $\beta = 1$ y en el mismo incorporó para los modos de rotura (d), (e) y (f) el aumento en la resistencia debido a la fricción entre el elemento y la madera. Aune & Patton-Mallory (1986) estudiaron la validez de las expresiones de Johansen a través de la aplicación del Principio de los Trabajos Virtuales.

Las ecuaciones de Johansen pueden ser desarrolladas también para uniones acero-madera pero los modos de rotura posibles dependen en este caso también de la relación entre el espesor de la placa de acero y el diámetro del elemento de fijación (Hilson 1995a). El

Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) provee expresiones en forma diferenciada para el caso en que la relación mencionada anteriormente sea menor o igual a 0,5 (caso de placas delgadas) y para el caso en que la relación sea igual o mayor a 1, pudiéndose interpolar linealmente para casos intermedios. No obstante, considerando que este estudio focaliza en uniones con miembros de madera, tales desarrollos escapan a la temática abordada y por lo tanto no se incluyen en el presente capítulo.

Tabla 2.1 Capacidad portante para cada modo de rotura según el modelo de Johansen.

Tipo	Modo ⁽¹⁾	Expresión
Una sección de corte	a	$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d$
	b	$F_{v,Rk} = f_{h,2,k} t_2 d$
	c	$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right]$
	d	$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right]$
	e	$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right]$
	f	$F_{v,Rk} = \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d}$
Dos secciones de corte	g	$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d$
	h	$F_{v,Rk} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d$
	j	$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right]$
	k	$F_{v,Rk} = \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d}$

(1) ver la Figura 2.1. $F_{v,Rk}$: valor característico de la capacidad de carga por plano de cortadura y por elemento de fijación; t_i : espesor de la madera o del tablero o la profundidad de penetración, siendo i igual a 1 o 2; $f_{h,i,k}$: valor característico de la resistencia al aplastamiento en la pieza de madera i ; d : diámetro del medio de fijación; $M_{y,Rk}$: valor característico del momento plástico del elemento de fijación; β : relación entre

las resistencias al aplastamiento de las piezas ($f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$).

Como se mencionó anteriormente, las expresiones presentadas en la *Tabla 2.1* permiten obtener el valor característico de la capacidad portante de un elemento de fijación (conexión simple) por cada sección de corte. No obstante, es necesario tener en cuenta que la capacidad portante de la conexión constituida por más de un elemento de fijación (conexión múltiple) -como las habitualmente empleadas en la práctica estructural- no siempre está definida por la suma de las capacidades de las conexiones simples. El grupo de elementos de fijación puede alcanzar una capacidad portante menor a la suma de las capacidades individuales. Este aspecto es considerado con distintos criterios, en algunas veces significativamente diferentes, por las reglas de diseño estructural (EN 1995-1-1 2005; NDS 2012).

Además de la cantidad de elementos de fijación, existen diversos parámetros que influyen sobre la capacidad portante de las conexiones múltiples. Dentro de ellos, el diámetro de los elementos, las propiedades de los materiales y la geometría de la conexión son de singular importancia para evitar fallas por roturas prematuras en la madera, usualmente manifestadas con bloques de corte y fisuración (Wilkinson & Rowlands 1981). En particular, cuando las fuerzas que concurren a una conexión transmiten carga perpendicular a las fibras o presentan excentricidades, la falla puede producirse por tensiones cortantes o de tracción perpendicular a las fibras antes que por la rotura de la conexión propiamente dicha (Ehlbeck & Görlacher 1995; Racher 1995). Para prevenir este tipo de roturas las reglas de diseño especifican valores mínimos para la distancia entre la conexión y el borde del miembro estructural cargado perpendicularmente al grano, así como recomendaciones específicas referidas a las excentricidades en los nodos estructurales (ABNT 2010; EN 1995-1-1 2005; INTI CIRSOC 2013b; NCh 1198 2007; NDS 2012)

La heterogeneidad natural de la madera y las imprecisiones en la colocación de los elementos de fijación ocasionan variaciones en el comportamiento individual (carga-deslizamiento) de éstos, que provocan una disminución en la capacidad de la conexión. Las variaciones son menores en conexiones construidas con elementos esbeltos, pues la deformación plástica en las rótulas que se desarrollan equilibra la distribución de los esfuerzos dentro de la conexión global, mejora la capacidad para disipar energía y permite alcanzar el máximo potencial resistente. Esta es una razón que sustenta la elección, desde el punto de vista de la

confiabilidad estructural, de conexiones con un comportamiento dúctil por sobre las que se manifiestan rígidamente (Blaß 1991, 1995a; Johnsson & Stehn 2004; Stehn & Börjes 2004).

Las deformaciones diferidas (creep) en la madera, relacionadas a la duración de las cargas y a las condiciones de servicio en las cuales se encuentra (contenido de humedad), ejercen una influencia generalmente positiva en la redistribución interna de los esfuerzos. Sin embargo, el momento plástico del elemento de fijación -otra propiedad que influye significativamente sobre la capacidad de carga de la conexión en determinados modos de falla (Johansen 1949)-, es prácticamente independiente de la duración de la carga y de las condiciones de servicio y, consecuentemente, la capacidad de carga a largo plazo depende del modo de falla. Si bien en el desarrollo de este trabajo se analiza el comportamiento mecánico de las conexiones, este estudio focaliza en aquellas sometidas a cargas de corta duración como las aplicadas en los ensayos estáticos, y ubicadas en un clima interior. Dado que la complejidad de los fenómenos vinculados a la deformación diferida de las conexiones amerita un estudio específico, la influencia de la duración de las cargas y de la condición de servicio excede la temática abordada en este caso y por lo tanto no serán consideradas.

Se han realizado múltiples investigaciones -mayoritariamente con maderas de coníferas- para conocer las propiedades de la madera cuando es sometida a esfuerzos de aplastamiento, mejorar la ductilidad y prevenir fallas frágiles en las uniones diseñadas teniendo como referencia el modelo de Johansen (1949). La esbeltez y el espaciamiento de los elementos de fijación han ocupado un lugar protagónico en las investigaciones, junto con los estudios de las uniones reforzadas con diferentes materiales -colocados en ambos lados de los planos de corte- con la finalidad de prevenir rajaduras en la zona de la unión y para mejorar la resistencia perpendicular a la dirección de las fibras. También ha sido investigado el momento de plastificación de los elementos de fijación tipo clavija y han merecido especial atención el uso de tornillos auto perforantes y elementos de fijación especiales como tornillos huecos. A continuación se citan investigaciones que han realizado importantes aportes para el conocimiento del comportamiento mecánico de las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija.

Lantos (1969) desarrolló un modelo para calcular la distribución de esfuerzos dentro de una conexión múltiple a un nivel de carga admisible. Asumió un comportamiento carga-deslizamiento elástico lineal sin deslizamiento inicial para cada unión simple y que las tensiones normales se distribuyen uniformemente sobre la sección transversal de la conexión. El análisis se efectuó en rango elástico y con cargas actuando paralelamente a la dirección del grano.

Cramer (1968) adoptó un enfoque similar al de Lantos (1969) pero teniendo en cuenta una distribución no uniforme de las tensiones normales sobre la sección transversal de la conexión y considerando su influencia sobre la rigidez de los miembros. Wilkinson (1986) encontró que las imperfecciones en la fabricación de las uniones y las diferentes formas de la curva carga-deslizamiento dentro de las mismas, son la causa principal de la no uniformidad en la distribución de la carga.

Schmid et al. (2002) estudian numéricamente la influencia de la geometría y las propiedades del material en la tendencia a agrietarse que ocurre en el área de unión de elementos de madera. Para ello desarrollan un modelo mecánico basado en la mecánica de fractura. Las predicciones de la capacidad resistente para varias uniones tipo clavija muestran una buena aproximación con los resultados experimentales.

Kharouf et al. (2003) proponen un modelo de plasticidad para modelar la madera como un material elasto-plástico ortótropo. El modelo es implementado en un programa de elementos finitos con el fin de analizar uniones atornilladas. Encuentran una buena correlación entre los valores numéricos y los datos experimentales y los modos de falla que predicen el modelo son consistentes con las observaciones experimentales.

Jorissen (1998) en su tesis doctoral investiga para la especie *European Spruce* la capacidad de carga de uniones simples y múltiples con elementos de fijación de tipo clavija sometidas a doble corte. Desarrolla un modelo de distribución de carga y lo introduce en un programa de computación, el cual predice la capacidad de carga y las deformaciones de las uniones múltiples, encontrando buena correlación en el primer caso y pobre en el segundo tras la verificación con una serie de ensayos en el laboratorio. Informa que el número de elementos

de fijación que componen la unión (n), el espaciamiento entre ellos y la esbeltez de los mismos, son los parámetros más importantes para determinar el número efectivo de elementos (n_{ef}) que se puede considerar para calcular la resistencia efectiva de la conexión. Reporta que para lograr que $n = n_{ef}$, es decir que la capacidad de carga de una unión simple no sufra ninguna reducción y la capacidad de la unión sea igual a la sumatoria de las capacidades individuales, las conexiones múltiples con elementos de fijación rígidos deben cumplir con un espaciamiento entre ellos mayor a $14d$ y una distancia al borde mayor a $10d$.

Branco et al. (2008) evalúan la adecuación de la metodología propuesta por las reglas de diseño europeas en uniones tipo clavija madera-madera, cargadas lateralmente. Para ello analizan en primer lugar la metodología propuesta por dicho reglamento para uniones con pasadores en elementos de madera de *Pinus pinaster*. Utilizan clavos de sección cuadrada y redondos lisos, y ensayos de corte simple y doble. Luego realizan una investigación similar en uniones madera-hormigón, usando el mismo tipo de clavos, la misma especie de madera e idéntico procedimiento experimental. La comparación de los resultados experimentales con los valores obtenidos siguiendo los lineamientos de las reglas europeas muestra que concuerdan bien para la capacidad de carga y para el modo de falla, no así para el módulo de deslizamiento donde se encuentran diferencias significativas, sobre todo en uniones compuestas madera-hormigón. Dejan para futuras investigaciones proponer una formulación diferente del módulo de deslizamiento para lograr una mejor aproximación del comportamiento mecánico de estas uniones.

Santos et al. (2009) presentan resultados de ensayos de corte doble en uniones de madera de *Pinus pinaster* bajo carga cuasi-estática de acuerdo a las normas europeas. Evalúan y comparan la resistencia última, la ductilidad y el módulo de deslizamiento de la junta con los valores dados por el Eurocódigo 5. Los datos experimentales obtenidos se utilizan para predecir, mediante un modelo analítico basado en un análisis de regresión, el módulo de deslizamiento de la unión. Finalmente desarrollan un modelo de elementos finitos en tres dimensiones, calibrado con los datos experimentales obtenidos, y que puede ser aplicado para evaluar con buena aproximación valores del módulo de deslizamiento inicial de la unión.

La resistencia al aplastamiento de la madera es una propiedad de singular influencia sobre el comportamiento mecánico de las conexiones. Puede considerarse que está vinculada al material en sí mismo pero también depende de otros factores que conforman un sistema resistente. Dentro de estos factores se pueden citar el diámetro del elemento de fijación, la preparación de los orificios para la colocación de los elementos (con pre-taladrado o sin pre-taladrado), la configuración geométrica de la junta (espesores de los miembros, distancias entre elementos y a los bordes), el ángulo que forma la carga con la dirección de las fibras, la especie de madera (densidad de la misma). Ehlbeck & Werner (1992) llevaron a cabo un programa experimental con varias especies de madera (*Fagus sylvatica*, *Quercus petraea*, *Tectona grandis*, entre otras) ensayadas en compresión y en tracción paralela al grano, usando como elementos de unión bulones con diámetros variables entre 8mm y 30mm. Se incluyeron también otras especies de madera ensayadas con ángulos (entre la carga aplicada y la dirección de las fibras) de 30°, 45°, 60° y 90° y empleando bulones de diámetros 8mm, 16mm y 30mm. Arribaron a las siguientes conclusiones: i) influencia del diámetro del elemento de unión: todos los resultados indicaron que la resistencia al aplastamiento depende significativamente de éste, decrece cuando se incrementa el mismo, ii) influencia del orificio para la colocación del elemento: se encontró que orificios 2 mm más grandes que el diámetro del elemento no influyen significativamente en la resistencia al aplastamiento, aunque las reglas europeas recomiendan no usar orificios más holgados que 1 mm para evitar grandes deformaciones bajo cargas de servicio, iii) influencia del ángulo que forma la carga que solicita la unión con la dirección de las fibras: la resistencia al aplastamiento mostró una disminución cuando se incrementó el ángulo, más notoria cuanto más grande fue el diámetro del elemento. Por otra parte, las maderas más densas mostraron un comportamiento diferente al exhibido por las maderas blandas i) influencia de la densidad de la madera: la resistencia al aplastamiento, tanto para maderas duras como blandas, se incrementó linealmente con la misma independientemente de la especie, ii) tendencia a la fisuración: se encontró una relación entre la especie y la tendencia a la aparición de fisuras bajo carga o cuando se prepararon los cuerpos de prueba. Por último, encontraron que la variación de la resistencia al aplastamiento (COV 15%) fue mayor que la variación de la densidad (COV 8%) para maderas más densas.

La búsqueda de la optimización del funcionamiento de las uniones de tipo clavija ha

motivado en las últimas décadas investigaciones orientadas al fortalecimiento de las mismas con el empleo de diversos materiales. Blaß & Werner (1988) investigan juntas reforzadas con plywood encontrando que la fisuración disminuye y la capacidad de carga aumenta debido a la alta resistencia al aplastamiento de este material. Werner (1995) estudia juntas reforzadas con plywood usando como elementos de fijación bulones y varillas roscadas de diámetro mayor que 24 mm. Este autor efectúa simulaciones empleando el método Monte Carlo y compara estos resultados con los obtenidos aplicando métodos adoptados por reglas de diseño, encontrando un buen acuerdo entre ellos. Chen et al. (2003) proponen un modelo de elementos finitos a los efectos de investigar el comportamiento mecánico de uniones de madera, reforzadas con fibra de vidrio y sin dicho refuerzo, afectadas por varios parámetros. Encuentran una buena aproximación de los resultados numéricos con los experimentales. Bejtka & Blaß (2005) realizan un estudio experimental con uniones reforzadas con tornillos auto perforantes en contacto con las clavijas, para prevenir la tendencia a la rajadura y aumentar la capacidad de carga de la unión. Uibel & Blaß (2006) estudian la capacidad de carga de uniones en paneles de madera sólida, con capas cruzadas. Para los 620 ensayos emplean la especie *Spruce* y como elementos de unión pasadores, tornillos y clavos, variando el ángulo entre la carga y la dirección del grano de las capas externas de los paneles. Blaß & Schädle (2011) desarrollan un programa experimental con conexiones reforzadas con CLT (cross laminated timber) y sin reforzar. Hallan que el valor promedio de la ductilidad para las primeras es tres veces mayor que para las segundas.

El desarrollo de rótulas plásticas constituye una de las bases en las cuales se apoya el modelo de Johansen y definen en gran medida la ductilidad de las conexiones. Sin embargo, su desarrollo no siempre alcanza el máximo potencial. Blaß et al. (2000) investigan la capacidad de flexión efectiva de los elementos de fijación de tipo clavija dentro de las conexiones. Llevan a cabo ensayos con pasadores de diámetro 8 mm, 16 mm y 24 mm donde los elementos alcanzan deformaciones plásticas pero las rótulas plásticas en la mayoría de los casos no se desarrollan completamente y consecuentemente el momento plástico no es alcanzado en su máxima expresión. Dependiendo de la relación entre el momento plástico y el ángulo formado modifican la ecuación que expresa su valor y desarrollan un análisis comparativo con la adoptada por las reglas europeas.

Stehn & Borjes (2004) investigan la influencia de uniones dúctiles madera-acero, en la deformabilidad y capacidad resistente total de un reticulado de madera laminada encolada (*Picea abies*). Realizan estudios experimentales y numérico-paramétricos a los efectos de determinar de qué modo las diferentes formas de la curva carga-desplazamiento del medio de unión (clavo) afectan la capacidad de carga. Los resultados de la investigación muestran claramente que la consideración de un comportamiento elasto-plástico de los clavos resulta en una mayor capacidad resistente de la estructura, comparada con el uso de propiedades elásticas lineales del medio de unión.

El uso de los tornillos auto perforantes para mejorar el desempeño de las juntas fue estudiado profusamente. Meierhofer (1993) fue el primero en proponer el uso de tornillos inclinados para aumentar la capacidad de carga de juntas madera-concreto. Bejtka & Blaß (2002) estudian los parámetros adicionales que ejercen influencia sobre la capacidad de carga de uniones madera-madera usando tornillos inclinados: i) la resistencia al arrancamiento de los tornillos, ii) el ángulo entre el eje del tornillo y la dirección de la fuerza y iii) la fricción entre los miembros conectados. Reportan las inclinaciones más convenientes para aumentar la resistencia adicional producida por la oposición a la extracción de los tornillos y la fricción entre los miembros unidos. Blaß (2003) confirma un comportamiento dúctil de las conexiones madera-madera con bulones de 24 mm de diámetro reforzadas con tornillos auto perforantes colocados en dirección perpendicular a la fibra. Las compara con los resultados obtenidos en idénticas conexiones pero sin refuerzo, las que presentaron fallas frágiles causadas por rajaduras de la madera a lo largo de la fila de bulones. Demuestra que el “rope effect” puede ser explotado al máximo con este tipo de tornillos, que presentan un alto valor de la resistencia al arrancamiento en comparación con otros elementos de fijación como los clavos. Bejtka & Blaß (2005) informan resultados de ensayos con pasadores de diferentes diámetros (desde 8 mm a 12 mm) reforzados con tornillos auto perforantes, también de diferentes diámetros, en contacto con aquellos, en conexiones madera-acero y madera-madera. Logran un incremento de la capacidad de carga de más del 80% en relación a las uniones sin refuerzos con comportamiento dúctil y del 120% en comparación con las uniones sin refuerzos con comportamiento frágil.

El empleo de elementos de fijación especiales también fue investigado. Guan & Rodd (2001)

estudian experimental y numéricamente, mediante un modelo basado en el método de elementos finitos, el comportamiento de uniones con tornillos de acero hueco. Luego realizan un estudio numérico-paramétrico para evaluar el efecto del espesor del tornillo en el comportamiento de la unión. Experimentalmente logran demostrar que la ductilidad de una junta de corte doble puede incrementarse significativamente usando tornillos huecos en lugar de sólidos, pues los elementos huecos con paredes de pequeños espesores brindan alta disipación de energía y reducen la probabilidad de ocurrencia de roturas frágiles.

2.1.2.2 Reglas de diseño estructural.

El modelo propuesto por Johansen (1949) para estimar la capacidad portante de las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija ha sido adoptado por numerosas reglas de diseño estructural. Algunas de ellas lo han incorporado sin modificaciones sustanciales, como el NDS (2012) de EEUU, el Reglamento Argentino (INTI CIRSOC 2013b) y la norma chilena NCh 1198 (2007). En cambio, las reglas adoptadas en Europa a través del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) consideran una expansión del modelo inicial. Por su parte, las reglas adoptadas en Brasil (ABNT 2010) han adoptado un modelo propio que no está basado en el propuesto por Johansen.

A continuación se presentan los criterios de diseño adoptados en Europa (EN 1995-1-1 2005), en Argentina (INTI CIRSOC 2013b) y en Brasil (ABNT 2010) más relacionados con el desarrollo de esta investigación. Se efectuarán referencias a las reglas de EEUU (NDS 2012), las cuales sirvieron de base para la redacción del Reglamento de Argentina, y a las adoptadas en Chile (NCh 1198 2007). En todos los casos se mantienen los símbolos originales, con el propósito de facilitarle al lector la consulta directa de los documentos citados.

El Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005).

Conforme a las reglas europeas, el valor característico de la capacidad portante ($F_{v,Rk}$), por cada elemento de fijación y por cada sección de corte, es el menor de los obtenidos aplicando las expresiones que para cada modo de rotura se indican en la *Tabla 2.2*. Para no reiterar el esquema descriptivo de los modos de rotura, se han mantenido los símbolos empleados en la *Figura 2.1*.

Tabla 2.2 Capacidad portante para cada modo de rotura según el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005).

Tipo	Modo ⁽¹⁾	Expresión ⁽¹⁾
Una sección de corte	a	$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d$
	b	$F_{v,Rk} = f_{h,2,k} t_2 d$
	c	$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
	d	$F_{v,Rk} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
	e	$F_{v,Rk} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
	f	$F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
Dos secciones de corte	g	$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d$
	h	$F_{v,Rk} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d$
	j	$F_{v,Rk} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
	k	$F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

(1) ver la Figura 2.1. $F_{ax,Rk}$: valor característico de la resistencia a la extracción del medio de fijación. El significado de los restantes símbolos puede observarse al pie de la Tabla 2.1.

Como se expresó anteriormente, las reglas europeas incorporaron a las expresiones iniciales deducidas por Johansen (1949) la capacidad portante adicional que provee la resistencia a la extracción de los elementos de fijación y la fricción entre las piezas unidas -rope effect- (Bejtka & Blaß 2002; Hilson 1995a). Esta resistencia adicional se desarrolla en la última fase del proceso de deformación de las conexiones cuando su modo de rotura corresponde a aquellos que desarrollan rótulas plásticas en los elementos de fijación (modos c, d, e, f, j, k).

La consideración de la resistencia adicional antes mencionada fue materializada por estas reglas de dos formas: i) incorporando el sumando $F_{ax,Rk} / 4$ en las expresiones correspondientes a los modos c, d, e, f, j, k, ii) afectando al primer término con el factor 1,05 (modos d, e, j) o con el factor 1,15 (modos f, k). No obstante, el valor de $F_{ax,Rk} / 4$ debe limitarse a los siguientes porcentajes referidos al primer sumando de las expresiones: clavos comunes de sección redonda 15%, clavos comunes de sección cuadrada y bulones 25%, tipos especiales de clavos 50%, tornillos y tirafondos 100%.

Ante la ausencia de determinaciones experimentales (ver el Apartado 2.1.4), estas reglas de diseño proveen expresiones para estimar los valores característicos de las propiedades de los materiales (madera y elementos de fijación) que es necesario conocer para resolver las expresiones presentadas en la *Tabla 2.2*. A continuación se presentan las expresiones de mayor vinculación con la temática abordada y con el desarrollo de este Trabajo de Tesis.

La resistencia característica al aplastamiento de la madera ($f_{h,k}$), para cualquier orientación de las fibras, puede estimarse para conexiones con clavos de hasta 8mm de diámetro mediante las expresiones que se indican a continuación.

$$f_{h,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad (N/mm^2) \quad (\text{clavos con pre-taladrado})$$

$$f_{h,k} = 0,082\rho_k d^{-0,3} \quad (N/mm^2) \quad (\text{clavos sin pre-taladrado})$$

siendo:

ρ_k : valor característico de la densidad de la madera (kg/m^3)

d : diámetro del clavo (mm)

Para bulones y pasadores de hasta 30mm de diámetro, y para clavos con un diámetro superior a 8mm, esta propiedad puede estimarse tomando en cuenta el ángulo α que forma la carga con la dirección de las fibras- con la expresión siguiente.

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90}\text{sen}^2\alpha + \text{cos}^2\alpha} \quad (N/mm^2)$$

$$k_{90^\circ} = 0,90 + 0,015d \quad (\text{frondosas})$$

$$k_{90^\circ} = 1,35 + 0,015d \quad (\text{coníferas})$$

siendo:

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d) \rho_k \quad (N/mm^2)$$

$f_{h,0,k}$: valor característico de la resistencia al aplastamiento paralela a la fibra (N/mm^2)

ρ_k : valor característico de la densidad de la madera (kg/m^3)

α : ángulo formado entre la dirección de la carga y la fibra

d : diámetro del perno (mm)

El valor característico del momento de plastificación ($M_{y,Rk}$) en clavos de fuste liso fabricados a partir de acero con una resistencia mínima a tracción (f_u) de $600N/mm^2$, puede estimarse con las expresiones:

$$M_{y,Rk} = 0,3f_u d^{2,6} \quad (Nmm) \quad (\text{sección circular})$$

$$M_{y,Rk} = 0,45f_u d^{2,6} \quad (Nmm) \quad (\text{sección cuadrada})$$

siendo:

f_u : resistencia a tracción del clavo (N/mm^2)

d : diámetro del elemento (mm)

Para bulones de acero de sección circular puede adoptarse el valor característico del momento plástico $M_{y,Rk}$ dado por la siguiente ecuación:

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k} d^{2,6} \quad (Nmm)$$

siendo:

$f_{u,k}$: valor característico de la resistencia a tracción (N/mm^2)

d : diámetro del elemento (mm)

La resistencia a la extracción de clavos comunes puede estimarse, cuando la penetración de la punta en la madera es igual o mayor a 12 veces su diámetro, con la siguiente expresión:

$$F_{ax,Rk} = 0,00002 \rho_k^2 d t_{pen} \quad (N/mm)$$

donde:

ρ_k : valor característico de la densidad de la madera (kg/m^3)

d : diámetro del elemento (mm)

t_{pen} : penetración del clavo en la madera (mm)

Como se reseñó en el Apartado 2.1.2.1, para que los modos de rotura contemplados en el modelo de Johansen (1949) puedan ser alcanzados, es necesario evitar fallas prematuras en la madera usualmente acompañadas por la formación de bloques de corte o fisuración. Para minimizar la probabilidad de que aparezcan roturas frágiles y garantizar el desarrollo del modelo mecánico adoptado, las reglas europeas efectúan recomendaciones constructivas y referidas al diseño geométrico de las conexiones. Dado que el programa experimental desarrollado en este estudio fue diseñado y llevado a cabo siguiendo el criterio europeo, a continuación se presentan las disposiciones adoptadas en este código.

En relación con las juntas clavadas, para clavos de fuste liso la longitud de penetración en la pieza de madera en la que se aloja la punta debe ser al menos de 8 veces el diámetro (d) y en clavos nervurados (espiralados) de al menos $6d$. Se recomienda un pretaladrado, el cual no debe superar $0,8d$, en los siguientes casos: i) en maderas con una densidad característica mayor a 500 kg/m^3 , ii) cuando el diámetro del clavo sea mayor que 8mm y iii) cuando el espesor de las piezas de madera (t) sea menor que:

$$t = 7d \text{ ó } t = (13d - 30) \frac{\rho_k}{400}$$

donde:

ρ_k : valor característico de la densidad de la madera (kg/m^3)

d : diámetro del clavo (mm)

Los símbolos adoptados para denominar el espaciamiento (parámetros geométricos) se describen en la *Figura 2.3*, en tanto que los valores mínimos recomendados para uniones con clavos se exhiben en la *Tabla 2.3*.

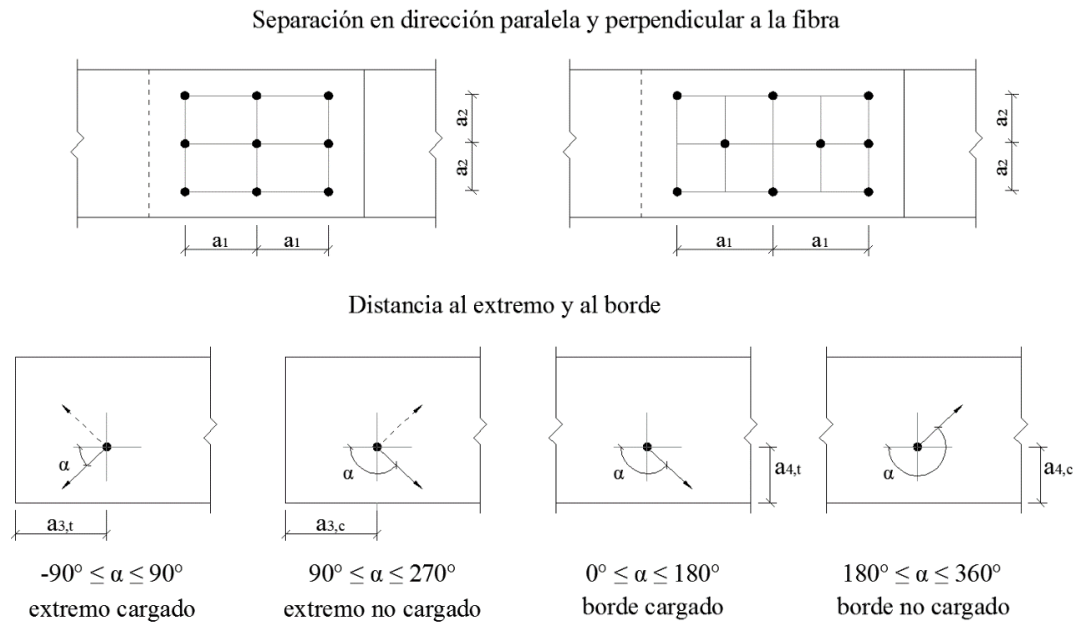


Figura 2.3 Símbolos empleados en las reglas europeas para indicar el espaciamiento.

Tabla 2.3 Espaciamiento mínimo recomendado por las reglas europeas para uniones con clavos.

Separación o distancia	Ángulo α		Separación o distancia mínima al extremo o al borde		
			Sin pre-taladrado		Con pre-taladrado
			$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
separación a_1 (paralela a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ mm}$	$(5 + 5 \cos \alpha) d$	$(7 + 8 \cos \alpha) d$	$(4 + \cos \alpha) d$
		$d \geq 5 \text{ mm}$	$(5 + 7 \cos \alpha) d$		
separación a_2 (perpendicular a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$		$5 d$	$7 d$	$(3 + \sin \alpha) d$
distancia $a_{3,t}$ (extremo cargado)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$		$(10 + 5 \cos \alpha) d$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$	$(7 + 5 \cos \alpha) d$
distancia $a_{3,c}$ (extremo no cargado)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$		$10 d$	$15 d$	$7d$
distancia $a_{4,t}$ (borde cargado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ mm}$	$(5 + 2 \sin \alpha) d$	$(7 + 2 \sin \alpha) d$	$(3 + 2 \sin \alpha) d$
		$d \geq 5 \text{ mm}$	$(5 + 5 \sin \alpha) d$	$(7 + 5 \sin \alpha) d$	$(3 + 4 \sin \alpha) d$
distancia $a_{4,c}$ (borde no cargado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$		$5 d$	$7 d$	$3d$

Con referencia a la colocación de bulones, el diámetro del orificio no debe superar en más de 1mm el diámetro del bulón que aloja. Bajo la cabeza y la tuerca de los mismos deben colocarse arandelas con un diámetro de al menos 3d y un espesor de al menos 0,3d, las que deben tener contacto en toda la superficie. Las separaciones y distancias mínimas recomendadas para uniones con bulones se exhiben en la *Tabla 2.4*.

Tabla 2.4 Espaciamiento mínimo recomendado por las reglas europeas para uniones con bulones.

Separación o distancia	Ángulo α	Separación o distancia mínima al extremo o al borde
a_1 (paralela a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (perpendicular a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	4 d
$a_{3,t}$ (extremo cargado)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	máx (7 d; 80mm)
$a_{3,c}$ (extremo no cargado)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	máx [(1 + 6 sen α) d; 4 d]
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	4 d
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	máx [(1 + 6 sen α) d; 4 d]
$a_{4,t}$ (borde cargado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	máx [(2 + 2 sen α) d; 3d]
$a_{4,c}$ (borde no cargado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	3d

El efecto de grupo es considerado en estas reglas multiplicando la capacidad portante obtenida para un elemento de fijación (*Tabla 2.2*) por un número, denominado número efectivo (n_{ef}), que puede ser igual o menor al número real (n) de elementos de fijación que componen la conexión.

Para uniones con clavos solicitadas en la dirección de las fibras, cuando los mismos se colocan desplazados un diámetro perpendicularmente a la dirección de las fibras, resulta $n = n_{ef}$. En los casos en que no se cumple la condición de desplazamiento transversal debe adoptarse $n_{ef} = n^{k_{ef}}$, donde k_{ef} es función de la separación entre clavos en una línea de colocación (a_1). Para $a_1 \geq 14d$ es $k_{ef} = 1$, para $a_1 = 10d$ es $k_{ef} = 0,85$ y para $a_1 \geq 7d$ es $k_{ef} = 0,7$ pudiéndose interpolar linealmente para valores intermedios. Para cargas en dirección perpendicular a las fibras debe considerarse $n = n_{ef}$.

Por su parte, para uniones abulonadas solicitadas en la dirección de las fibras, debe adoptarse $n_{ef} = n^{0,9} (a_1 / 13d)^{0,25}$, siendo $n = n_{ef}$ para cargas perpendiculares a la dirección de la fibra y pudiéndose interpolar linealmente para casos intermedios.

El Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b).

Las expresiones que provee el reglamento de aplicación nacional para el cálculo de la capacidad portante en las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija están basadas en el modelo inicial de Johansen (1949). A diferencia del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), no incorporó la resistencia adicional originada por la oposición al arrancamiento de los elementos de fijación y por la fricción entre los miembros unidos.

Los procedimientos de cálculo de este código se basan en el formato de tensiones admisibles. El criterio general de diseño se corresponde con el adoptado por las reglas de EEUU (NDS 2012) en su versión ASD, en el cual fue inspirado, y es también similar al incorporado a las reglas chilenas (NCh 1198 2007). Las expresiones para obtener la capacidad portante -en este caso admisible y por cada elemento de fijación- correspondiente a cada modo de rotura se pueden apreciar en la Tabla 2.5. El valor admisible de la capacidad portante para una conexión múltiple resulta multiplicar la capacidad de cada elemento por el número de elementos de la componen, considerando la eventual disminución debida al efecto grupal, ya comentado anteriormente.

Un análisis detallado de las expresiones incluidas en la *Tabla 2.5*, en la cual se han mantenido los símbolos originales por las razones expuestas anteriormente, prueba que las mismas son coincidentes con las del modelo de Johansen (1949) (*Tabla 2.1*) y que las diferencias son solo aparentes. El análisis detallado confirma que es posible obtener los valores característicos de la capacidad portante (Z_{car}) en lugar de los admisibles (Z) presentados en la *Tabla 2.5* si las propiedades que intervienen en el cálculo se expresan a través de sus valores característicos y se ignoran los coeficientes de reducción (R_d). Esta transformación es empleada para el análisis, comparación y discusión de los resultados que se presentan en el Capítulo 4.

Tabla 2.5 Capacidad portante para cada modo de rotura según el CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b).

Tipo	Modo ⁽¹⁾	Expresión
Una sección de corte	I _s (a)	$Z = \frac{Dl_s F_{es}}{R_d}$
	I _m (b)	$Z = \frac{Dl_m F_{em}}{R_d}$
	II (c)	$Z = \frac{k_1 D l_s F_{es}}{R_d}$
	III _s (d)	$Z = \frac{k_3 D l_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$
	III _m (e)	$Z = \frac{k_2 D l_m F_{em}}{(1 + 2R_e) R_d}$
	IV (f)	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$
Dos secciones de corte	I _s (g)	$Z = \frac{2Dl_s F_{es}}{R_d}$
	I _m (h)	$Z = \frac{Dl_m F_{em}}{R_d}$
	III _s (j)	$Z = \frac{2k_3 D l_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$
	IV (k)	$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$

(1) Entre paréntesis se ha indicado la correspondencia con la denominación empleada en el modelo de Johansen (ver Figura 2.1 y Tabla 2.1).

D: diámetro nominal del elemento de fijación cuando éste no es roscado o cuando la zona roscada está suficientemente lejos de las secciones de corte. En caso contrario se debe tomar el diámetro del núcleo del elemento, *D_r*, en lugar de *D*.

F_{em}: resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal (ver Suplemento 4).

F_{es}: resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral (ver Suplemento 4).

F_{yb}: tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación (ver Suplemento 4).

l_m: longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal.

l_s: longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral.

R_d: coeficiente de reducción.

R_e: *F_{em}* / *F_{es}*

R_i: *l_m* / *l_s*

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1 + R_t)}{(1 + R_e)}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}l_m^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}l_s^2}}$$

Los valores del coeficiente de reducción (R_d) varían en función del diámetro del elemento y del ángulo entre la dirección de la fuerza y la de las fibras como se expresa:

Para $D \leq 4,3\text{mm}$ es $K_D = 2,2$

Para $4,3\text{mm} < D < 6,35\text{mm}$ es $K_D = 0,38 D + 0,56$

En elementos de fijación roscados con $D \geq 6,35\text{mm}$ y $D_r < 6,35\text{mm}$, $R_d = K_D K_\theta$

Para $6,35\text{mm} \leq D \leq 25,4\text{mm}$ para modos de rotura I_m y I_s $R_d = 4K_\theta$

para modos de rotura II $R_d = 3,6K_\theta$

para modos de rotura III_m, III_s y IV $R_d = 3,2K_\theta$

donde:

θ : máximo ángulo entre la dirección de la fuerza y la de las fibras de cualquier miembro que integra la unión ($0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$)

K_θ : $1 + 0,25 (\theta / 90)$

D : diámetro del elemento de fijación (mm)

En el Suplemento 4 de este Reglamento se indican valores de diseño de referencia para uniones mecánicas, se proveen valores de las propiedades de la madera y del acero.

Ante la ausencia de determinaciones experimentales, las reglas de diseño de aplicación nacional proveen expresiones para estimar los valores característicos de las propiedades de los materiales que es necesario conocer para resolver las expresiones presentadas en la *Tabla 2.2*. A continuación se presentan las expresiones de mayor vinculación con la temática abordada y con el desarrollo de este Trabajo de Tesis.

La resistencia al aplastamiento de referencia (F_e) de la madera en uniones con elementos de diámetro (D) menor que $6,35\text{mm}$, se puede estimar independientemente de la dirección de la fibra y de D , mediante la ecuación:

$$F_e = 114,4 G^{1,84} \quad (N / \text{mm}^2)$$

donde:

G es el valor característico de la gravedad específica anhidra

Por su parte, en uniones donde $D \geq 6,35\text{mm}$, F_e se estima en forma diferenciada para cuando la fuerza actúa en las direcciones paralela ($F_{e//}$) y perpendicular ($F_{e\perp}$) a las fibras mediante las expresiones dadas a continuación.

$$F_{e//} = 77,2 G \quad (N / mm^2)$$

$$F_{e\perp} = 212 \frac{G^{1,45}}{D^{0,5}} \quad (N / mm^2)$$

donde:

D es el diámetro expresado en mm

Para casos donde el esfuerzo actúa con una dirección intermedia (θ) respecto a las fibras, la resistencia al aplastamiento de referencia se puede estimar conforme al criterio de Hankinson mediante la ecuación:

$$F_{e\theta} = \frac{F_{e//} F_{e\perp}}{F_{e//} \sin^2 \theta + F_{e\perp} \cos^2 \theta}$$

Como estas reglas consideran como carga de duración normal (duración de referencia) la que actúa a su nivel de diseño durante un tiempo acumulado de 10 años, los valores obtenidos a través de la aplicación de las expresiones indicadas se corresponden con ese tiempo de actuación de la carga.

Con relación a las propiedades mecánicas de los elementos de fijación, estas reglas consideran -en línea con el criterio vigente en EEUU (NDS 2012)- un valor característico de la tensión de fluencia en flexión (F_{yb}) intermedio entre los valores característicos correspondientes a la fluencia y a la resistencia última en tracción:

$$F_{yb} = \left(\frac{F_{yk} + F_{uk}}{2} \right) \quad (N / mm^2)$$

donde:

$F_{y,k}$: valor característico de la tensión de fluencia (N/mm^2)

$F_{u,k}$: resistencia última en tracción (N/mm^2)

El efecto de grupo es considerado en estas reglas afectando la capacidad portante obtenida para un elemento de fijación (*Tabla 2.5*) con un factor de grupo (C_g) que puede ser igual o menor que la unidad y que puede ser determinado según dos alternativas. Para conexiones donde $D < 6,35\text{mm}$ es $C_g = 1$ en todos los casos. Cuando $6,35\text{mm} \leq D \leq 25,4\text{mm}$, el número de elementos de fijación (n) es mayor que 6 y el esfuerzo es paralelo a la dirección de las fibras, C_g se puede determinar -según uno de los dos criterios adoptados- con la siguiente expresión:

$$C_g = \frac{6 + 2(n - 6)/3}{n} \leq 1$$

Para esfuerzos perpendiculares a la dirección del grano es $C_g = 1$ pudiéndose interpolar linealmente entre el resultado obtenido con la expresión anterior y el valor unitario para direcciones intermedias.

La norma NBR 7190 (ABNT 2010).

Estas reglas, de igual manera que las europeas, adoptaron el formato de los estados límite para el diseño estructural. Son las únicas reglas -de las mencionadas en este apartado- que no consideran el modelo de Johansen (1949) para determinar la capacidad portante y el correspondiente modo de falla en las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija.

La resistencia de una conexión con un elemento de fijación (clavo o bulón) presentando una sección de corte entre dos piezas de madera, se determina en función de la resistencia de diseño al aplastamiento (f_{wed}) de la madera, de la resistencia de diseño en fluencia (f_{yd}) y del diámetro (d) del elemento de fijación, y de un espesor convencional (t), tomado como el menor de los espesores t_1 y t_2 de penetración del elemento en las piezas que componen la unión. El valor de diseño de la resistencia de un elemento, por cada sección de corte, se determina en función de un parámetro β expresado por la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{t}{d}$$

siendo:

t : espesor convencional de la madera (mm)

d : diámetro del elemento (mm)

Conforme a este criterio, la capacidad de carga puede quedar expresada de dos maneras diferentes en función de un límite adoptado para el parámetro β (β_{lim}). Queda expresada por aplastamiento de la madera cuando $\beta \leq \beta_{lim} = 1,25 (f_{yd} / f_{e\theta,d})^{0,5}$, siendo f_{yd} y $f_{e\theta,d}$ las resistencias de diseño del elemento de fijación en tracción y de la madera al aplastamiento, respectivamente. En este caso la resistencia de diseño por cada elemento de fijación con una sección de corte es:

$$R_{vd,1} = 0,50 t d f_{e\theta,d}$$

Por su parte, cuando $\beta > \beta_{lim}$ la resistencia queda expresada por la flexión del elemento de fijación:

$$R_{vd,1} = 0,625 \frac{d^2}{\beta_{lim}} f_{yd}$$

En conexiones que presentan dos secciones de corte la capacidad portante se determina aplicando el criterio expuesto anteriormente para cada sección de corte y luego duplicando el resultado. Para estos casos, se debe considerar el espesor convencional de la madera (t) como el menor valor entre t_1 y $t_2/2$ en una de las secciones de corte y entre $t_2/2$ y t_3 en la otra, siendo t_1 y t_3 el espesor de las piezas laterales y t_2 el espesor de la pieza central.

Para el análisis desarrollado en el Capítulo 4 de este Trabajo de Tesis es conveniente expresar los resultados de la capacidad portante en términos de valores característicos ($R_{vk,1}$). Esto es posible aplicando estas reglas de diseño si se tiene en cuenta que la resistencia de diseño al aplastamiento de la madera es $f_{e\theta,d} = k_{mod} f_{e\theta,k} / \gamma_{wc}$ y la resistencia de diseño en fluencia del elemento de fijación es $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$. En consecuencia, eliminando el coeficiente de modificación (k_{mod}) y los coeficientes de minoración (γ_{wc} y γ_s) es posible introducir los valores característicos (en lugar de los de diseño) de las propiedades de los materiales ($f_{e\theta,k}$ y f_{yk}) en las expresiones que permiten calcular la capacidad portante y obtener los valores característicos de ésta ($R_{vk,1}$). Esta transformación es empleada en la comparación de criterios de diseño que se lleva a cabo en el Capítulo 4.

Con referencia al efecto de grupo, estas reglas no lo tienen en cuenta cuando la cantidad de

elementos de fijación dispuestos en una línea no supera el número (n) de 8. Cuando este número es superado, cada elemento suplementario debe ser considerado con 2/3 de su resistencia individual. La capacidad de carga de la unión múltiple debe calcularse multiplicando la capacidad de carga de un elemento por la expresión que define el número efectivo (n_{ef}) de elementos:

$$n_{ef} = 8 + \frac{2}{3}(n - 8)$$

2.1.3 Criterios para evaluar la rigidez.

El conocimiento de la rigidez de las conexiones reviste fundamental importancia debido a la gran influencia que su deslizamiento ejerce sobre la deformación global de la estructura. La experiencia internacional recogida en estructuras reticuladas indica que la contribución del deslizamiento de las conexiones suele ser varias veces mayor que la correspondiente a la deformación elástica de las barras (Stehn & Borjes 2004; Hilson 1995c). De igual manera que las deformaciones de los miembros estructurales de madera, el deslizamiento de las conexiones crece con el tiempo (creep) y la deformación diferida depende fundamentalmente de la duración de la carga y del contenido de humedad (y su variación) en los miembros unidos. No obstante, como el estudio de las deformaciones diferidas está fuera del alcance de este trabajo, este tópico no es abordado en este capítulo.

Para propósitos prácticos vinculados al diseño estructural, la rigidez de una conexión se expresa a través del módulo de deslizamiento instantáneo (EN 1995-1-1 2005; INTI CIRSOC 2013b), el cual también suele ser denominado módulo de aplastamiento (EN 26891 1991). Para el diseño estructural y en las investigaciones referidas al comportamiento mecánico de conexiones múltiples el módulo mencionado expresa la fuerza necesaria para producir un deslizamiento unitario de la conexión (N / mm). En el estudio del comportamiento al aplastamiento de la madera bajo la acción de un elemento rígido – conexión simple- (EN 383 2007) suele referirse a la tensión necesaria para producir un deslizamiento unitario (N / mm³).

Debido a que la curva carga-deslizamiento de una conexión no es lineal, el criterio habitual para estimar el módulo de deslizamiento instantáneo es adoptar un nivel de carga similar al

que actúa sobre la estructura en servicio y relacionarlo al deslizamiento que esa carga produce. El criterio europeo fija el nivel de la carga de servicio en un 40% de la máxima alcanzada (EN 1380 2009; EN 26891 1991; EN 383 2007). La *Figura 2.4* ilustra esquemáticamente este concepto.

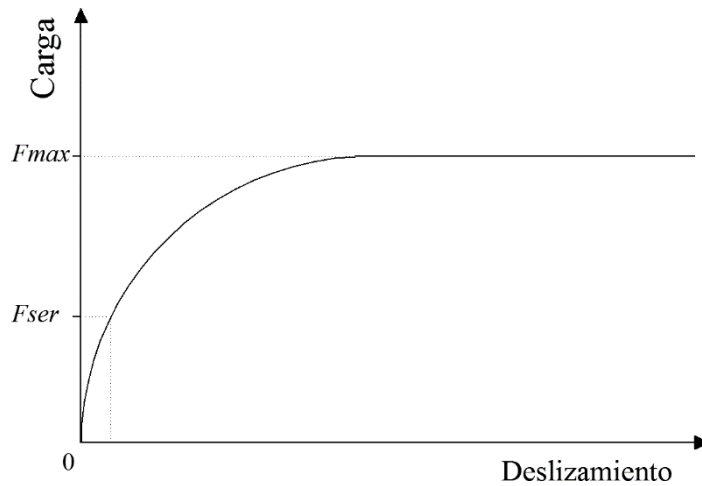


Figura 2.4 Criterio para definir el valor del módulo de deslizamiento instantáneo.

No obstante, es necesario considerar que el comportamiento mecánico de una conexión múltiple está íntimamente relacionado a la geometría y propiedades de los materiales que la integran y son varios los modos de rotura posibles (ver el Apartado 2.1.2.1). A su vez, la variabilidad natural de las propiedades de la madera provoca que -aún en programas experimentales diseñados y ejecutados siguiendo procedimientos normalizados- los resultados obtenidos para el módulo de deslizamiento instantáneo exhiban una elevada dispersión (Jorissen 1998). En consecuencia, la estimación del deslizamiento presenta dificultades importantes en la práctica del ejercicio profesional, ya que las deformaciones se producen en un material anisótropo, heterogéneo y de elevada variabilidad como la madera, pero también pueden corresponderse con una deformación plástica de los elementos de fijación.

Conforme lo expresado anteriormente, es evidente que está fuera del alcance del proyectista la ejecución de un análisis pormenorizado del deslizamiento en cada una de las conexiones que integran una estructura. Para salvar esta dificultad, las reglas de diseño proveen criterios que permiten determinar el módulo de deslizamiento instantáneo (y a través de éste y de las

fuerzas actuantes sobre la estructura, calcular el deslizamiento de las conexiones). Por las razones ya expuestas, estos criterios presentan significativas diferencias y constituyen una guía, siendo necesario efectuar estudios particulares cuando las deformaciones constituyen una condición crítica del proyecto. Conforme al procedimiento adoptado por las reglas de Brasil, Europa y Argentina, en el cálculo del deslizamiento es considerada la influencia del diámetro del elemento y de la densidad de la madera (ABNT 2010; EN 1995-1-1 2005; INTI CIRSOC 2013b). Por su lado, las expresiones provistas por las reglas de EEUU y Chile no tienen en cuenta la influencia de esta última en forma directa (NDS 2012; NCh 1198 2007). En algunos casos se considera el tipo de material que constituye la unión, es decir si las distintas partes están constituidas por madera, productos derivados de ésta, o acero.

2.1.3.1 Reglas de diseño estructural.

Como se expresó anteriormente, las reglas de diseño estructural proveen expresiones para estimar el deslizamiento en las conexiones mecánicas. Siendo el tema muy controversial por la cantidad de variables que intervienen, los criterios adoptados suelen diferir significativamente. En este apartado se presentan dos procedimientos de cálculo del módulo de deslizamiento instantáneo, que permite derivar el deslizamiento instantáneo de la conexión bajo una determinada carga de servicio. Por la importancia que revisten para nuestro país, se detalla el criterio de las reglas europeas y el adoptado por las reglas de aplicación nacional.

El Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005).

Este reglamento calcula el deslizamiento en función del diámetro del elemento y de la densidad media de la madera y lo hace en forma independiente de la dirección del esfuerzo respecto de las fibras. En uniones realizadas con elementos de fijación tipo clavija, el módulo de deslizamiento K_{ser} por plano de corte y por elemento de fijación bajo la carga de servicio, se halla con las siguientes expresiones:

Para bulones, pasadores, tirafondos y clavos con orificios pretaladrados:

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \frac{d}{23} \quad (N / mm)$$

En conexiones con clavos colocados sin pretaladrado:

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \frac{d^{0,8}}{30} \quad (N / mm)$$

El significado de los símbolos empleados en las expresiones anteriores es el siguiente:

ρ_m : valor medio de la densidad (kg / m^3)

d : diámetro del elemento de fijación (mm)

La expresión anterior es válida para las conexiones con grampas, sustituyendo en el denominador el valor de 30 por 80.

Si existe una diferencia entre el diámetro del orificio y el del elemento de fijación, su valor se debe adicionar al calculado para el deslizamiento de la conexión. Para conexiones acero-madera u hormigón-madera los valores de K_{ser} obtenidos con las expresiones anteriores deben ser duplicados.

El Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b).

Conforme a las reglas de aplicación nacional, el valor del deslizamiento instantáneo Δ_{Zi} que experimentan los miembros de una unión construida con elementos de fijación de tipo clavija sometida a carga lateral, puede efectuarse con la siguiente expresión:

$$\Delta_{Zi} = \Delta_{ZP} + R_Z / \gamma$$

donde:

Δ_{ZP} : diferencia entre el diámetro del orificio y el del elemento de fijación cuando éste se coloca con una pre-perforación de diámetro mayor a su diámetro nominal. Para los otros casos es $\Delta_{ZP} = 0$

R_Z : Fuerza lateral aplicada a cada elemento de fijación

γ : módulo de deslizamiento instantáneo por cada sección de corte y por cada elemento de fijación

Cuando el cálculo del deslizamiento instantáneo no es un requerimiento importante del proyecto, el cálculo de γ puede efectuarse con las siguientes expresiones:

Para uniones con piezas laterales de madera: $\gamma = 246 D^{1,5}$ (N / mm)

Para uniones con piezas laterales de acero: $\gamma = 369 D^{1,5}$ (N / mm)

Cuando el cálculo del deslizamiento instantáneo es un requerimiento importante del proyecto, el cálculo de γ puede efectuarse con las siguientes expresiones, válidas tanto para

uniones con piezas laterales de madera como de acero:

Para uniones con bulones, tirafondos, tornillos y clavos con orificios pre-perforados:

$$\gamma = \rho_{0,05}^{1,5} D / 20 \text{ (N / mm)}$$

Para uniones con clavos sin orificios pre-perforados:

$$\gamma = \rho_{0,05}^{1,5} D^{0,8} / 25 \text{ (N / mm)}$$

donde:

$\rho_{0,05}$: valor característico de la densidad (kg / m^3) correspondiente al percentil 5 %, con un contenido de humedad del 12 %

D : diámetro del elemento de fijación (mm)

2.1.4 Determinación experimental de la capacidad portante y la rigidez.

Si bien las reglas de diseño estructural proveen expresiones para estimar la capacidad portante y la rigidez de las conexiones, existen normas de ensayo que permiten comprobar experimentalmente su comportamiento mecánico. La determinación experimental es necesaria para corroborar la eficiencia de los criterios adoptados por los códigos, pero resulta imprescindible en proyectos de investigación orientados a conocer el comportamiento mecánico de conexiones que presentan variantes respecto de las recomendaciones reglamentarias. La normativa europea que acompaña al Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) ha incorporado una extensa experiencia desarrollada en distintos países y ha logrado armonizar modernos criterios de ensayo y de análisis estadístico de los resultados obtenidos.

En los párrafos siguientes se presentan las normas europeas de aplicación para determinar experimentalmente el comportamiento mecánico de las conexiones de tipo clavija. Considerando que en el Capítulo 3 se pormenorizan los procedimientos adoptados por las mismas -pues el programa experimental de esta investigación fue diseñado y ejecutado conforme a esas normas-, con el propósito de evitar reiteraciones a continuación se describen solamente los aspectos no explicitados detalladamente en el Capítulo 3.

La norma EN 1380 (2009) permite determinar la capacidad portante y la rigidez (a través del cálculo del módulo de deslizamiento instantáneo) de conexiones múltiples con elementos de fijación de tipo clavija transmitiendo carga paralela o perpendicular a las fibras y adoptando

la conformación adecuada al proyecto correspondiente. La carga se aplica conforme al procedimiento estipulado por la norma EN 26891 (1991).

Las propiedades de los materiales que conforman las conexiones, cuyo conocimiento es necesario para calcular la capacidad portante de éstas, pueden en general estimarse empleando los criterios recomendados por las reglas de diseño. No obstante, por las razones expuestas anteriormente, existen casos en los cuales es conveniente (o imprescindible) realizar su determinación en forma experimental. La resistencia y rigidez de la madera cuando es sometida a esfuerzos de aplastamiento, el valor del momento de plastificación de los elementos de fijación y la resistencia a la extracción de éstos pueden determinarse empleando procedimientos estipulados por normas específicas.

La norma EN 383 (2007) permite determinar la resistencia al aplastamiento y la rigidez (a través del cálculo del módulo de deslizamiento instantáneo) de conexiones simples con un único elemento de fijación de elevada rigidez que no experimenta deformación flexional durante el ensayo. Las determinaciones pueden efectuarse bajo carga paralela o perpendicular a las fibras y la aplicación de la carga responde a un procedimiento similar al adoptado por la norma EN 1380 (2009).

El momento de plastificación de los elementos de fijación desempeña un rol fundamental en la determinación de la capacidad portante correspondiente a los modos de rotura que implican el desarrollo de rótulas plásticas conforme al modelo de Johansen (1949). Éste puede ser determinado mediante un procedimiento específico estipulado por la norma EN 409 (2009).

La resistencia a la extracción de los elementos de fijación fue incorporada por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) a las expresiones que permiten calcular la capacidad portante de los modos de rotura que se producen con la formación de rótulas plásticas (modos d, e, f, j, k) o con el giro del elemento (modo c). Esta resistencia es adicional a la propuesta en el modelo inicial de Johansen (1949) y se desarrolla en la última fase del proceso de deformación de la conexión. La norma EN 1382 (2000) provee un método de ensayo que permite determinar

la resistencia al arrancamiento de clavos, grampas y tirafondos insertados en la madera aserrada o laminada encolada estructural.

La adopción de un criterio validado internacionalmente para calcular los valores característicos de las propiedades determinadas experimentalmente sobre las conexiones resulta de fundamental importancia para lograr resultados comparables. La norma EN 14358 (2007) provee un criterio específico para ese fin, el cual se indica a continuación:

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln m_i$$

$$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\ln m_i - \bar{y} \right)^2}$$

$$m_k = \exp \left(\bar{y} + k_s s_y \right)$$

donde:

\bar{y} : valor medio

s_y : desviación estándar

m_k : valor característico

$\ln m_i$: logaritmo natural de los valores obtenidos de los ensayos

n : número de cuerpos de prueba

k_s : coeficiente que varía en función del tamaño (n) de la muestra ensayada

n	3	5	10	15	20	30	50	100	500	∞
k_s	3,15	2,46	2,10	1,99	1,93	1,87	1,81	1,76	1,71	1,65

2.2 La madera como material estructural.

Como se expresó anteriormente en este capítulo, el modelo de Johansen (1949) -original o extendido- ha sido adoptado por numerosas reglas de diseño estructural para predecir la resistencia de las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija (EN 1995-1-1 2005; INTI CIRSOC 2013b; NDS 2012; NCh 1198 2007). El modelo inicialmente propuesto está basado –más allá de la importancia que revisten los parámetros geométricos- en dos propiedades de los materiales: la resistencia al aplastamiento de la madera y el momento de

plastificación de los elementos de fijación. Posteriores modificaciones extendieron el modelo inicial, como las incorporadas por las reglas europeas (EN 1995-1-1 2005) considerando también la capacidad portante adicional debida a la resistencia a la extracción de los elementos de fijación y a la fricción entre los miembros unidos (Bejtka & Blaß 2002). Por su parte, la rigidez de las conexiones -interpretada como la oposición al deslizamiento relativo de las piezas unidas en condición de servicio estructural- está condicionada por las propiedades en las cuales se basa el modelo original de Johansen, ya mencionadas anteriormente.

Teniendo en cuenta que las principales propiedades mecánicas de los elementos de fijación –relacionadas al comportamiento de las conexiones mecánicas- ya fueron descritas al analizar los criterios adoptados por reglas de diseño de relieve internacional, este apartado está dedicado a las características de la madera como material estructural. Es indudable que su estructura interna –esencialmente anisótropa- junto a la presencia de singularidades y defectos juegan, un rol fundamental en la definición de su comportamiento mecánico. Se presentan también las principales características del *Eucalyptus grandis* cultivado en la Mesopotamia de Argentina. Tanto en general para la madera, como en particular para la especie utilizada en este estudio, la presentación focaliza en el uso estructural del material y particularmente en las propiedades que definen su desempeño en las conexiones mecánicas.

2.2.1 Características generales.

El estudio de la madera para uso estructural debe atender indefectiblemente aspectos que la identifican como un material con características singulares en comparación con otros como el acero, el aluminio o el hormigón. Ellas son su anisotropía y heterogeneidad, a las que se debe sumar la variabilidad que sus propiedades experimentan entre distintas especies, también entre regiones de cultivo, entre árboles, dentro de un mismo árbol y de una sección transversal (Coronel 1994). La madera es un sólido natural, de porosidad fina. Su naturaleza es orgánica, compuesta fundamentalmente de celulosa, hemicelulosa y lignina. De acuerdo a la especie, se encuentran presentes también resinas, terpenos, taninos, minerales y sustancias incrustantes. El tejido está formado por células de formas variadas, y su estructura interna se puede analizar considerando fundamentalmente la dirección longitudinal, la radial y la tangencial (Hoffmeyer 1995) aunque para el uso estructural se consideran solamente la

longitudinal y la transversal, quedando incluidas en esta última la radial y la tangencial. A su vez, la presencia de nudos y la desviación de las fibras, entre otras particularidades, ejercen normalmente una gran influencia sobre su comportamiento.

La estructura de las paredes de las células, la unión de éstas para constituir los tejidos de la madera libre de defectos, y las anomalías que presenta en tamaños de uso estructural, representan tres niveles fundamentales que es necesario considerar para comprender su comportamiento (Hoffmeyer 1995). En el primer nivel se encuentra la explicación a las enormes diferencias experimentadas por la contracción y expansión en sentido transversal respecto del longitudinal (entre 10 y 20 veces superior para el primero). El segundo nivel ofrece la razón por la cual la rigidez encontrada en dirección longitudinal es entre 20 y 40 veces mayor que en la transversal. El tercer nivel, que considera la presencia de nudos y otros defectos, explica la enorme diferencia que se encuentra para la resistencia a la tracción entre una probeta pequeña, libre de defectos y una de tamaño estructural que no sea de primera calidad.

Micro estructura.

La obtención de la madera proviene de dos categorías de árboles conocidos como angiospermas y gimnospermas. Al primer grupo pertenecen las especies frondosas y en el segundo se incluyen las especies de coníferas. Las especies frondosas presentan una anatomía más compleja, conteniendo un mayor número de tipos de células que cumplen distintas funciones fisiológicas. Se puede diferenciar a las fibras que proveen la resistencia mecánica constituyendo el tejido de sostén, con paredes celulares más gruesas que en las coníferas y longitudes comprendidas entre 1 mm y 1,5 mm. Dentro de este tejido se distribuye un segundo tipo, los vasos conductores, con diámetros variables entre 0,02 mm y 0,5 mm, que se extienden verticalmente en el árbol y aparecen con distinta distribución según las especies. La porosidad existente en los casos en que se distinguen claramente los vasos más grandes en la madera temprana de los pequeños en la madera tardía, recibe el nombre de anular. Si esa distribución no presenta un cambio brusco se denomina porosidad semianular. Sin embargo, en la mayoría de las especies existe una disposición irregular de los vasos que se denomina porosidad difusa. Un tercer grupo es el constituido por el tejido

de almacenamiento o parénquima, que aparece tanto en sentido longitudinal como radial y su número es mayor que en las coníferas.

Las especies de coníferas muestran una estructura más simple, con mayoría de fibras traqueidas de longitud variable entre 2 mm y 5 mm y esbeltez muy grande, ya que el diámetro es aproximadamente la centésima parte de su longitud. Este tejido, que constituye un porcentaje variable entre el 90% y el 95% del total, cumple la función de dar resistencia y a su vez de transportar alimentos. Se organiza en filas radiales presentando paredes más gruesas y menores diámetros en la madera tardía que en la temprana, originando diferentes densidades, y su longitud coincide con la dirección del eje del árbol. El otro grupo es el constituido por el tejido de reserva, el parénquima, que se ocupa de almacenar los elementos nutritivos y se desarrolla fundamentalmente en sentido radial. Los canales de resina son longitudinales y forman cavidades en el tejido.

A pesar de las diferencias existentes, las características fundamentales de las paredes celulares son comunes a la mayoría de las especies. La sustancia básica que la compone es la celulosa, que se presenta agregada en unidades largas llamadas fibrillas elementales, las que a su vez se unen para formar las microfibrillas en las cuales la celulosa está embebida en una matriz de hemicelulosa y revestida por lignina. Los espacios existentes entre las fibrillas elementales son accesibles a las moléculas de agua y, consecuentemente, una microfibrilla formada por la unión de varias fibrillas elementales es hinchable.

La capa existente entre las células individuales se denomina laminilla media, la que mantiene la cohesión necesaria para formar el tejido y está compuesta fundamentalmente por lignina y pectina. Entre ésta y el espacio interior, denominado lumen, se ubica la pared celular que posee tres capas denominadas pared primaria, secundaria y terciaria. La pared primaria se encuentra en contacto con la laminilla media y en la misma las microfibrillas se orientan al azar, entrelazándose, siendo su espesor muy delgado. La secundaria se puede descomponer en tres partes bien diferenciadas, una externa muy delgada, con un espesor del orden de décimas de micrómetro, que presenta un promedio de inclinación de las microfibrillas, con respecto al eje de la célula, de entre 50° y 70°. Una parte media que cuenta con un mayor espesor, de varios micrómetros, y con las microfibrillas orientadas mayoritariamente en la

dirección longitudinal (de 5° a 20°). Finalmente, una parte interna que no ofrece un orden estricto en su orientación. La pared terciaria se ubica contra el espacio interior de la célula.

La estructura de la pared celular puede analizarse también desde el punto de vista de su comportamiento estructural. La capa media de la pared secundaria, que es la más importante, puede absorber los esfuerzos de tracción favorablemente debido a la orientación predominantemente longitudinal de las microfibrillas que la integran. A su vez, cuando es sometida a esfuerzos de compresión, ésta es contenida y arriostrada contra su flexión lateral o pandeo flexional tanto por la capa externa como por la interna, que tienen una mayor inclinación de las fibras.

Macro estructura.

Un análisis macro estructural de la madera indica que el crecimiento vertical del árbol ocurre en forma continua, con la médula en la parte central, la cual en general tiene madera de menor calidad que el resto. El crecimiento de las capas periféricas del tronco, responsables por el desarrollo horizontal, da lugar a la formación de los anillos anuales de crecimiento. El tejido celular que produce la nueva madera se denomina cambium y está ubicado en la parte externa, recubierto por la cáscara o corteza y es muy delgado. Si se observa a simple vista la sección transversal del tronco, se puede apreciar que ese desarrollo se produce con dos tipos diferentes de tejidos que responden a la madera generada en primavera o leño temprano, y a la formada en el otoño o leño tardío, respectivamente. Ambos, sumados, constituyen un anillo anual. La diferencia entre ambos tejidos es más nítida en algunas especies que en otras, pero en general los formados en primavera poseen células de paredes más delgadas y mayor lumen para facilitar el transporte de savia. Por el contrario, los de otoño tienen células con mayor espesor de paredes y menores huecos, confiriendo mayor resistencia al material que conforman.

La madera generada en primavera es en general de color más claro y posee menor densidad que la del otoño, precisamente como consecuencia del menor espesor de sus paredes. Si bien es necesario tener en cuenta algunas variables tales como la especie, el clima y las condiciones del suelo donde se desarrolla la planta, entre otras, en general existe una relación entre el espesor de los anillos y la densidad. En la mayoría de las coníferas el espesor de leño

tardío, de otoño, se mantiene casi constante y la diferencia se produce en el espesor del leño temprano, por lo cual a un mayor espesor del anillo corresponde una menor densidad. Si se toma el caso de las maderas de especies frondosas con porosidad anular, éstas en general se caracterizan por formar anillos de madera de primavera con marcados poros -los vasos conductores- y con espesor casi constante, apareciendo la variación en el leño tardío. En consecuencia, a mayor espesor de los anillos corresponde mayor densidad. Esta circunstancia no se presenta cuando la porosidad es difusa.

A medida que transcurre la edad del árbol y aumenta la cantidad de anillos, se generan dos grandes zonas en la sección transversal del tronco. La parte más joven, la externa, por la cual asciende la savia desde las raíces hacia el extremo superior, se denomina albura. Con el paso del tiempo las células son modificadas -incrustadas con extractivos orgánicos- dando lugar a la formación del duramen en la zona interior. Este es generalmente más denso, menos permeable y más resistente a los ataques de insectos y hongos. A su vez, puede considerarse otra diferencia entre los anillos de crecimiento que se formaron en la época temprana del árbol, habitualmente entre 5 y 20, con aquellos que ocupan la parte exterior del tronco. A la madera formada por los primeros, se le denomina madera juvenil, en alusión a la edad del árbol cuando ella se constituyó, y al resto se le denomina madera adulta. Esta apreciación es más importante en las especies de coníferas, en las cuales la madera juvenil presenta fibras más cortas, con espesores de paredes más delgados y una mediana inclinación de las microfibrillas en la capa media de la pared secundaria. Como consecuencia, la madera juvenil, que se encuentra en este tipo de árboles comprendida fundamentalmente en el duramen, presenta menor resistencia y rigidez y mayores tenores de contracción y expansión que la madera adulta.

Los nudos surgen de la existencia de ramas que se desprenden del tronco principal y están conectadas hasta la médula. En la medida que los sucesivos anillos de crecimiento engrosan la parte exterior del árbol, la parte incluida de la rama, la cual también aumenta su diámetro, forma un cono que se desarrolla junto con el tronco. Cuando el corte de la pieza extraída del tronco principal interesa a ese cono, se encuentra un nudo, el cual, en este caso, se denomina nudo fijo. Si la rama se desprende, las sucesivas capas de madera nueva envuelven al cono que ella formaba, el cual no se desarrolla más en conjunto con el árbol ni afecta a los nuevos

anillos externos de crecimiento y da lugar a la formación de un nudo flojo o suelto, que incluso puede contener parte de la cáscara. Es fácil comprender que una adecuada poda puede provocar que en una sección transversal se encuentre un importante manto exterior de madera sana, ya que la eliminación de las ramas en forma temprana ocasiona que los nudos queden solamente en la zona interior del tronco. Existen particularidades que es necesario tener en cuenta para las distintas especies. En el caso de las coníferas, que tienen un tronco dominante del cual se desprenden ramas a intervalos regulares, se encuentran espacios sin nudos seguidos luego de grupos de los mismos. Este agrupamiento es más difícil de encontrar en especies frondosas. Los nudos constituyen un defecto al cual investigadores y normas le atribuyen una gran importancia en el uso estructural de la madera por la reducción que producen en las propiedades mecánicas y son considerados tanto en forma individual como en forma grupal. Su influencia negativa deriva de la interrupción que generan en los tejidos y a su vez de la inclinación de las fibras que se produce en su contorno. Su presencia suele afectar más las propiedades mecánicas de la madera de coníferas que la de frondosas.

Principales singularidades con influencia sobre el comportamiento estructural.

Conforme a las modernas tendencias imperantes en el plano internacional, razones tanto técnicas como económicas hacen imprescindible que la utilización estructural de la madera aserrada haya sido previamente clasificada por resistencia, en forma visual o mecánica (Glos 1995). Habida cuenta que los métodos de clasificación se basan en el análisis y la limitación de parámetros de detección visual o mecánica -conforme al proceso adoptado-, existen singularidades de la madera que resultan de fundamental importancia para su clasificación y asignación a grados estructurales (Piter et al. 2004 b, c; Glos 1995).

De acuerdo a lo expresado anteriormente respecto de la estructura interna de la madera, los principales parámetros de detección visual que ejercen influencia sobre las propiedades mecánicas y en consecuencia son útiles para clasificar por resistencia la madera son los nudos, la inclinación de las fibras, el espesor de los anillos y la presencia de médula (DIN 4074 2008; IRAM 9662 2006). Existen otros tales como los daños por ataques biológicos, que suelen prohibirse o limitarse según su importancia y tipo, de igual manera que la madera de reacción (tracción o compresión) originada cuando el árbol es sometido a esfuerzos importantes por la acción del viento. La presencia de secreciones como la resina (en

coníferas) o el kino (en eucaliptos) suelen asimilarse a otros defectos por su tamaño pues cuando son de pequeñas dimensiones su influencia sobre el comportamiento mecánico no es importante. La presencia de fisuras, deformaciones y defectos de la geometría en general, vinculada a los métodos de producción y secado, es limitada generalmente conforme al grado estructural de la pieza.

Para una clasificación mecánica por resistencia los parámetros más importantes son el módulo de elasticidad y la densidad. Una combinación de éstos con la nudosidad puede alcanzar una correlación muy elevada con la resistencia, pero las máquinas necesarias para implementar estos procesos son de un costo muy elevado. En Argentina aún no se han normado ni implementado métodos mecánicos de clasificación por resistencia, aunque se cuenta con investigaciones que aportan información sobre la eficiencia de parámetros simples y combinados para ese fin (Piter et al. 2004b).

Respecto de la influencia de los defectos sobre el comportamiento de las conexiones, es necesario señalar que las mismas se localizan usualmente en zonas libres de defectos importantes y, consecuentemente, su comportamiento mecánico está influenciado fundamentalmente por el comportamiento de la madera bajo esfuerzos de aplastamiento, por la dirección del esfuerzo respecto de las fibras, por el tipo y dimensiones de los elementos de fijación y por los parámetros geométricos adoptados. Estos últimos y la presencia de excentricidades en la transmisión de los esfuerzos, como ya se expresó anteriormente, pueden originar esfuerzos de corte y de tracción perpendicular al grano (Ehlbeck & Görlacher 1995; Racher 1995), capaces de originar una rotura prematura en la madera que constituye la junta.

Propiedades físicas más importantes.

Las propiedades físicas de la madera con mayor influencia sobre el comportamiento estructural de la madera y de las conexiones en particular son la densidad aparente, el contenido de humedad y las características de hinchamiento y contracción experimentadas por los cambios en el contenido de humedad (Racher 1995; EN 1995-1-1 2005; INTI CIRSOC 2013b). La densidad, que debe definirse a un determinado contenido de humedad, tiene en general una correlación positiva con las propiedades mecánicas de la madera y en

particular con la resistencia y la rigidez de las conexiones mecánicas. El crecimiento del contenido de humedad por debajo del punto de saturación de las fibras ejerce en general una influencia negativa sobre las propiedades mecánicas así como sobre la estabilidad dimensional y la durabilidad natural del material.

La densidad aparente se define como el cociente entre la masa y el volumen correspondiente. Teniendo en cuenta que normalmente este material contiene humedad, cuya masa se agrega a la de la madera y a su vez produce variaciones en el volumen, se debe definir siempre el contenido de humedad para el cual se calcula la densidad. En ingeniería estructural existen dos formas más frecuentes de determinarla. Una es la denominada densidad en clima normal (20°C +/- 2°C de temperatura y 65% +/- 5% de humedad relativa ambiente) y la otra es la densidad anhidra, es decir sin contenido de humedad salvo el de constitución. En silvicultura se utiliza otra forma de cálculo, denominada frecuentemente densidad básica, que se expresa como el cociente entre la masa seca y el volumen de la pieza saturada de humedad. El principal objetivo de este cálculo es obtener información acerca de la cantidad de madera que aparece en un determinado volumen obtenido de la forestación, pero no es usualmente empleada para fines estructurales.

La norma nacional de aplicación para el cálculo de la densidad aparente es la IRAM 9544 (1973), internacionalmente se aplica también la ISO 3131 (1975). Para determinar la masa de la probeta se requiere una precisión para la balanza de 0,01 g. El cálculo habitual del volumen se efectúa midiendo las dimensiones de la probeta destinada a tal fin con un instrumento cuya precisión debe ser 0,01 mm. Teniendo en cuenta la porosidad presente en este material, y que la densidad de las paredes de las células, excluidos los orificios, alcanza un valor aproximado de 1.500 kg/m³, el campo práctico ocupado por la densidad oscila entre valores del orden de 110 kg/m³ y 1.300 kg/m³. Las especies de elevada porosidad se acercan al primero y las muy densas al segundo, el cual no es superado ni aún por las maderas tropicales de mayor dureza.

La densidad aparente tiene una correlación positiva con la mayoría de las propiedades mecánicas de la madera, constituyendo normalmente un parámetro indicativo de la resistencia y la rigidez. A modo de ejemplo, para la inserción de una determinada

combinación especie / procedencia en el sistema internacional de clases resistentes adoptado para la madera aserrada por la norma EN 338 (2010) es necesario conocer el valor característico de la densidad junto a los de la resistencia y el módulo de elasticidad en flexión.

Para el diseño de las conexiones la densidad es una propiedad particularmente importante por su elevada correlación con la resistencia al aplastamiento y con el módulo de deslizamiento instantáneo, siendo este último un indicador de la rigidez. Es considerada por distintas reglas de diseño de relevancia internacional tanto por su valor en clima normal (EN 1995-1-1 2005) -ya definido anteriormente- como en forma de gravedad específica anhidra (NDS 2012).

El contenido de humedad en la madera se define como el cociente de la masa de agua contenida (removible físicamente) y la masa de la madera seca que la contiene. Esta última se obtiene por secado en estufa a una temperatura de $103\pm 2^{\circ}\text{C}$. Se considera que se alcanza esta condición cuando la diferencia entre dos pesadas sucesivas con intervalos de 6 horas es igual o menor al 5% de la masa de la pieza. La norma nacional de aplicación es la IRAM 9532 (1963). Internacionalmente se utiliza también la norma ISO 3130 (1975). La balanza utilizada para determinar la masa debe ser capaz de registrar 0,01 g y el calibre destinado a medir las dimensiones del trozo empleado debe indicar 0,01 mm.

El contenido de humedad correspondiente al punto de saturación de las fibras se sitúa, para la mayoría de las especies, entre el 25% y el 35%, siendo el valor de 28% suficientemente aproximado para los fines prácticos (Hoffmeyer 1995). La acumulación de agua por encima de ese punto no produce variaciones en las paredes celulares, ya que se deposita en los orificios, permaneciendo las propiedades físicas y mecánicas prácticamente constantes. Existe también, aunque no presenta importancia desde el punto de vista estructural pues no se puede remover por medios físicos, la llamada agua de constitución, que representa generalmente entre el 0,5% y el 1% del total del contenido y forma parte de la pared celular. Por lo tanto, en el análisis de las propiedades mecánicas se hace referencia solamente a las dos primeras. En ese sentido, cuando la madera verde o con un elevado contenido de humedad se seca natural o artificialmente, el agua que primero pierde es el agua libre.

Al ser la madera un material higroscópico, su contenido de humedad depende de la temperatura y la humedad relativa ambiente, e intercambia permanentemente agua con el aire que la rodea. La humedad de equilibrio interno se alcanza luego de un tiempo, variable con las dimensiones de las piezas y la densidad de la madera, y puede conocerse en función de las variables mencionadas anteriormente. Es imposible que el tenor de humedad alcance el 0% en forma natural, el que puede ser logrado solo en estufa, pero, en climas secos se pueden alcanzar porcentajes de equilibrio inferiores al 10%. En el clima denominado normal, ya definido, la mayoría de las especies alcanzan una humedad de equilibrio de aproximadamente 12%. Esta condición es tomada como referencia internacionalmente para la determinación de las propiedades de resistencia y rigidez (EN 408 2010; EN 384 2010; IRAM 9663 2013; IRAM 9664 2013).

La importancia del punto de saturación de las fibras (28%) radica en que el agua perdida por debajo del mismo es extraída de las paredes y por lo tanto las modifica, produciendo alteraciones tanto de las dimensiones como del comportamiento resistente y elástico de las piezas. Es decir que en la medida que disminuye el contenido de humedad por debajo del punto de saturación, se produce una reducción de las dimensiones y un aumento -en general- en la resistencia y rigidez de la madera. La influencia negativa que ejerce el incremento de humedad sobre la resistencia varía en general para cada tipo de esfuerzo, siendo muy importante en la compresión y leve en la tracción. Afecta el valor del módulo de elasticidad e incluso se manifiesta en el valor que alcanzan las deformaciones diferidas en vigas sometidas a esfuerzos de larga duración, donde tiene una fundamental importancia no sólo el contenido de humedad inicial sino las variaciones que éste experimenta mientras el elemento estructural se encuentra cargado (Andriamitantsoa 1995).

La fuerte anisotropía que caracteriza a este material origina grandes diferencias en el valor de las contracciones lineales causadas por la pérdida de humedad por debajo del punto de saturación de las fibras, experimentándose la mayor en la dirección tangencial, siguiéndole en importancia la radial. La longitudinal usualmente carece de importancia a los fines prácticos del diseño estructural. Debe considerarse que los valores varían si se tiene en cuenta la heterogeneidad y la gran variabilidad del material. La madera debe ser colocada con un contenido de humedad cercano al de equilibrio higroscópico en su condición de

servicio, evitando que se produzcan fisuras por contracción o expansión originadas por variaciones bruscas de ese contenido, las que también facilitan el ataque biológico.

Tanto el diseño como la ejecución de las conexiones mecánicas deben prever el contenido de humedad en la madera tanto al momento de la construcción como durante la vida útil de la estructura. La capacidad mecánica de una conexión se ve significativamente afectada si el contenido de humedad de la madera experimenta una variación importante entre el momento del montaje y su condición de servicio durante la vida útil de la estructura (NDS 2012; INTI CIRSOC 2013b). En este último caso, la disminución de la resistencia y la rigidez no solamente puede reflejar la pérdida de capacidad mecánica de la madera propiamente dicha, sino también la influencia de los cambios dimensionales que afectan el ajuste y la interrelación entre los elementos que constituyen la unión, a la vez que pueden inducir tensiones perpendiculares a las fibras no previstas (Racher 1995).

El contenido de humedad es también un factor decisivo en lo referente a la durabilidad natural de este material frente al ataque de los hongos xilófagos. Éste se produce cuando el contenido de humedad se encuentra en un nivel superior al 20% pues necesitan agua para su desarrollo, pero como también necesitan oxígeno, debe reunirse la doble condición en cantidades que varían según la especie de que se trate. Este tipo de ataque puede disminuir sensiblemente la capacidad mecánica de la madera, y como algunos tipos de hongos pueden sobrevivir períodos relativamente prolongados con poca humedad, el mismo debe ser tenido en cuenta en el diseño y en los procesos de producción y clasificación de este material con destino estructural (Nunes & de Sousa 1995).

Propiedades mecánicas más importantes.

Es necesario tener en cuenta que directa o indirectamente las propiedades mecánicas de la madera que constituye la estructura están vinculadas al desempeño de las conexiones. A modo de ejemplo, las reglas de diseño adoptadas por Brasil (ABNT 2010) relacionan la resistencia al aplastamiento en forma directa con la resistencia a compresión de la madera, en dirección paralela o perpendicular a las fibras según corresponda. Por su parte, las conexiones que transmiten carga perpendicular a las fibras y las que presentan excentricidades pueden generar esfuerzos de corte y/o de tracción perpendicular al grano,

los cuales en numerosas ocasiones definen la capacidad portante del conjunto (Ehlbeck & Görlacher 1995; Racher 1995). A su vez, las propiedades de la madera juegan un rol decisivo en el diseño geométrico de las conexiones para evitar roturas frágiles prematuras. Más aún, como la capacidad portante de los miembros que constituyen la estructura definen las cargas que deben absorber las conexiones, los valores característicos de sus propiedades mecánicas también influyen -si bien en este caso en forma indirecta- sobre el diseño de las uniones mecánicas.

Los modernos criterios de diseño estructural se apoyan en valores característicos de las propiedades que son determinados siguiendo procedimientos estandarizados para proveer el nivel de confiabilidad buscado. La tendencia actual es ensayar cuerpos de prueba de tamaño estructural, aunque se aceptan procedimientos para validar resultados obtenidos sobre cuerpos de prueba pequeños libres de defectos. La metodología adoptada en Europa para asignar calidades de madera -obtenidas de combinaciones especie / procedencia- al sistema internacional de clases resistentes (EN 338 2010; EN 408 2010; EN 384 2010) constituye un claro ejemplo de la tendencia mencionada. En Argentina, las normas IRAM 9663 (2013) e IRAM 9664 (2013) han adoptado un criterio similar al europeo en cuanto a la determinación experimental de las propiedades mecánicas y al tratamiento estadístico de los resultados.

La caracterización completa de una especie de determinada procedencia requiere realizar una serie de ensayos normalizados que proveen resultados para la totalidad de las propiedades utilizadas en el diseño estructural. No obstante, existen relaciones que vinculan entre si esas propiedades, y que permiten, ante la imposibilidad de efectuar todas las pruebas de laboratorio necesarias, derivar determinadas propiedades a partir de los resultados obtenidos para las que se consideran más importantes. Conforme al criterio europeo (EN 338 2010; EN 384 2010), adoptado recientemente en Argentina (IRAM 9664 2013), la caracterización de una población de madera definida en términos de especie (o grupo de especies), procedencia y clase resistente, requiere el conocimiento de los valores característicos de la resistencia y el módulo de elasticidad en flexión, así como el característico de la densidad. A partir del conocimiento de estos valores, considerados fundamentales, pueden ser derivados los restantes valores característicos de las propiedades empleadas en el diseño estructural empleando las expresiones adoptadas. No obstante,

teniendo en cuenta la importante variabilidad de este material y la influencia que ejercen factores como el clima, entre otros, es apropiado verificar las expresiones adoptadas por las normas.

La anisotropía ya descrita es la que origina resultados muy diferentes para las propiedades en función de la dirección del esfuerzo respecto de la orientación de las fibras. A los fines prácticos, la mayoría de los valores mecánicos se expresan solamente en la dirección longitudinal y en la transversal, resumiendo en esta última tanto la radial como la tangencial. De las propiedades empleadas en el diseño estructural y que por lo tanto deben ser consideradas en la clasificación por resistencia, con la excepción del corte, las restantes adquieren valores mayores en la dirección de las fibras que en la transversal. La explicación se encuentra en la estructura de la pared celular, ya descrita con anterioridad.

Los cuerpos de prueba de tamaño estructural se preparan con una longitud relacionada a sus dimensiones transversales. En el caso de la flexión, la disposición simétrica de las cargas en los tercios de la longitud de la viga y una determinada relación entre su alto y la separación entre apoyos (1 / 18) mantienen acotada la influencia del esfuerzo de corte sobre los resultados. Para las pruebas de tracción y compresión paralela a las fibras la disposición contempla una transmisión de los esfuerzos en forma similar a la ocurrida en estructuras reales y se evita el riesgo de inestabilidad lateral durante la prueba (EN 408 2010; IRAM 9663 2013).

Las prescripciones modernas fijan condiciones de ensayo normalizadas que tienen por objetivo obtener resultados comparables en el nivel internacional. Según el criterio europeo (EN 338 2010; EN 384 2010) los resultados de la densidad, el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión se ajustan a un contenido de humedad de referencia del 12%, en tanto que la resistencia a flexión y tracción se ajustan a un alto / ancho de referencia de 150 mm. La precisión requerida habitualmente para las determinaciones es del 1%. La velocidad de aplicación de las cargas, que debe ser constante, y el tiempo de duración del ensayo hasta la rotura (180 a 420 segundos) se encuentran también estipulados. Esta última condición reviste gran importancia pues la duración de las cargas ejerce una importante influencia sobre la resistencia y la rigidez de la madera, las que son tenidas en cuenta en el diseño

estructural (ABNT 2010; EN 1995-1-1 2005; INTI CIRSOC 2013b; NCh 1198 2007; NDS 2012).

En el diseño de las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija, la resistencia de la madera cuando es sometida a esfuerzos de aplastamiento cumple un rol fundamental. Esta es una propiedad que puede estimarse tanto en dirección paralela como perpendicular a las fibras a partir de conocer la densidad de la madera (normal o anhidra, según el criterio adoptado) y el tipo y diámetro de elemento de fijación (EN 1995-1-1 2005; INTI CIRSOC 2013b; NDS 2012). Existen también criterios para vincular esta propiedad con la resistencia a compresión de la madera (ABNT 2010). El módulo de deslizamiento instantáneo, que provee la fuerza necesaria para provocar un deslizamiento unitario en la conexión -y por lo tanto es un indicador de su rigidez-, puede estimarse según las reglas europeas y las nacionales en función de la densidad y del diámetro del elemento (EN 1995-1-1 2005; INTI CIRSOC 2013b). En otros casos la estimación se basa en el diámetro del elemento (NDS 2012; NCh 1198 2007). Algunos criterios consideran también el tipo de material que constituye la unión, es decir si las distintas partes están constituidas por madera, productos derivados de ésta, o acero. No obstante, es necesario tener en cuenta que el comportamiento mecánico de las conexiones expresa la actuación del sistema integrado por la madera y los elementos de fijación (más que de la madera propiamente dicha), ya que sobre el mismo también ejercen influencia el tipo y tamaño del elemento de fijación y el método de preparación de la junta (Ehlbeck & Werner 1995a). Desde este punto de vista, y con el objetivo de lograr una adecuada precisión, se han diseñado métodos específicos para ensayar conexiones estandarizadas construidas con elementos de fijación de tipo clavija y –a partir de los resultados obtenidos- determinar su capacidad portante y rigidez (EN 383 2007; EN 1380 2009).

2.2.2 La madera de *Eucalyptus grandis*.

En el apartado anterior se analizaron las propiedades más importantes de la madera como material estructural. Teniendo en cuenta que dentro de ese marco general cada especie (asociada a su zona de cultivo) exhibe particularidades que la distinguen del resto, en este apartado se destacan aquellas que son propias de la madera aserrada del *Eucalyptus grandis* cultivado en la Mesopotamia de Argentina. Se presenta una síntesis de los resultados

obtenidos a través de investigaciones orientadas al uso estructural del recurso y llevadas a cabo en nuestro país durante los últimos 15 años. Se incluyen también reportes relacionados a la especie cultivada en otros países.

El género Eucalyptus y su introducción en Argentina.

Al género *Eucalyptus* pertenecen más de setecientas especies frondosas originarias en su inmensa mayoría de Australia. A través de miles de años de evolución, este género pasó a ser parte integrante del paisaje australiano, y solamente dos especies pueden considerarse endémicas fuera de Australia, *E. urophylla* y *E. deglupta*. La primera se considera que es originaria de Timor y otras islas de Indonesia, mientras que la segunda es de Nueva Guinea, Sulawesi y Mindanao (Dadswell 1972; INTA 1995). La velocidad de crecimiento y el elevado rendimiento de varias especies de eucaliptos, especialmente fuera de Australia, pueden considerarse asombrosos. En regiones tropicales el *E. deglupta* y en regiones templadas el *E. grandis* y el *E. globulus*, entre otras especies, superan holgadamente a los pinos. Consecuentemente, en la segunda mitad del siglo XX la superficie cultivada creció a un ritmo muy importante (Brown & Hillis, 1978).

La introducción de los eucaliptos en la Argentina data de la década de 1850, y se le atribuye a Domingo F. Sarmiento haber dispuesto la siembra de *E. globulus* en la Provincia de Buenos Aires. Para la Mesopotamia se reconocen dos vías de ingreso, una desde Brasil hacia Misiones y la otra desde Australia hacia Entre Ríos. Las primeras plantaciones realizadas en Misiones datan de la década de 1940, y se realizaron con las especies *E. grandis*, *E. saligna* y *E. urophylla*. En la Provincia de Entre Ríos se registran las primeras plantaciones en la misma década, pero el crecimiento importante ocurrió con posterioridad (INTA 1995).

En la década de 1990 se encontraban más de 200.000 hectáreas forestadas con eucaliptos, de las cuales más del 60% estaban localizadas en la Mesopotamia (INTA 1995). Según información del Ministerio de Agricultura, Ganadería y Pesca (MAGyP), para el año 2011 la superficie cultivada con especies de este género superaba las 250.000 hectáreas y el 85% de ellas se encontraban radicadas en las provincias mesopotámicas de Corrientes y Entre Ríos (<http://www.minagri.gob.ar/forestacion>). Los buenos resultados alcanzados con la

especie *E. grandis* motivaron que cobrase un impulso superior a las otras y se constituya en la que predomina, sobre todo en las provincias de Corrientes y Entre Ríos.

Si bien existen forestaciones diseminadas en toda la Mesopotamia, las dos principales zonas de cultivo pueden definirse como: i) noreste de Entre Ríos y sudeste de Corrientes, con la principal concentración en los departamentos de Federación, Concordia y Colón de la provincia de Entre Ríos y el departamento de Monte Caseros en la provincia de Corrientes, ii) noreste de la Provincia de Corrientes, con la mayoría de las plantaciones en los departamentos de Santo Tomé e Ituzaingó. Ambas regiones poseen suelos muy aptos para el cultivo de esta especie. Las densidades de plantación más usuales oscilan entre 1.000 y 1.100 plantas por hectárea, con distribuciones rectangulares o cuadradas, lo cual permite obtener diámetros adecuados para el aserrado a edades de diez o doce años. El *E. grandis* de la Mesopotamia Argentina se encuentra dentro de las especies de eucaliptos consideradas livianas, y presenta un aspecto claro. Su color es castaño rosado para el duramen y crema para la albura, con textura y brillo medianos. El veteado es suave, siendo frecuentes las variaciones de tonalidad en su superficie. El aserrado se realiza con facilidad en estado verde, siendo regular su aptitud en estado seco, mientras que el cepillado se puede llevar a cabo sin inconvenientes (INTA 1995).

Características particulares de la madera de Eucalyptus grandis.

Respecto de la inclinación de las fibras, parámetro de importancia en la clasificación visual, Hillis (1978) señala un menor nivel en los eucaliptos que en las especies de coníferas, aunque reporta valores importantes para el *E. grandis* proveniente de Zambia. Informa que el espiralamiento de las fibras se incrementa a una cierta distancia de la médula pero luego decrece hacia los sectores externos del tronco. En Argentina, de las especies pertenecientes al género *Eucalyptus*, la que mejor comportamiento ha mostrado es el *E. grandis*, presentando fibras derechas o ligeramente entrelazadas (INTA 1995). Para esta última especie Piter et al. (2004c) informan inclinaciones de las fibras mayores a 1 / 14 solamente en un 7% de los 349 cuerpos de prueba aserrados con tamaño estructural usual investigados en un programa empírico orientado a diseñar un método de clasificación por resistencia. En relación a la longitud de las fibras del *E. grandis*, Hillis (1978) señala que la distancia a la médula tiene mayor influencia sobre ella que la altura en el árbol. Reporta valores de 0,69

mm y 1,05 mm para mediciones efectuadas sobre la médula y a 120 mm de ella, en *E. grandis* de rápido crecimiento de Sudáfrica. Para el mismo caso señala que el diámetro de las fibras se incrementa desde el centro de crecimiento hacia la periferia del tronco. En función de la altura, destaca los mayores valores del diámetro a aproximadamente 11 m sobre el suelo, para luego decrecer hasta el extremo superior del árbol.

Los anillos anuales de crecimiento, que permiten evaluar indirectamente la densidad y en consecuencia relacionados a las propiedades mecánicas, no están bien definidos en la mayoría de las especies pertenecientes al género *Eucalyptus* según Dadswell (1972). Señala a su vez que si bien la variabilidad es elevada entre especies y aún dentro de cada una de ellas, los eucaliptos muestran, en este aspecto, el mismo comportamiento que la mayoría de las especies frondosas cultivadas en el hemisferio sur. Hillis (1978), en la misma línea, reporta que los anillos anuales de crecimiento son difíciles de distinguir en árboles cultivados a poca altura sobre el nivel del mar y en climas suaves. En línea con estos reportes, Piter et al. (2004c) informan que el espesor de los anillos de la madera de *E. grandis* cultivado en la Mesopotamia de Argentina no puede detectarse con facilidad a simple vista. En consecuencia, proponen descartarlo como parámetro visual para clasificar por resistencia la madera aserrada de esta especie, criterio que fue incorporado por la norma IRAM 9662-2 (2006) que estipula un método visual de clasificación por resistencia para esta especie.

Hillis (1978) informa que en muchas ocasiones la madera proveniente de eucaliptos tiene una excelente apariencia y parece estar sana, pero cuando es aserrada revela la presencia interior de ramas con material de mala calidad. Estas zonas, cuando se ubican en la periferia del tronco, pueden facilitar la penetración de agentes biológicos nocivos, pues no se saturan totalmente con resina como ocurre en las especies de coníferas, lo cual en estos casos impide el acceso del agua.

INTA (1995) publica que los eucaliptos poseen en general un desrame natural en la zona inferior del árbol, el cual es originado por la falta de suficiente luz natural, siendo en este sentido el *E. grandis* un caso típico. En la medida en que la plantación cobra altura, las ramas situadas en la parte inferior se van secando y desprendiendo, generándose un sistema de aislamiento natural en la zona de la fractura con depósitos de kino, aunque no la sellan

perfectamente. Este sistema de desrame natural no es perfecto, por lo cual la ejecución de una poda programada elimina la presencia de estos deterioros, a la vez que posibilita la generación de madera sin nudos en la zona exterior del tronco. Con referencia a la utilización de la nudosidad como parámetro visual para la clasificación por resistencia, Piter et al. (2004c) informan una moderada influencia de la nudosidad sobre las propiedades mecánicas de la madera aserrada de esta especie cultivada en Argentina. Prácticas silviculturales como la poda y el raleo, junto al estudio de la edad más conveniente de rotación, permiten optimizar el tamaño de los árboles para la producción de madera y mejorar el rendimiento económico de la plantación. En este último aspecto, la tendencia actual es disminuir la edad de corte, alcanzándose en Argentina muy buenos rendimientos para árboles de *E. grandis* con una edad comprendida entre los 10 y los 15 años (INTA 1995).

Los depósitos de kino son exudaciones fenólicas de color rojo oscuro que se encuentran en zonas dañadas de la madera, incluyendo los nudos o presencia de restos de ramas, como se expresó anteriormente. Su presencia varía entre especies y procedencias, pero es una característica de los eucaliptos que puede constituir una forma de degradación (Dasdwell 1972) y ha sido reportado para el *E. grandis* de Argentina (INTA 1995). Se ha informado que solamente los grandes depósitos de kino afectan las propiedades mecánicas de los eucaliptos (Hillis 1978), lo cual fue confirmado por Piter et al. (2004c) para la madera aserrada de *E. grandis* plantado en Argentina.

La presencia de fisuras, normalmente asociada con problemas de contracción ocurridos durante el secado, exhiben una gran variación en los eucaliptos, siendo el *E. grandis* en general la especie que menores problemas ofrece (Hillis 1978). A iguales conclusiones se ha arribado para el *E. grandis* de Argentina (Piter et al. 2004c; INTA 1995). A su vez, estudios específicos han confirmado una leve influencia de las fisuras sobre la resistencia a flexión y a tracción de la madera aserrada del *E. grandis* de Argentina (Piter et al. 2004c).

La zona central del tronco, conteniendo médula o el material adyacente a ella, se caracteriza por poseer propiedades de resistencia y rigidez de menor calidad en los eucaliptos y otras especies frondosas, debido fundamentalmente a la presencia de pequeñas fisuras en las paredes de las células, entre otras causas (Hillis 1978). En la misma línea, valores de

resistencia y rigidez superiores para tablas distantes de la médula que cercanas a ella, fueron encontrados en un programa de investigación que involucró tablas de *E. grandis* de Uruguay (Pérez del Castillo 2001). Con referencia al *E. grandis* cultivado en Argentina se han reportado resultados de investigaciones llevadas a cabo sobre cuerpos de prueba aserrados con tamaño estructural confirmando que la presencia de médula disminuye significativamente las propiedades mecánicas del material (Sosa Zitto et al. 2009; Piter et al. 2004c). Esta circunstancia se encuentra reflejada en la norma IRAM 9662-2 (2006) y en el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b), que limitan la presencia de madera aserrada de esta especie conteniendo médula a las piezas asignadas a la tercera clase resistente.

Propiedades físico-mecánicas y durabilidad natural.

Respecto de la densidad, INTA (1995) reporta un valor de 467 kg/m^3 para esta especie cultivada en el Departamento de Concordia, Provincia de Entre Ríos, secada naturalmente, lo cual se corresponde con un contenido de humedad de equilibrio comprendido entre el 14% y el 17%. Este valor, representativo de las prácticas y edades de corte vigentes hace dos décadas, compara relativamente bien con datos obtenidos para la misma especie procedente del norte de Uruguay (Pérez del Castillo, 2001), pero es significativamente menor que los publicados en la misma época para otras regiones (Standards Association of Australia, 1986; Standards Australia, 2000). Resultados de estudios más recientes orientados a investigar el comportamiento de esta especie para propósitos estructurales proveen valores de la densidad ajustados a un contenido de humedad de referencia del 12% conforme a un criterio coincidente con el adoptado por la norma europea EN 384 (2010). Sosa Zitto et al. (2009) reportan un valor medio de 530 kg/m^3 para una muestra de 192 vigas de madera aserrada de *E. grandis* con 14 años de edad. Piter et al. (2004c) reportan un valor medio de 540 kg/m^3 y uno característico de 420 kg/m^3 para una muestra de 349 cuerpos de prueba en tamaño estructural, de los cuales el 50% fue obtenido de una forestación de 16 años de edad ubicada en Virasoro, provincia de Corrientes y el otro 50% provino de una forestación de 19 años cultivada en Concordia, provincia de Entre Ríos.

Con relación al hinchamiento, Calvo et al. (2006) reportan resultados de una investigación experimental llevada a cabo sobre cuerpos de prueba obtenidos de una plantación de *E.*

grandis de 17 años de edad ubicada en el Departamento Concordia, Entre Ríos. Para 193 determinaciones efectuadas sobre cuerpos de prueba representativos de distintas alturas en el árbol y de distintas distancias a la médula, el hinchamiento lineal máximo (entre el estado anhidro y el de saturación de las fibras) en dirección tangencial osciló entre 7% y 13,8%. Los correspondientes valores en dirección radial fueron 4,9% y 8%. Por su parte, el coeficiente de anisotropía varió entre 1,23 y 2,03.

Hasta el comienzo del siglo actual no se informaron antecedentes de programas de ensayos relacionados con la determinación de las propiedades mecánicas del *E. grandis* de Argentina en tamaño estructural. INTA (1995) reporta resultados referidos a pruebas realizadas con probetas pequeñas y libres de defectos conforme a la norma ASTM D 143. En flexión estática, con madera secada naturalmente, se obtuvieron valores de 73,1 N/mm² y 9.835 N/mm² para el módulo de rotura y el módulo de elasticidad, respectivamente. En estado verde los correspondientes resultados fueron 58,2 N/mm² y 6.919 N/mm². En compresión paralela a las fibras los valores para madera seca alcanzaron 34,2 N/mm² y 15.053 N/mm² para la tensión de rotura y el módulo de elasticidad, respectivamente. Para madera verde los resultados correspondientes que se reportan son 24,2 N/mm² y 11.846 N/mm². Estos datos muestran una disminución de la resistencia y rigidez para la madera verde en comparación con la seca, lo cual es congruente con la teoría, pero a su vez destacan un llamativamente elevado valor del módulo de elasticidad en compresión paralela a las fibras con relación al obtenido en flexión. Belvisi et al. (1998b) reportan valores característicos de las propiedades mecánicas del *E. grandis* de la Mesopotamia obtenidos sobre probetas pequeñas y libres de defectos siguiendo los lineamientos de las normas IRAM correspondientes. Para la resistencia en compresión paralela a las fibras, en compresión perpendicular a las fibras y en corte paralelo a las fibras -propiedades directamente relacionadas al comportamiento mecánico de las conexiones- los valores característicos reportados alcanzan 28,6 N/mm², 6,3 N/mm² y 6,9 N/mm², respectivamente.

En el año 2001 fueron publicados valores de las propiedades mecánicas de la madera aserrada de *E. grandis* implantado en la República Oriental del Uruguay, obtenidos sobre piezas de tamaño estructural usual. Estos resultados revisten interés por haber sido obtenidos sobre la especie investigada y cultivada en una región cercana y con similitudes climáticas

con las principales provincias productoras de nuestro país. Para un programa de ensayos llevado a cabo conforme a la norma ASTM D 198 sobre tablas de tamaño estructural, libres de médula y con un contenido de humedad del 12%, Pérez del Castillo (2001) reporta un valor medio de $54,0 \text{ N/mm}^2$ para la tensión de rotura en flexión. Para el mismo caso, el valor del módulo de elasticidad osciló entre 11.200 N/mm^2 y 12.600 N/mm^2 . Utilizando la misma madera, este programa incluyó ensayos sobre probetas pequeñas y libres de defectos, respecto de los cuales el mismo autor publica valores medios de $80,0 \text{ N/mm}^2$ y 11.300 N/mm^2 para la resistencia y el módulo de elasticidad en flexión, respectivamente, mientras que el correspondiente a la tensión de rotura en compresión paralela a las fibras alcanzó $44,5 \text{ N/mm}^2$. En el caso de flexión, los resultados confirman una considerable mayor resistencia en los cuerpos de prueba pequeños que en los de tamaño estructural, pero valores similares para la rigidez. Para las tablas de tamaño estructural mencionadas anteriormente, el autor informa una mayor resistencia y rigidez en aquellas distantes de la médula que en las más cercanas a la misma. De igual manera para las ensayadas en estado seco (contenido de humedad igual a 12%) que para las que presentaron un contenido de humedad cercano al punto de saturación de las fibras (26%). El mismo programa incluyó la determinación de las propiedades elásticas a través de distintos métodos no destructivos, como el basado en la frecuencia fundamental de vibraciones longitudinales, el tiempo de propagación de ondas ultrasónicas y de ondas inducidas por impacto. Todos los métodos no destructivos demostraron una alta eficiencia para calcular el módulo de elasticidad de esta especie cultivada en Uruguay.

A partir del año 2003 comenzaron a reportarse resultados de investigaciones llevadas a cabo con piezas de tamaño estructural de madera aserrada de *E. grandis* cultivado en la Mesopotamia de Argentina. Los estudios proveen valores característicos de las propiedades mecánicas más importantes para el uso estructural que son comparables en el marco mundial pues están desarrollados y ajustados a las condiciones de referencia adoptadas por el sistema internacional de clases resistentes definido en las normas europeas. Piter et al. (2003) reportan la relación entre el módulo de elasticidad local (libre de la influencia del esfuerzo de corte) y el global en una muestra de 50 vigas de tamaño estructural.

Piter et al. (2004c) informan valores característicos para la resistencia, el módulo de

elasticidad en flexión y la densidad obtenidos sobre 349 cuerpos de prueba de tamaño estructural usual. Reportan que la madera aserrada de esta especie posee una relación particularmente elevada entre el módulo de elasticidad y la densidad, la cual puede ser considerada una ventaja para su desempeño estructural y es similar a la exhibida por las especies de coníferas. Los autores analizan a su vez distintos perfiles de resistencia, rigidez y densidad que sustentan un método visual para clasificar por resistencia este material. Para la muestra total la resistencia característica a flexión reportada es 22,8 N/mm² y el módulo de elasticidad 12.600 N/mm². Para la sub-muestra de cuerpos de prueba libres de médula (223 piezas) los valores correspondientes fueron 26,4 N/mm² y 13.400 N/mm² en tanto que para el grupo con médula (126 piezas) alcanzaron 19,2 N/mm² y 11.400 N/mm². Curiosamente, los valores medios de la densidad -ajustada a un contenido de humedad de referencia del 12%- fueron muy similares, ya que oscilaron para estos 3 grupos entre 514 kg/m³ y 554 kg/m³ mientras que los característicos variaron entre 420 kg/m³ y 426 kg/m³. Estos resultados muestran la importante disminución de resistencia y rigidez que experimenta la madera de esta especie con médula en relación a la libre de ésta, pero a su vez prueban que la diferencia en las propiedades mecánicas no se refleja en la densidad.

Sobre la base de los estudios mencionados en el párrafo anterior, la norma IRAM 9662-2 (2006) adoptó un método visual de clasificación por resistencia para tablas aserradas de *E. grandis* (cultivado en la Mesopotamia) destinadas a la fabricación de madera laminada encolada estructural. Las dos clases resistentes destinadas al fin mencionado no admiten médula y -después de esta característica- el parámetro fundamental que divide a ambas es la nudosidad. Para la primera clase se admite una nudosidad igual o menor a 1/3 y para la segunda igual o menor a 2/3 y los valores característicos adoptados para la resistencia a flexión son 30,0 N/mm² y 24,0 N/mm² respectivamente. Por su parte, los valores característicos correspondientes provistos para la resistencia a tracción paralela a las fibras son 18,0 N/mm² y 14,0 N/mm², en tanto que para el módulo de elasticidad la norma asigna valores característicos medios de 14.000 N/mm² y 12.500 N/mm² para las clases 1 y 2 respectivamente.

Si bien no existe una norma nacional para clasificar mecánicamente la madera aserrada de *E. grandis*, una investigación específica orientada a preparar las bases para el desarrollo de

un método para ese propósito, confirmó una elevada correlación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a flexión para la especie. Piter et al. (2004b) informan un coeficiente de correlación igual a 0,77 entre ambas variables, determinado sobre la base de 349 ensayos sobre piezas de tamaño estructural usual presentando distintas calidades.

Con relación a la influencia del contenido de humedad sobre las propiedades mecánicas, Sosa Zitto et al. (2009) llevaron a cabo un programa experimental con vigas de la especie *E. grandis* con distintas calidades de madera, 96 vigas con sección transversal de dimensiones nominales 50 mm x 100 mm fueron ensayadas en estado seco (contenido de humedad 13%) y otras 96 vigas de iguales dimensiones, fueron ensayadas en estado húmedo (fibras saturadas). Los valores de la resistencia y el módulo de elasticidad en flexión mostraron que el incremento en el contenido de humedad afectó significativamente el comportamiento mecánico de la madera de mejor calidad, en tanto que su influencia no fue notoria sobre la madera de menor calidad para propósitos prácticos vinculados al diseño estructural.

Hasta la fecha no se han reportado resultados de programas de ensayos diseñados y llevados a cabo con el fin específico de determinar la tensión de aplastamiento y el módulo de deslizamiento instantáneo en uniones construidas con madera de *E. grandis* cultivado en la Mesopotamia de nuestro país y conectadas con elementos de fijación de tipo clavija.

La durabilidad natural de la madera de *E. grandis* cultivado en Argentina fue considerada - hasta la década de 1990- débil en contacto con el suelo, mientras que expuesta al aire se mantuvo esa caracterización para la albura pero el duramen fue tipificado como durable. No obstante, en general se ha considerado a este material como resistente a los insectos xilófagos y, fuera del contacto con el suelo y el agua, no han sido reportadas importantes afecciones biológicas (INTA 1995). Ensayos sistemáticos normalizados, tanto de campo como de laboratorio, llevados a cabo durante la última década según el criterio de las normas europeas (Cuffré et al. 2010, Lorenzo et al. 2009, Piter et al. 2007b, Torrán et al. 2010), confirmaron que la madera de esta especie puede asignarse a las clases de durabilidad 3 (medianamente durable) o 4 (poco durable) frente al ataque de hongos xilófagos. Estos estudios también confirmaron una escasa vulnerabilidad de este material frente al ataque de los insectos. Estos resultados prueban que la madera analizada puede usarse sin protección en clima interior y

que se puede recomendar una leve protección preventiva en espacios semicubiertos, pero que su uso estructural requiere la aplicación de un método de protección adecuado cuando su condición de servicio se corresponde con la intemperie, y sobre todo con el contacto con el suelo o con el agua.

3.- Programa experimental

En este capítulo se puntualiza el programa experimental de este Trabajo de Tesis. En el Apartado 3.1 se describen los materiales empleados para la construcción de los cuerpos de prueba destinados al estudio de las conexiones simples y múltiples así como las estructuras portantes de tamaño real. En el Apartado 3.2 se detallan los métodos de ensayo, abarcando todo el proceso desarrollado desde la preparación de los cuerpos de prueba hasta la determinación de las propiedades. Como ya fue expresado en la Introducción, el programa experimental se diseñó y se llevó a cabo conforme al criterio de las normas europeas. Estas normas se adoptaron porque, además de constituir un cuerpo normativo completo y moderno, fueron utilizadas en la mayoría de los proyectos que se desarrollaron en los últimos años para conocer el comportamiento estructural de las especies forestadas en nuestro país.

3.1 Materiales.

Con el propósito de obtener resultados representativos de la especie investigada y a su vez comparables con los obtenidos aplicando las reglas de diseño del Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b), la madera empleada en todos los casos se obtuvo de forestaciones de *Eucalyptus grandis* radicadas en la Mesopotamia de

Argentina. Esta combinación especie / zona de cultivo es la que ha sido incorporada a la normativa referida a la clasificación por resistencia en el país (IRAM 9662 2006) y a los suplementos del reglamento de diseño antes mencionado. Los clavos, bulones y pasadores empleados como elementos de fijación fueron los disponibles habitualmente en el mercado. A continuación se presenta una descripción detallada de estos materiales para cada etapa de la investigación.

3.1.1 Conexiones simples y múltiples.

La madera empleada para la ejecución de las conexiones simples y múltiples cumplió con la condición de representatividad de la población estudiada. Es decir que desde el punto de vista estadístico los requerimientos básicos del muestreo tales como la consideración de la combinación especie / procedencia, edad de corte y los procesos normales de producción fueron satisfechos (EN 384 2010). El material se obtuvo del aserrado de un conjunto de 550 árboles provenientes de una plantación de *Eucalyptus grandis* forestada en la zona noreste de la provincia de Entre Ríos, entre las ciudades de Concordia y Ubajay. Ésta constituye una de las zonas de mayor cultivo de la especie en el país junto con la provincia de Corrientes, ambas pertenecientes a la Mesopotamia Argentina (INTA 1995). Ya que es práctica común en la región de cultivo que el turno de corte de esta especie sea inferior a 15 años, el material fue obtenido de ejemplares de 12 años de edad.

Una aplicación muy difundida de las uniones con elementos de fijación de tipo clavija en el país es la vinculada a la resolución de los nodos de estructuras reticuladas destinadas a viviendas e industrias. En la construcción de estas estructuras es usual el empleo de tablas de *Eucalyptus grandis* para conformar los cordones y las diagonales, siendo las secciones más usadas las constituidas por un espesor de 25 mm y un ancho que oscila entre 75 mm y 150 mm. Considerando a su vez la conveniencia de representar en esta investigación las dimensiones de mayor uso, se seleccionaron al azar para este propósito 272 tablas con sección transversal de dimensiones nominales iguales a 25 mm de espesor y 100 mm de ancho. La provisión del material, efectuada por una empresa forestal de la región, se efectivizó en longitudes comprendidas entre 1,5 m y 1,8 m.

Debido a que la presencia de médula disminuye significativamente la resistencia y la rigidez de esta especie pero no ha mostrado influencia sobre la densidad (Piter et al. 2004c, IRAM 9662-2 2006), las tablas fueron seleccionadas al azar de aquellas libres de esta característica. La decisión de emplear madera de elevada resistencia y rigidez -pero a su vez con una densidad similar a la de menor calidad- respondió a dos razones. La primera se refiere a la conveniencia de construir cuerpos de prueba con capacidad de transmitir a las conexiones investigadas cargas del orden de la máxima transmisible axialmente por las tablas usadas en las estructuras. La segunda se relaciona con el hecho de que la experiencia internacional ha reportado que el comportamiento mecánico de las conexiones está estrechamente relacionado con la densidad (EN 1995-1-1 2005; NDS 2012). En consecuencia, ya que ésta es prácticamente invariable para los distintos grados de calidad de esta especie, es de esperar también un comportamiento mecánico de aplicación general para la misma.

Las tablas fueron secadas y cepilladas en el aserradero y posteriormente transportadas al laboratorio de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Concepción del Uruguay, donde se depositaron en la cámara de acondicionamiento, a una humedad relativa ambiente de $65 \pm 5\%$ y a una temperatura de $20 \pm 2^\circ\text{C}$, lográndose un contenido de humedad de equilibrio en el material de aproximadamente el 12%. Una vez acondicionadas, las tablas se cortaron con las dimensiones requeridas por las normas europeas para preparar los cuerpos de prueba (EN 383 2007; EN 1380 2009).

Los elementos de fijación utilizados para este estudio fueron los de uso más común en nuestro país y disponibles comercialmente en la región, ya que los conocimientos generados por esta investigación serán de interés para el sector científico y también para los calculistas y fabricantes de estructuras que operan con el material disponible en el mercado local. Para el estudio de las conexiones simples, destinadas a determinar la resistencia y la rigidez de la madera frente a esfuerzos de aplastamiento, se emplearon clavos lisos de diámetro $d = 5,5$ mm y bulones y pasadores con $d = 12,7$ mm. Estas dimensiones permitieron cumplir con el requisito de rigidez estipulado por la norma EN 383 (2007), que establece que el espesor de la madera (t) debe estar comprendido entre $1,5d$ y $4d$ para evitar deformaciones flexionales en el elemento de fijación. Por su parte, para las conexiones múltiples se usaron elementos de fijación de pequeño diámetro: i) clavos nervurados (espiralados) de diámetro 2,2 mm y

2,5 mm y longitud igual a 65 mm y ii) bulones con un diámetro de 6,35 mm y una longitud de 80 mm. Estos últimos estuvieron contruidos con acero tipo F 24 y se colocaron con arandelas de diámetro exterior igual 19 mm y espesor de 1,9 mm debajo de la cabeza y la tuerca, respetando las exigencias de las reglas europeas (Ehlbeck & Werner 1995a). Las propiedades mecánicas de los clavos de pequeño diámetro fueron determinadas experimentalmente para tener en cuenta la influencia del diámetro sobre su comportamiento resistente (NDS 2012).

3.1.2 Estructuras portantes de tamaño real.

La madera empleada para la ejecución de las estructuras de tamaño real fue seleccionada al azar de la producción de aserraderos dedicados a la explotación de la especie investigada. En cada caso se seleccionó material de la clase resistente utilizada normalmente en la práctica constructiva.

Vigas reticuladas destinadas a la estructura de viviendas.

En la construcción de las vigas destinadas a viviendas, de 3,30 m de longitud cada una, se emplearon tablas de *Eucalyptus grandis* seleccionadas al azar de la producción de un aserradero ubicado en el nordeste de Entre Ríos. Las tablas, con dimensiones nominales iguales a 25 mm x 75 mm para la sección transversal y 3,30 m de longitud, fueron seleccionadas dentro de las que cumplían los requisitos de la clase 2 según el método de clasificación por resistencia adoptado por la norma IRAM 9662-2 (2006). Las conexiones en la intersección de las diagonales con los cordones se materializaron con clavos espiralados de 2,2 mm de diámetro y 65 mm de longitud colocados con clavadora neumática.

Estructura reticulada destinada a construcciones industriales.

En la construcción del prototipo destinado a fines industriales también se emplearon tablas de *Eucalyptus grandis* cultivado en el nordeste de Entre Ríos. En este caso, y con el propósito de que el prototipo represente fielmente las prácticas habituales en este tipo de construcciones, las tablas se seleccionaron al azar dentro de la producción asignada a la clase resistente inferior, o sea a la clase resistente 3 según el Suplemento 1 del Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b).

Para cada unión entre las diagonales y los cordones se utilizaron clavos nervurados de 2,5 mm de diámetro y 75 mm de longitud, colocados con clavadora neumática. Las uniones entre la estructura reticulada superior y los soportes laterales se materializaron con varillas roscadas de 12,7 mm de diámetro y calidad de acero tipo F 24.

3.2 Métodos.

Los métodos empleados en la preparación, ensayo y determinación de las propiedades de las conexiones simples y múltiples respondieron a los lineamientos de las correspondientes normas europeas. En el Anexo de este Trabajo de Tesis se ponen a disposición los principales datos obtenidos de cada cuerpo de prueba, los cuales fueron utilizados para calcular los resultados presentados y discutidos en el Capítulo 4.

Por su parte, tanto en la construcción de los prototipos de tamaño real como en el desarrollo de las pruebas estáticas llevadas a cabo sobre ellos, se emplearon métodos especialmente adaptados para alcanzar los objetivos trazados.

3.2.1 Conexiones simples.

En este apartado se describen los métodos empleados en el desarrollo de la etapa destinada a investigar las características de resistencia y deformación de la especie cuando es sometida a esfuerzos de aplastamiento a través de un elemento de fijación con la rigidez suficiente para no deformarse flexionalmente durante la prueba. Dada la carencia de antecedentes y con el fin de proveer una base empírica sólida desde el punto de vista estadístico, el programa contempló ensayos en dirección paralela y perpendicular a las fibras y con tres tipos de elementos de fijación: clavos, bulones y pasadores. Los ensayos de esta etapa se ejecutaron conforme a la norma EN 383 (2007) y reunieron las mismas características generales para los 3 tipos de elementos de fijación. En consecuencia, la descripción de la metodología que se presenta a continuación no está explícitamente discriminada para cada uno de ellos.

3.2.1.1 Preparación de los cuerpos de prueba.

Del total de 272 tablas provistas por la empresa para los ensayos normalizados, se extrajeron al azar 72 para preparar los cuerpos de prueba destinados a determinar la resistencia y la

rigidez de la especie investigada cuando es sometida a esfuerzos de aplastamiento. Las tablas se identificaron y posteriormente se marcaron sobre las mismas los cuerpos de prueba, manteniendo en todos los casos un criterio aleatorio. En la selección y marcado se tuvo la precaución de evitar zonas con defectos para obtener resultados representativos según el criterio de la norma EN 383 (2007). En la mayoría de los casos se extrajeron entre 4 y 7 cuerpos de prueba de cada tabla.

Con el propósito de obtener datos empíricos que reflejen el comportamiento de la madera ante las acciones de aplastamiento ejercidas en las condiciones usuales de la práctica constructiva, se prepararon cuerpos de prueba con clavos colocados con y sin perforación previa, con bulones con la holgura del orificio adoptada usualmente y con pasadores del mismo diámetro que el orificio donde se insertan. Para los clavos colocados con pre-taladrado el diámetro del orificio alcanzó el 80% del diámetro del elemento y para los bulones se adoptó una holgura de 1 mm. La información que describe el criterio adoptado se detalla en la *Tabla 3.1*.

Tabla 3.1 Dimensiones de los elementos de fijación y diámetro de los orificios.

Elemento de fijación	Diámetro del elemento (mm)	Largo del elemento (mm)	Diámetro del orificio (mm)	
Bulón	12,7	146,5	13,7	
Pasador	12,7	146,5	12,7	
Clavo	5,5	154,4	4,4	con PT
			—	sin PT

PT: orificios pre-taladrados.

Siguiendo los lineamientos de la norma EN 383 (2007), a cada cuerpo de prueba se le dio la forma de un prisma rectangular y el elemento de fijación se colocó con su eje orientado perpendicularmente a las caras. Como lo establece la mencionada norma y se expresó en el Capítulo 2, las dimensiones de los cuerpos de prueba son función del diámetro del elemento de fijación. En las *Figuras 3.1* y *3.2* están esquematizadas las conexiones simples para los ensayos con un clavo rígido y con un bulón rígido donde puede apreciarse la configuración y las principales medidas. La igualdad del diámetro entre bulones y pasadores motivó que

los cuerpos de prueba exhibiesen las mismas dimensiones, razón por la cual los últimos no se presentaron en las figuras mencionadas.

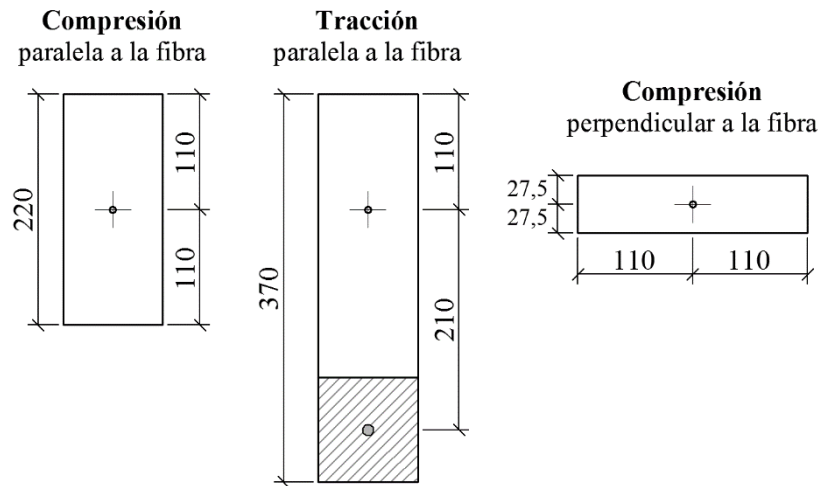


Figura 3.1 Dimensiones de los cuerpos de prueba con un clavo rígido (mm).

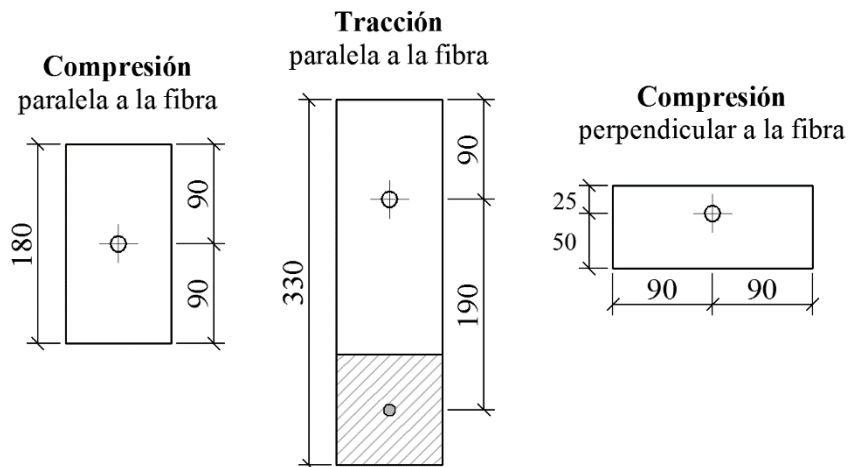


Figura 3.2 Dimensiones de los cuerpos de prueba con un bulón rígido (mm).

El espesor real de las tablas con las cuales se construyeron las 294 conexiones simples osciló entre 20,9 mm y 21,9 mm con un valor medio de 21,7 mm. En consecuencia, en todos los casos se cumplió con el rango $1,5 \leq t / d \leq 4$ establecido por la norma EN 383 (2007) para la relación entre espesor de la pieza (t) y diámetro del elemento de fijación (d). La importancia de haber satisfecho el rango mencionado se explica por dos razones: i) una relación mayor a 4 puede originar deformaciones flexionales en el elemento de fijación y en consecuencia afectar la uniformidad en la distribución de las tensiones de aplastamiento invalidando los

resultados experimentales y, ii) una relación menor a 1,5 no es representativa de las prácticas habituales de diseño y construcción de las conexiones mecánicas.

Por la importancia que reviste la consideración de la dirección de las fibras respecto del esfuerzo, cuya influencia sobre el comportamiento mecánico de la madera bajo esfuerzos de aplastamiento transmitidos por bulones y pasadores es reconocida por la experiencia internacional (ABNT 2010; EN 1995-1-1 2005; NDS 2012; NCh 1198 2007), la primera subdivisión importante del total de 294 cuerpos de prueba preparados respondió al criterio de obtener resultados para las dos direcciones mencionadas. En consecuencia se hicieron 151 conexiones en dirección paralela y 143 conexiones en dirección perpendicular a las fibras, un detalle puede apreciarse en la *Tabla 3.2*.

La incorporación al análisis de los ensayos con clavos colocados con y sin pre-taladrado fue motivada, además de la necesidad de ampliar los conocimientos sobre este tipo de uniones, por el interés en comprobar si el comportamiento de esta especie es congruente con la experiencia y el criterio adoptado por las reglas de diseño europeas (Hilson 1995b; EN 1995-1-1 2005), que consideran que el pre-taladrado incrementa la resistencia al aplastamiento en las conexiones clavadas. Por su parte, la inclusión de ensayos realizados cargando con fuerzas de tracción y de compresión paralela a las fibras, ambas modalidades aceptadas por la norma EN 383 (2007), respondió en este caso a la decisión de indagar si existe alguna relación entre el tipo de esfuerzo axial y el comportamiento mecánico de esta especie bajo esfuerzos de aplastamiento. La *Tabla 3.2* exhibe en detalle la composición del material preparado para esta etapa del programa empírico.

Tabla 3.2 Cuerpos de prueba.

Sub-muestras	n	Carga paralela a las fibras				Carga perpendicular a las fibras	
		Tracción		Compresión		Compresión	
		con PT	sin PT	con PT	sin PT	con PT	sin PT
		n	n	n	n	n	n
clavo (d=5,5mm)	97	13	11	12	13	25	23
bulón (d=12,7mm)	99	27	-	26	-	46	-
pasador (d=12,7mm)	98	23	-	26	-	49	-

n: número de cuerpos de prueba, *PT*: orificios pre-taladrados.

3.2.1.2 Ejecución de los ensayos y determinación de las propiedades.

Los ensayos de las conexiones simples se llevaron a cabo en el Laboratorio de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Concepción del Uruguay de la UTN. Se empleó una máquina de ensayos universales marca Shimadzu modelo UH - 1000 kNC con capacidad para desplazar el cabezal a velocidad constante. La aplicación de la carga se efectuó empleando dispositivos adicionales especialmente diseñados para evitar desviaciones, excentricidades y fricciones que alteren el fundamento de las pruebas adoptado por la norma EN 383 (2007). En la *Figura 3.3* se puede apreciar el equipamiento empleado. El registro de la carga y el deslizamiento se efectuó con una precisión del 1% del valor aplicado para rangos superiores al 10% de la carga máxima y a 2 mm de deslizamiento. Para valores menores a éstos la precisión se mantuvo en 0,1% de la carga máxima y en 0,02 mm, respectivamente.



Figura 3.3 Equipamiento empleado para los ensayos de aplastamiento según la norma EN 383 (2007). Máquina de ensayos universales (izquierda) y dispositivo auxiliar de carga (derecha).

La fuerza máxima estimada $F_{\text{máx,est}}$ para cada tipo de ensayo fue determinada experimentalmente a través de pruebas previas llevadas a cabo con cuerpos de prueba preparados especialmente a tal efecto. Una vez determinado el valor de $F_{\text{máx,est}}$ el proceso de carga respondió a la relación carga-tiempo adoptada por la norma EN 383 (2007) y que se

presenta en la *Figura 3.4*. El mismo consistió en aplicar la carga a velocidad constante hasta alcanzar $0,40 F_{m\acute{a}x,est}$ en 120 segundos, luego mantener ese valor constante durante 30 segundos y posteriormente descargar hasta llegar a $0,10 F_{m\acute{a}x,est}$ al cabo de 240 segundos. Finalmente, luego de una nueva detención de 30 segundos, se continuó cargando hasta alcanzar su valor máximo o un desplazamiento límite de 5 mm, lo cual debe ocurrir en un tiempo de $300s \pm 120s$.

Para cada cuerpo de prueba se registró el valor de los escalones de carga y los correspondientes desplazamientos indicados en la *Figura 3.4*. También se registró el valor de la máxima carga o la correspondiente al deslizamiento límite de 5 mm, así como el tiempo de duración de la prueba. Una vez culminado el ensayo se extrajo un trozo del cuerpo de prueba para determinar la densidad aparente (ρ) y el contenido de humedad (H) conforme a las normas ISO 3131 (1975) e ISO 3130 (1975) respectivamente. En todos los casos el trozo se obtuvo de una zona cercana al elemento de fijación pero libre de deformaciones originadas por el aplastamiento. Para la determinación de la masa del trozo se utilizó una balanza electrónica tipo AND Fx-3000, con capacidad de registrar 0,01 g. Para la determinación de las dimensiones se empleó un calibre Mitutoyo capaz de registrar 0,01 mm.

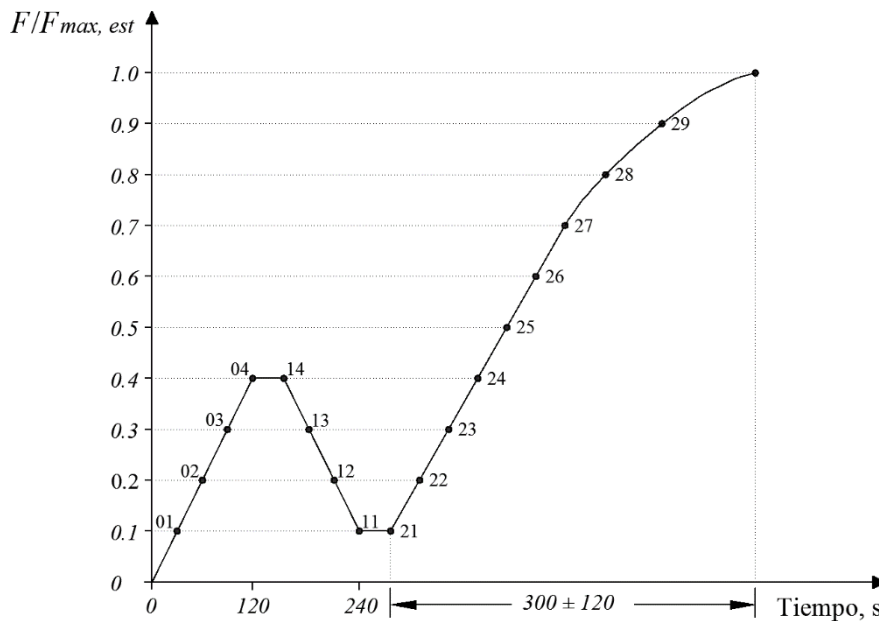


Figura 3.4 Procedimiento de carga para los ensayos sobre las conexiones simples.

Con la información obtenida se determinó la resistencia al aplastamiento (f_h), el módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}) -también denominado módulo de aplastamiento y simbolizado como K_s -, la densidad aparente (ρ) y el contenido de humedad (H) de cada cuerpo de prueba. La corrección de la densidad a un contenido de humedad de referencia de 12% se hizo conforme al criterio de la norma EN 384 (2010), que establece que el valor de la densidad obtenido de un cuerpo de prueba cuya humedad es inferior al 12% debe aumentarse 0,5% por cada 1% de diferencia con el contenido de referencia y viceversa. Se emplearon las siguientes expresiones:

$$f_h = \frac{F_{m\acute{a}x}}{d \cdot t} \quad (N / mm^2)$$

$$f_{h,est} = \frac{F_{m\acute{a}x,est}}{d \cdot t} \quad (N / mm^2)$$

$$K_s = \frac{0,4 f_{h,est}}{w_{i,mod}} \quad (N / mm^3)$$

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (kg / m^3)$$

$$H = \frac{m_h - m_a}{m_a} 100 \quad (\%)$$

siendo:

F_{max} : carga máxima o correspondiente a un deslizamiento de 5mm (N)

$F_{max,est}$: carga máxima estimada (N)

d : diámetro del elemento (mm)

t : espesor del cuerpo de prueba (mm)

$$w_{i,mod} = \frac{4}{3}(w_{04} - w_{01}) \quad (mm)$$

w_{04} : deslizamiento correspondiente al 40% de la carga máxima estimada (mm)

w_{01} : deslizamiento correspondiente al 10% de la carga máxima estimada (mm)

m : masa del trozo (kg)

V : volumen del trozo (m^3)

m_h : masa del trozo antes del secado en estufa (kg)

m_a : masa del trozo en estado anhidro (kg)

3.2.2 Conexiones múltiples.

En este apartado se describen los métodos empleados en el desarrollo de la etapa destinada a investigar las características de resistencia y deformación de las conexiones múltiples con clavos y bulones de pequeño diámetro. En línea con el objetivo de disminuir el tamaño de las uniones, se prepararon y ensayaron conforme a la norma EN 1380 (2009) conexiones múltiples con variados parámetros geométricos. Se emplearon clavos de diámetro 2,2 mm y 2,5 mm en uniones cargadas en dirección paralela y perpendicular a las fibras, así como bulones de 6,35 mm de diámetro en juntas solicitadas en dirección paralela a las fibras. Se efectuaron además ensayos complementarios a los anteriores, como la determinación del momento de plastificación (EN 409 2009) y de la resistencia al arrancamiento de los clavos (EN 1382 2000), los cuales ejercen influencia sobre la capacidad portante según el modelo de Johansen expandido (EN 1995-1-1 2005).

3.2.2.1 Preparación de los cuerpos de prueba.

Del total de 272 tablas provistas por la empresa para los ensayos normalizados, 200 se destinaron a preparar los cuerpos de prueba para determinar el comportamiento mecánico de las conexiones múltiples. Tanto la selección de las tablas como su marcado se realizaron con un criterio aleatorio y evitando las zonas con defectos cuya influencia podría alterar los resultados.

Conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro.

Se prepararon un total de 157 cuerpos de prueba con uniones múltiples para transmitir cargas en dirección paralela (118) y perpendicular a las fibras (39). Teniendo en cuenta que la norma EN 1380 (2009) permite elaborar los cuerpos de prueba incorporando las condiciones que reflejen la problemática particular que se desea investigar, para este programa se adoptaron las configuraciones más comúnmente empleadas en las estructuras reticuladas confeccionadas con tablas de la especie investigada. Se emplearon clavos de 2,2 mm y 2,5 mm de diámetro y 65 mm de largo en uniones compuestas por 3 tablas y por lo tanto presentando dos secciones de corte (ver las *Figuras 3.6, 3.7 y 3.8*). Teniendo en cuenta que luego de cepilladas las tablas exhibieron un espesor igual a 22 mm, la longitud de los clavos fue suficiente para alcanzar la penetración mínima de la punta en la última tabla requerida

por las reglas de diseño europeas que es 8 d (EN 1995-1-1 2005). En la *Figura 3.5* se pueden apreciar tanto el tipo de clavo como de clavadora neumática empleados en la preparación de los cuerpos de prueba.



Figura 3.5 Clavos y clavadora neumática usados para la preparación de los cuerpos de prueba.

La *Tabla 3.3* presenta detalladamente la información correspondiente a las 118 conexiones clavadas preparadas para ser ensayadas en dirección paralela a las fibras. Es posible apreciar en la misma que para ambos diámetros de clavo (2,2 mm y 2,5 mm) se diseñó una sub-muestra con los parámetros geométricos recomendados por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), destinadas a ser consideradas como sub-muestras de referencia para el análisis. Teniendo en cuenta que el valor de la densidad característica (ρ_k) de esta especie alcanzó 420 kg/m^3 , según resultados de investigaciones previas (Piter et al. 2014c), el espaciamiento entre clavos en la dirección de las fibras ($a_1 = 10d$) y su distancia a los extremos cargados ($a_3 = 15d$) fueron adoptados para las sub-muestras de referencia de acuerdo a las recomendaciones del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) para maderas con $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$.

Tabla 3.3 Cuerpos de prueba preparados para determinar el comportamiento de las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro cargadas en la dirección de las fibras.

Sub-muestras clavos d=2,5mm 21 clavos (7 filas de 3 clavos c/u) a₂=a₄=5d en todos los casos; n=64	1C_{ref.2,5}	2C_{2,5}	3C_{2,5}	4C_{2,5}	5C_{2,5}
Parámetros geométricos	a ₁ = 10d, a ₃ =15d	a ₁ = 7d, a ₃ =12d	a ₁ = 7d, a ₃ =10d	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d
n para cada sub-muestra	12	12	13	11	16
Sub-muestras clavos d=2,2mm 24 clavos (8 filas de 3 clavos c/u) a₂=5d, a₄=5,2d en todos los casos; n=54	1C_{ref.2,2}	2C_{2,2}	3C_{2,2}	4C_{2,2}	5C_{2,2}
Parámetros geométricos	a ₁ = 10d, a ₃ =15d	a ₁ = 7d, a ₃ =12d	a ₁ = 7d, a ₃ =10d	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d
n para cada sub-muestra	12	11	10	11	10

a₁: distancia entre clavos en dirección paralela a las fibras y a₃: distancia al extremo cargado.

a₂: distancia entre clavos en dirección perpendicular a las fibras y a₄: distancia al borde.

d: diámetro del clavo, n: número de cuerpos de prueba.

En línea con los objetivos de este Trabajo de Tesis, las restantes sub-muestras fueron construidas con espaciamentos reducidos en la dirección de las fibras respecto del de referencia. La decisión respondió al propósito de investigar su comportamiento mecánico y proponer reducciones en el tamaño de las conexiones que permitan resolver adecuadamente las uniones en los nodos de estructuras reticuladas. Los parámetros geométricos más reducidos fueron adoptados después de determinar -por medio de pruebas preliminares- el espaciamiento mínimo compatible con la colocación de los clavos sin producir un fisuramiento excesivo. En todos los casos la distancia entre clavos perpendicularmente a la dirección de las fibras (a₂) y entre los clavos y el borde (a₄), fueron invariables para un mismo diámetro y cumplieron con el valor mínimo de 5d recomendado por las reglas europeas. La *Figura 3.6* exhibe los detalles de este tipo de conexiones.

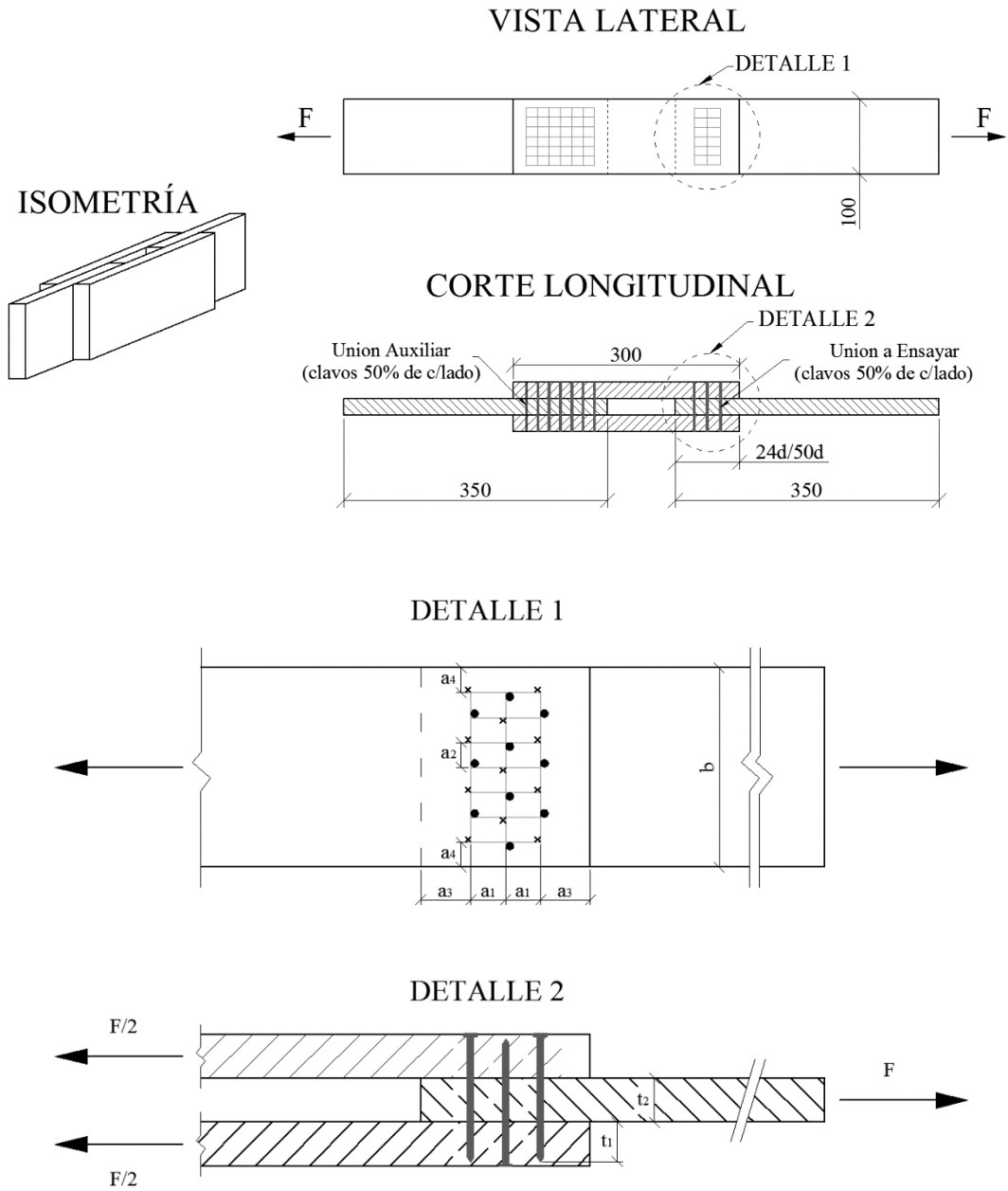


Figura 3.6 Conexiones clavadas preparadas para transmitir carga paralela a las fibras. (Dimensiones en mm)

Como puede apreciarse en la *Figura 3.6*, sobre cada tabla lateral se insertó la mitad de los clavos de la conexión y en todos los casos cada clavo se colocó con su eje desplazado un diámetro en dirección perpendicular a las fibras respecto de los adyacentes ubicados sobre la misma línea. Cada cuerpo de prueba se elaboró con una conexión destinada al ensayo normalizado y otra auxiliar construida para posibilitar la correcta ubicación del mismo en la

máquina de ensayos universales y la transmisión del esfuerzo de tracción a través de las mordazas de la misma también en este extremo.

La cantidad de clavos en cada junta (21 clavos de 2,5 mm o 24 clavos de 2,2 mm) fue dispuesta para lograr que la resistencia de la conexión fuese similar a la capacidad de la tabla para transmitir esfuerzos axiales, lo cual se determinó a través de ensayos preliminares tomando como base una resistencia característica a tracción de $18,0 \text{ N/mm}^2$ para la tabla (IRAM 9662-2 2006) y las dimensiones de su sección transversal. En consecuencia, se logró que las conexiones respondieran a la condición de mayor sollicitación axial transmisible y el análisis de su resistencia y geometría fuese adecuado para proponer soluciones a la conformación de los nodos en las condiciones más críticas para el diseño estructural, tópico de importancia relevante a los fines de este trabajo. Ya que la distancia entre clavos en dirección perpendicular a las fibras (a_2) fue la misma en todos los casos para un mismo diámetro y las tablas de esta especie son producidas con un espesor nominal constante, la configuración adoptada para las uniones en este proyecto puede ser adaptada para lograr transmitir la capacidad axial total de tablas con diferentes anchos simplemente agregando (o reduciendo) el número de filas de clavos (*Figura 3.6*).

En la *Tabla 3.4* y en las *Figuras 3.7* y *3.8* se presenta detalladamente la información correspondiente a las 39 conexiones preparadas para ser ensayadas bajo carga transmitida en dirección perpendicular a las fibras. La conformación de las distintas sub-muestras responde al propósito de conocer la influencia de las siguientes variables sobre el comportamiento mecánico de las uniones: i) la distancia al borde cargado en dirección perpendicular a las fibras (a_4) y ii) el nivel de las tensiones cortantes originadas en el miembro horizontal. Para poder considerar la influencia de la primera variable se construyeron cuerpos de prueba con la distancia recomendada por las reglas europeas ($a_4 = 7d$) y otros con una distancia reducida ($a_4 = 5d$). Con el fin de indagar la influencia de la segunda variable se prepararon cuerpos de prueba con dos configuraciones distintas: una tabla vertical transmitiendo esfuerzos perpendicularmente a las fibras de dos tablas horizontales -configuraciones 6C y 7C- y dos tablas verticales transmitiendo esfuerzos perpendicularmente a las fibras de una tabla horizontal -configuraciones 8C y 9C- (*Figuras 3.7* y *3.8*).

Tabla 3.4 Cuerpos de prueba preparados para determinar el comportamiento de las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro cargadas perpendicularmente a las fibras.

Sub-muestras clavos d=2,5mm 25 clavos (5 filas de 5 clavos c/u) a₁=6,7d en todos los casos; n=20	6C_{2,5}	7C_{2,5}	8C_{2,5}	9C_{2,5}
Parámetros geométricos	a ₂ = 7d, a ₄ =5d	a ₂ = 6,6d, a ₄ =7d	a ₂ = 7d, a ₄ =5d	a ₂ = 6,6d, a ₄ =7d
n para cada sub-muestra	4	6	5	5
Sub-muestras clavos d=2,2mm 25 clavos (5 filas de 5 clavos c/u) a₁=7,6d en todos los casos; n=19	6C_{2,2}	7C_{2,2}	8C_{2,2}	9C_{2,2}
Parámetros geométricos	a ₂ = 8,1d, a ₄ =5d	a ₂ = 7,7d, a ₄ =7d	a ₂ = 8,1d, a ₄ =5d	a ₂ = 7,7d, a ₄ =7d
n para cada sub-muestra	4	5	5	5

a₁: distancia entre clavos en dirección paralela a las fibras de la/las tablas horizontales.

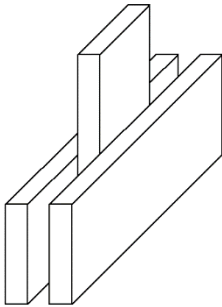
a₂: distancia entre clavos en dirección perpendicular a las fibras de la/las tablas horizontales.

a₄: distancia al borde cargado en dirección perpendicular a las fibras de la/las tablas horizontales.

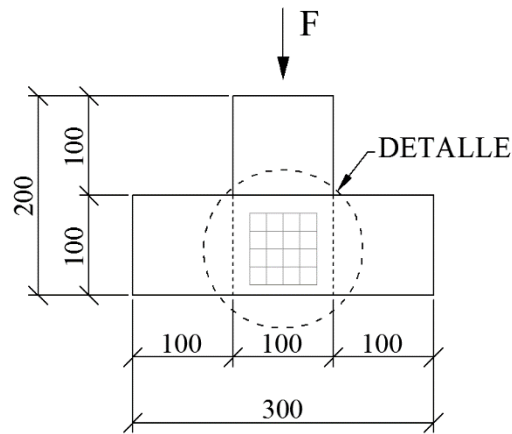
d: diámetro del clavo, *n*: número de cuerpos de prueba. (ver Figuras 3.7 y 3.8).

En la preparación del material se tuvieron los mismos recaudos ya mencionados para los cuerpos de prueba destinados a ensayos paralelos a la fibra. La forma del clavado fue la misma, la mitad del número de clavos se colocó desde un lado del cuerpo de prueba y la otra mitad desde el otro lado y fueron colocados desplazados lateralmente un diámetro a lo largo de cada fila. En línea con lo manifestado anteriormente para las conexiones cargadas en dirección paralela a las fibras, los 25 clavos colocados en este caso son suficientes para soportar la mayor sollicitación axial transmisible por una tabla cargada en la dirección de las fibras. En consecuencia, se asegura que el análisis de la resistencia y geometría de la conexión considere las condiciones más críticas de este tipo de encuentros, cuyo uso es común en los cordones inferiores de las estructuras reticuladas.

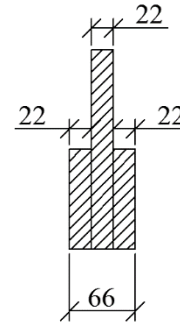
ISOMETRÍA



VISTA LATERAL



CORTE TRANSVERSAL



DETALLE

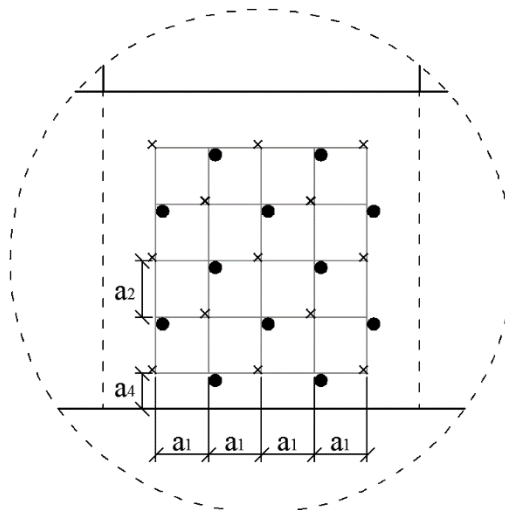


Figura 3.7 Conexiones clavadas preparadas para transmitir carga perpendicular a las fibras sobre un cordón constituido por dos tablas horizontales (configuraciones 6C y 7C). (Dimensiones en mm).

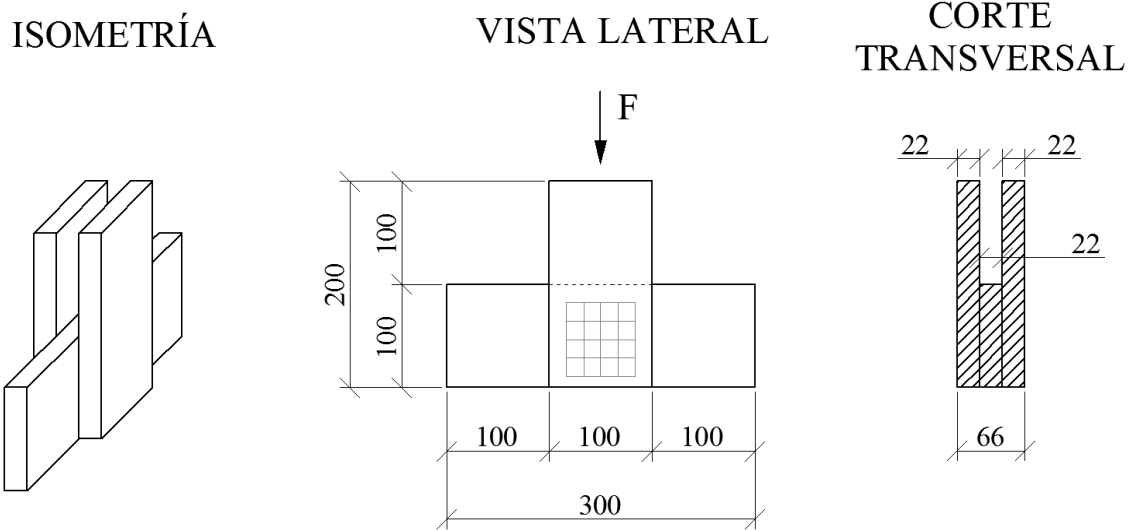


Figura 3.8 Conexiones clavadas preparadas para transmitir carga perpendicular a las fibras sobre un cordón constituido por una tabla horizontal (configuraciones 8C y 9C). (Dimensiones en mm)

Conexiones múltiples con bulones de pequeño diámetro.

En la *Tabla 3.5* y en la *Figura 3.9* se presenta detalladamente la información correspondiente a las 64 conexiones abulonadas preparadas para ser ensayadas bajo carga transmitida en dirección paralela a las fibras. Se diseñó una sub-muestra con los parámetros geométricos recomendados por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) en función del diámetro (d) del bulón, destinada a considerarse como sub-muestra de referencia para el análisis. Ésta se preparó con una distancia entre bulones en cada fila (a_1) igual a $5d$ y una distancia al extremo cargado (a_3) igual a $7d$, sin considerar para este último parámetro un valor mínimo absoluto. Se emplearon bulones del menor diámetro disponible en el mercado (6,35 mm). Su longitud (80 mm) permitió construir las juntas de manera que en todos los casos el contacto de la madera se realice con la parte recta del fuste. La colocación de arandelas con diámetro exterior igual a 19 mm y espesor de 1,9 mm debajo de la cabeza y de la tuerca permitió lograr un adecuado ajuste de las conexiones satisfaciendo además los requisitos de la experiencia europea (*Figura 3.9*).



Figura 3.9 *Bulones, tuercas y arandelas usados para la preparación de los cuerpos de prueba.*

En línea con los objetivos de este Trabajo de Tesis, 4 de las 6 sub-muestras fueron construidas con espaciamentos reducidos en la dirección de las fibras respecto del de referencia. De igual manera que para las conexiones múltiples clavadas, la decisión de estudiar la influencia de parámetros geométricos reducidos (y adoptar el menor diámetro disponible en el mercado para el bulón: 6,35 mm) sobre el comportamiento mecánico respondió al propósito de proponer reducciones en el tamaño de las conexiones que permitan resolver adecuadamente las uniones en los nodos de estructuras reticuladas. Los parámetros geométricos más reducidos que figuran en la *Tabla 3.5* ($a_1 = 4d$, $a_3 = 5d$) fueron adoptados conforme al criterio de las reglas de EEUU para definir el espaciamento en uniones abulonadas (NDS 2012).

Es posible observar en la *Tabla 3.5* una sub-muestra con parámetros geométricos mayores que los de referencia ($a_1 = 7d$, $a_3 = 7d$), los cuales son los recomendados por el primer Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 de reciente edición (INTI CIRSOC 2013b) y, por su importancia para nuestro país, su análisis fue incorporado a este trabajo. En todos los casos la distancia entre bulones perpendicularmente a la dirección de las fibras (a_2) y entre bulones y el borde (a_4), fue invariable y cumplió con el valor mínimo recomendado por las reglas europeas.

Tabla 3.5 Cuerpos de prueba preparados para determinar el comportamiento de las conexiones múltiples con bulones de pequeño diámetro cargadas en la dirección de las fibras.

Sub-muestras bulones $d=6,35\text{mm}$ 6 bulones (2 filas de 3 bulones c/u) $a_2=a_4=5,2d$ en todos los casos; $n=64$	1B	2B _{ref}	3B	4B	5B	6B
Parámetros geométricos	$a_1=7d,$ $a_3=7d$	$a_1=5d,$ $a_3=7d$	$a_1=4d,$ $a_3=7d$	$a_1=7d,$ $a_3=5d$	$a_1=5d,$ $a_3=5d$	$a_1=4d,$ $a_3=5d$
n para cada sub-muestra	6	10	13	11	12	12

a_1 : distancia entre bulones en dirección paralela a las fibras y a_3 : distancia al extremo cargado.

a_2 : distancia entre bulones en dirección perpendicular a las fibras y a_4 : distancia al borde.

d : diámetro del bulón, n : número de cuerpos de prueba.

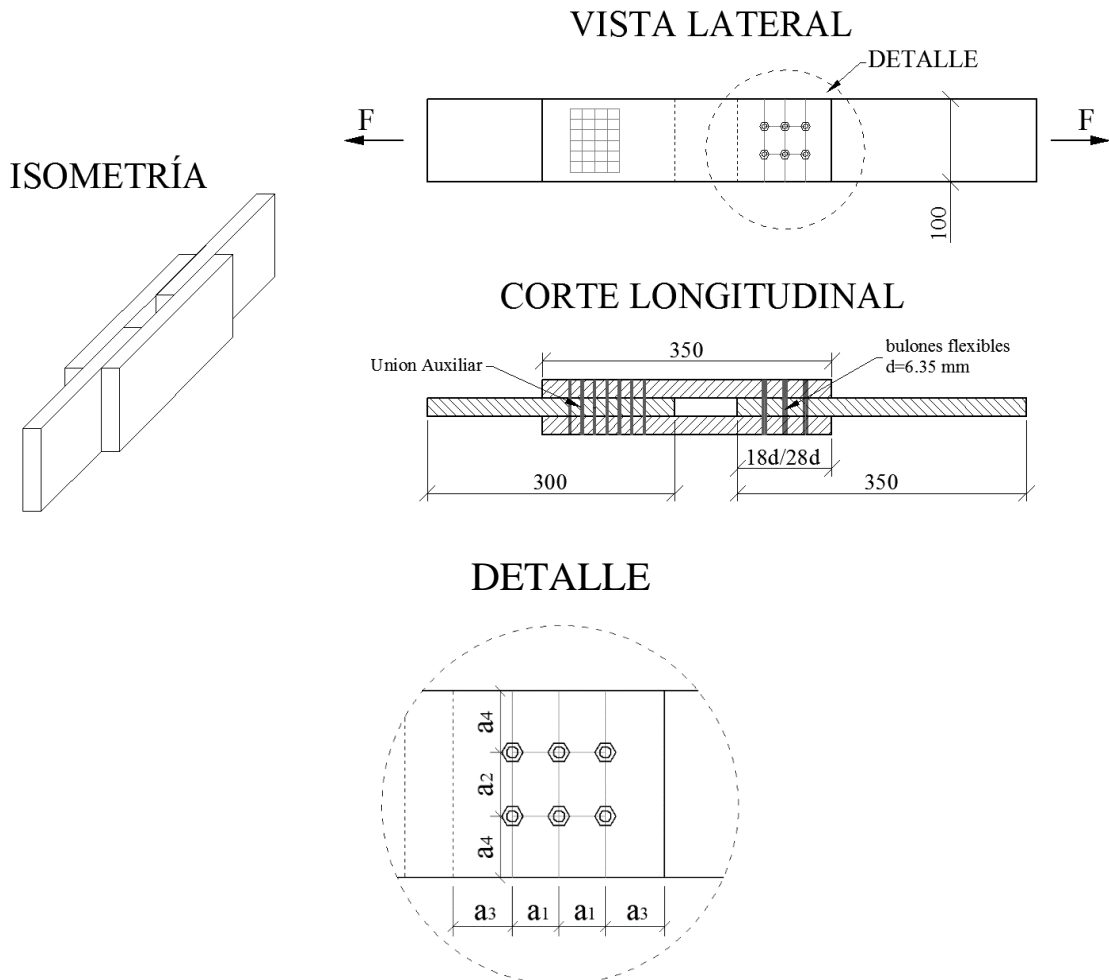


Figura 3.10 Conexiones abulonadas preparadas para transmitir carga paralela a las fibras. (Dimensiones en mm).

Cada cuerpo de prueba se preparó con una conexión destinada al ensayo normalizado y otra auxiliar construida para simplificar la transmisión del esfuerzo de tracción a través de las mordazas de la máquina de ensayos universales. La cantidad de 6 bulones en cada junta fue dispuesta para lograr que la capacidad portante de la conexión fuese similar a la de la tabla empalmada para transmitir esfuerzos axiales. Para este propósito se hicieron ensayos preliminares y se asumió una resistencia característica a tracción de $18,0 \text{ N/mm}^2$ para la tabla (IRAM 9662-2 2006), aplicada al área de su sección transversal. En consecuencia, también en este caso se logró que las conexiones respondieran a la condición de mayor sollicitación axial transmisible y el análisis de su resistencia y geometría fuese adecuado para proponer soluciones a la conformación de los nodos en las condiciones más críticas para el diseño estructural. Ya que la distancia entre bulones en dirección perpendicular a las fibras (a_2) fue la misma para todas las sub-muestras y las tablas de esta especie son producidas con un espesor nominal constante, la configuración adoptada puede ser adaptada para lograr transmitir la capacidad axial total de tablas con diferentes anchos simplemente agregando (o reduciendo) el número de filas de bulones (*Figura 3.10*).

3.2.2.2 Ejecución de los ensayos y determinación de las propiedades.

Los ensayos de las conexiones múltiples se llevaron a cabo en el Laboratorio de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Concepción del Uruguay de la UTN. Se empleó la máquina de ensayos universales marca Shimadzu modelo UH - 1000kNC ya descrita en el Apartado 3.2.1.2 (ver la *Figura 3.3*). La aplicación de la carga de tracción en las conexiones preparadas para ser cargadas en la dirección de las fibras (*Figuras 3.6 y 3.10*) se efectuó directamente a través de las mordazas de la máquina como puede apreciarse en la *Figura 3.11*.

Los cuerpos de prueba preparados para transmitir carga perpendicular a las fibras (*Figuras 3.7 y 3.8*) fueron sometidos a una carga de compresión sobre el miembro vertical como se ilustra en la *Figura 3.12*. En aquellos pertenecientes a las configuraciones 8C y 9C (*Figura 3.8*) cuyo miembro horizontal estuvo compuesto por una tabla, fue necesario adicionarle refuerzos laterales en la zona de apoyo para evitar una falla por compresión perpendicular a las fibras (*Figura 3.12, derecha*).

Los ensayos se llevaron a cabo siguiendo los lineamientos de la norma europea EN 1380 (2009), la cual adopta el procedimiento de carga detallado en la norma EN 26891 (1991). El registro de la carga y el deslizamiento se efectuó con una precisión del 1% del valor aplicado para registros superiores al 10% de la carga máxima y a 2 mm de deslizamiento. Para valores menores a éstos la precisión se mantuvo en 0,1% de la carga máxima y en 0,02 mm, respectivamente.

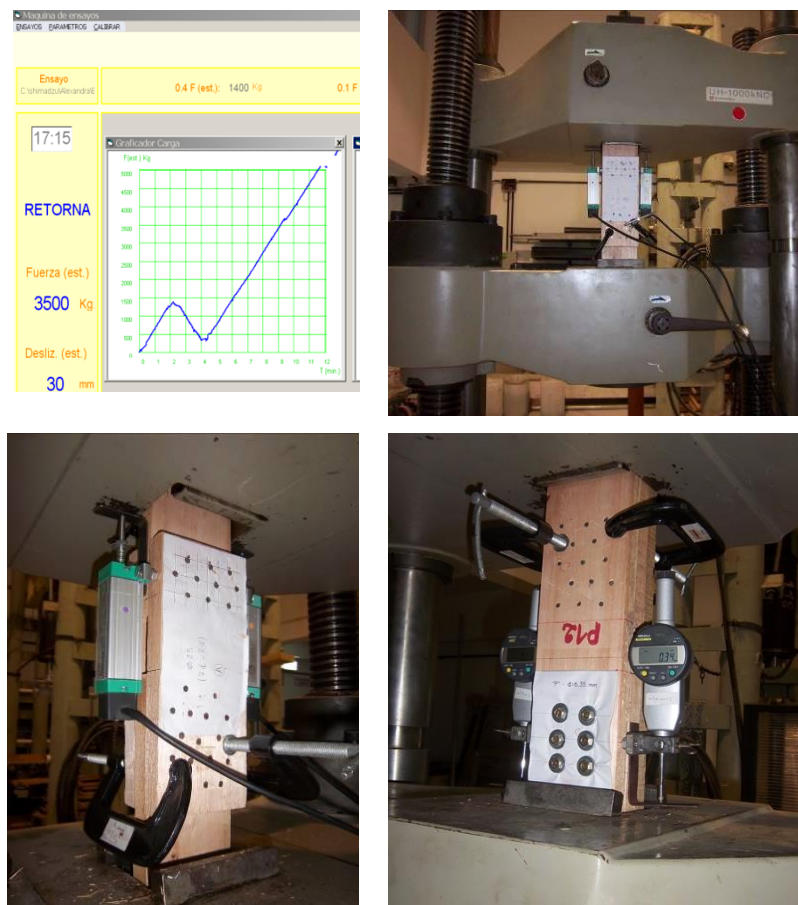


Figura 3.11 Pantalla de la máquina de ensayos universales indicando la curva carga-tiempo (arriba izquierda) y cuerpos de prueba durante el proceso de aplicación de la carga de tracción en la dirección de las fibras.

La carga máxima estimada F_{est} fue determinada para las conexiones múltiples con clavos y bulones mediante pruebas preliminares llevadas a cabo a tal efecto. Una vez determinado el valor de F_{est} el proceso de carga respondió en general a la relación carga-tiempo presentada en la *Figura 3.4* con algunas variantes menores que se detallan en la descripción presentada en el párrafo siguiente.



Figura 3.12 Cuerpos de prueba durante el proceso de aplicación de la carga de compresión sobre el miembro vertical. Configuración con dos tablas horizontales (izquierda) y con una tabla horizontal (derecha).

La carga se aplicó a velocidad constante hasta alcanzar $0,40 F_{est}$ en 120 segundos, luego se mantuvo en ese valor durante 30 segundos y posteriormente se descargó hasta llegar a $0,10 F_{est}$ al cabo de 240 segundos. Finalmente, luego de una nueva detención de 30 segundos, se continuó cargando hasta alcanzar su valor máximo o un desplazamiento límite de 15mm. Por debajo de $0,70 F_{est}$ se empleó una velocidad constante de deslizamiento que correspondió a $0,20 F_{est}$ por minuto $\pm 25\%$ y por encima de $0,70 F_{est}$ se empleó una velocidad constante de deslizamiento ajustada para alcanzar la carga final o un deslizamiento de 15 mm en un tiempo adicional de 3 a 5 minutos, estando el tiempo total del ensayo comprendido entre 10 y 15 minutos.

Para cada cuerpo de prueba se registró el valor de los escalones de carga y los correspondientes desplazamientos. También se registró el valor de la máxima carga o la correspondiente al deslizamiento límite de 15 mm, así como el tiempo de duración de la prueba. Una vez culminado el ensayo se extrajo un trozo del cuerpo de prueba libre de roturas para determinar la densidad aparente (ρ) y el contenido de humedad (H) conforme a los lineamientos de las normas ISO 3131 (1975) e ISO 3130 (1975) respectivamente. Para la determinación de la masa del trozo se utilizó una balanza electrónica tipo AND Fx - 3000, con capacidad de registrar 0,01 g. Para la determinación de las dimensiones se empleó un calibre Mitutoyo capaz de registrar 0,01 mm.

Con la información obtenida se determinó la carga máxima de la conexión, el módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}) -también denominado módulo de aplastamiento y simbolizado como K_s -, la densidad aparente (ρ) y el contenido de humedad (H) de cada cuerpo de prueba. La corrección de la densidad a un contenido de humedad de referencia de 12% se hizo conforme al criterio de la norma EN 384 (2010), que establece que el valor de la densidad de un cuerpo de prueba cuya humedad es inferior al 12% debe aumentarse 0,5% por cada 1% de diferencia con el contenido de humedad de referencia y viceversa. Se emplearon las siguientes expresiones:

$$k_s = \frac{0,4F_{est}}{v_{i,mod}} \quad (N / mm)$$

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (kg / m^3)$$

$$H = \frac{m_h - m_a}{m_a} 100 \quad (\%)$$

siendo:

F_{est} : carga máxima estimada (N)

$$v_{i,mod} = \frac{4}{3}(v_{04} - v_{01}) \quad (mm)$$

v_{04} : deslizamiento correspondiente al 40% de la carga máxima estimada (mm)

v_{01} : deslizamiento correspondiente al 10% de la carga máxima estimada (mm)

m : masa del trozo (kg)

V : volumen del trozo (m^3)

m_h : masa del trozo antes del secado en estufa (kg)

m_a : masa del trozo en estado anhidro (kg)

3.2.2.3 Ensayos y determinaciones complementarias.

Se llevaron a cabo dos tipos de ensayos complementarios sobre clavos de pequeño diámetro (2,5 mm), uno de ellos estuvo orientado a determinar el momento de plastificación y el otro a conocer la resistencia al arrancamiento (extracción) de estos elementos de fijación. El momento de plastificación desempeña un rol importante en la capacidad portante de las conexiones que rompen dúctilmente con la formación de rótulas plásticas conforme al modelo original de Johansen. La resistencia a la extracción provee una capacidad adicional

desarrollada en la última fase del proceso de rotura, la cual ha sido incorporada al modelo original por las reglas de diseño europeas.

Momento de plastificación en clavos.

El valor característico del momento de plastificación del elemento de fijación ($M_{y,Rk}$) desempeña un rol importante en las expresiones provistas por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) para calcular la capacidad portante de uniones múltiples con elementos de fijación de tipo clavija. En las conexiones con dos secciones de corte se pone de manifiesto en los modos de rotura j y k. Considerando que esa información no es conocida para los clavos empleados en esta investigación y que las reglas de EEUU (NDS 2012) consideran que el valor del momento de plastificación se incrementa con la disminución del diámetro del clavo, se ensayaron 49 clavos espiralados de 2,5 mm de diámetro siguiendo los lineamientos de la norma EN 409 (2009). El esquema de carga y la deformación del clavo se indican esquemáticamente en *Figura 3.13* y el dispositivo usado para realizar los ensayos se exhibe en la *Figura 3.14*. Las distancias l_1 , l_2 y l_3 se tomaron iguales a $2d$.

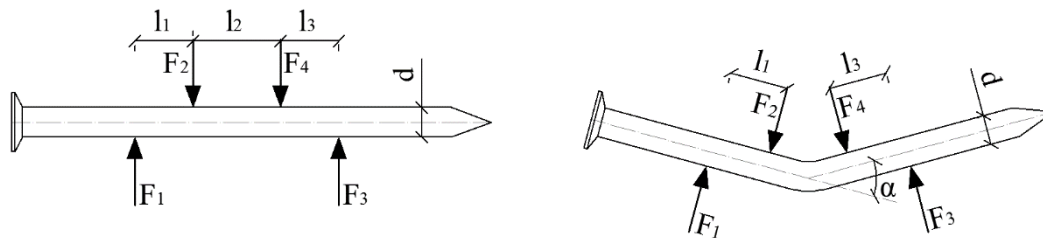


Figura 3.13 Esquema de carga y deformación del clavo.

El procedimiento de ensayo fue el siguiente: el clavo se afianzó en uno de sus extremos mediante un tope regulable fijado a un brazo (3) con libertad para girar alrededor del punto (A). El otro extremo del clavo se insertó en un cilindro (4) unido a una palanca (5). Esta palanca se suspendió de una celda de carga (7) mediante una varilla (6) perpendicular a su eje, cuyos extremos podían girar libremente. Con el brazo apoyado sobre el clavo y la celda de carga (7) puesta a cero, se inició el ensayo mediante giro del brazo (3) en torno al eje (A) hasta alcanzar el momento plástico en la longitud libre l_2 .

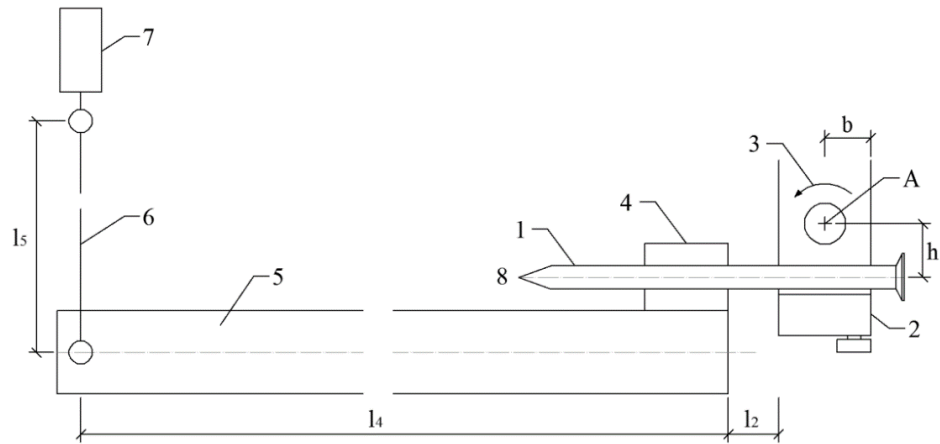


Figura 3.14 Esquema del dispositivo para el ensayo de flexión de los clavos.

Las dimensiones fueron las siguientes: $l_4 = 470$ mm; $l_2 = 2d = 5$ mm; G_{lev} (peso de la palanca) = 5,88N. Se obtuvo del ensayo la fuerza necesaria para producir una deformación angular de 45° en el clavo. Con las dimensiones y la información obtenida durante el ensayo se determinó para cada clavo el momento plástico, eligiendo el máximo valor de los obtenidos con las siguientes dos ecuaciones:

$$\begin{cases} M_y = F_{m\acute{a}x} \times l_4 \\ M_y = F_{m\acute{a}x} \times \left[l_4 + \left(1 - \frac{G_{lev}}{2F_{m\acute{a}x}} \right) l_2 \right] \end{cases} \quad (Nmm)$$

siendo:

$F_{m\acute{a}x}$: fuerza máxima indicada por la celda de carga (N)

G_{lev} : peso propio de la palanca (N)

l_2 : longitud libre del clavo (mm)

l_4 : longitud de la palanca (mm)

Resistencia al arrancamiento de clavos.

Las reglas europeas tienen en cuenta la capacidad adicional proporcionada por la resistencia a la extracción del elemento de fijación y la fricción entre las piezas unidas (rope effect) que se manifiesta en los modos de rotura que incluyen la formación de rótulas plásticas (modos de rotura j y k en las conexiones con dos secciones de corte). Dado que la resistencia a la extracción de los clavos empleados en esta investigación no ha sido determinada, para

considerar exactamente esa capacidad adicional se ensayaron 21 clavos con diámetro igual a 2,5 mm según el procedimiento adoptado por la norma EN 1382 (2000).

Los cuerpos de prueba se elaboraron insertando los clavos en un trozo de la especie investigada hasta alcanzar una penetración igual a 8 veces el diámetro. Empleando la máquina de ensayos universales Shimadzu antes descrita (*Figura 3.3*) se produjo la extracción del clavo tomándolo por la cabeza a través de un sencillo dispositivo preparado para ese fin. El avance del cabezal tuvo una velocidad constante y la duración del ensayo estuvo comprendida entre 60 s y 120 s en todos los casos. El parámetro de arrancamiento (f_{ax}), que se define como la resistencia al arrancamiento del elemento de fijación ofrecida por la madera por unidad de área de contacto, se calculó mediante la siguiente expresión:

$$f_{ax} = \frac{F_{m\acute{a}x}}{d l_p} \quad (N / mm^2)$$

siendo:

F_{max} : carga máxima de arrancamiento (N)

d : diámetro del clavo (mm)

l_p : longitud de penetración del clavo incluyendo la punta (mm)

3.2.3 Estructuras portantes de tamaño real.

En este apartado se describen los métodos empleados en el desarrollo de la etapa destinada a dar respuesta a requerimientos externos y simultáneamente a validar en estructuras de tamaño real los resultados obtenidos sobre cuerpos de prueba normalizados. Tanto la preparación de los prototipos como el desarrollo de los ensayos requirieron la aplicación de metodologías adaptadas a las particularidades de cada caso.

Para el diseño de los prototipos se tomaron como referencia i) los resultados de la capacidad portante y el deslizamiento de las uniones múltiples con clavos de pequeño diámetro ensayadas previamente conforme a la norma EN 1380 (2009) sobre cuerpos de prueba normalizados, ii) las propiedades mecánicas y físicas de la especie investigada -para la clase resistente correspondiente- obtenidas de publicaciones previas (Piter et al. 2004c, IRAM 9662-2 2006; INTI CIRSOC 2013b) y, iii) los requerimientos de diseño relacionados a la finalidad de las construcciones y a las cargas previstas.

3.2.3.1 Vigas reticuladas destinadas a la estructura de viviendas.

Se construyeron y ensayaron 3 prototipos para investigar su comportamiento mecánico en respuesta a un requerimiento efectuado por el Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), Estación Experimental Agropecuaria (EEA) Concordia. El diseño y los ensayos se orientaron al cumplimiento de los requisitos de resistencia y rigidez relacionados a su función portante en estructuras de viviendas y, en particular, se focalizaron en el desempeño de las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro.

Los 3 prototipos se construyeron con las mismas características generales. Tanto el cordón superior como el inferior estuvieron constituidos por dos tablas de sección transversal con dimensiones nominales iguales a 25 mm x 75 mm y de longitud igual al largo total de la viga (3,3 m). Las diagonales se materializaron con una tabla de igual sección transversal que las empleadas para los cordones y presentando en todos los casos una inclinación de 45° respecto del eje longitudinal de la viga. El grado estructural de la madera empleada ya fue descrito anteriormente en el Apartado 3.1.2. La configuración fue preparada para aplicar las cargas en los nodos ubicados aproximadamente en los tercios de la longitud y la separación entre ejes de apoyos (luz de cálculo) fue de 3,19 m.

La diferencia entre los 3 modelos radicó básicamente en que dos de ellos (vigas 1 y 2) se construyeron con 4 clavos de 2,2 mm de diámetro y 65 mm de longitud colocados neumáticamente en cada conexión entre las diagonales y los cordones. A su vez, con el propósito de reflejar dos modalidades adoptadas en la práctica constructiva, para la viga 1 se emplearon tablas cepilladas y para la viga 2 sin cepillar. Con el fin de analizar la influencia del deslizamiento de las conexiones sobre el comportamiento mecánico de los modelos, las diagonales de la viga 3 se vincularon a los cordones a través de conexiones ejecutadas con 8 clavos de las características ya expuestas. Esta viga se construyó con tablas cepilladas.

La *Figura 3.15* exhibe esquemáticamente la conformación de la viga 3, así como los puntos previstos para la aplicación de las cargas y la ubicación de los apoyos. También puede apreciarse la ubicación de dispositivos para registrar la deformación de la viga en su punto medio inferior y el deslizamiento de las conexiones en una diagonal traccionada y en una

comprimida. La *Figura 3.16* aporta información más detallada sobre las características constructivas de las vigas y los dispositivos de ensayo.

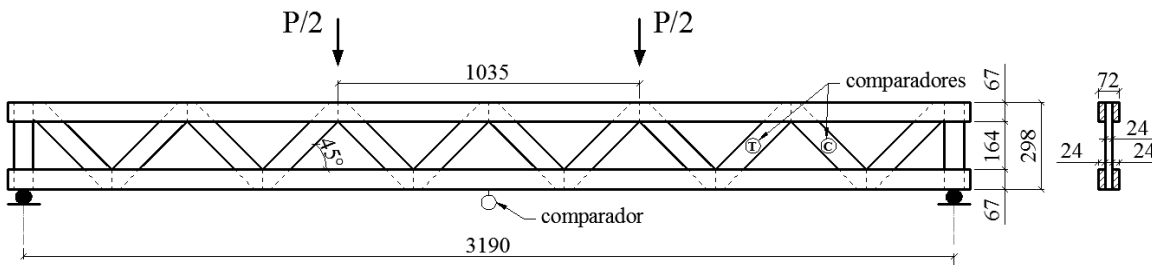


Figura 3.15 Configuración general de las vigas reticuladas. T y C: dispositivos para registrar el deslizamiento en las conexiones de una diagonal traccionada y una comprimida respectivamente. (Dimensiones en mm).



Figura 3.16 Detalles constructivos de las vigas y ubicación de los dispositivos de ensayo. Dispositivos de apoyo y de aplicación de las cargas en los tercios de la luz (arriba), ubicación del comparador para medir las deformaciones en el centro de la viga (abajo, izquierda), extensómetros para registrar el deslizamiento en una conexión comprimida y en una traccionada (abajo, derecha).

Los ensayos se llevaron a cabo en el Laboratorio de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Concepción del Uruguay de la UTN conforme al procedimiento de la norma europea EN

408 (2010). La carga se aplicó en los tercios de la luz de cálculo de cada viga con un avance constante del cabezal de cargas a una velocidad adecuada para alcanzar la rotura en un tiempo comprendido entre 180 y 420 segundos. El equipamiento empleado (*Figura 3.16*) fue el mismo que se utilizó para ensayar las conexiones simples y múltiples, ya descrito anteriormente.

El registro de las deformaciones se realizó hasta alcanzar una carga de 5.500 N pues para ese nivel de carga la deformación en el centro de las vigas 1 y 2 (con 4 clavos en cada conexión) era aproximadamente igual a $1 / 160$ de su luz de cálculo. Una vez alcanzada la carga de rotura se registró la misma y el deslizamiento de las conexiones. En el proceso de análisis y discusión de los resultados obtenidos sobre estos modelos, que se presentan en el Capítulo 4 (Apartado 4.3.1), se aporta información detallada sobre la evolución del proceso de estos ensayos.

3.2.3.2 Estructura reticulada destinada a construcciones industriales.

En el marco del proyecto “Estudio del comportamiento mecánico y optimización de uniones con clavos y bulones en estructuras reticuladas portantes construídas con tablas de *Eucalyptus grandis* cultivado en la provincia de Entre Ríos”, financiado por la Agencia de Ciencia Tecnología e Innovación de Entre Ríos (ACTIER), se diseñó, construyó y ensayó un prototipo estructural a escala natural (12 m de longitud). El proyecto se orientó a optimizar la tipología y las conexiones con el fin de cumplir los requisitos de resistencia y rigidez relacionados a su función portante en instalaciones de la industria avícola, normalmente expuestas a exigentes acciones originadas por el viento.

Con el propósito de reflejar la práctica constructiva habitual vinculada a estas estructuras, en todos los casos se emplearon tablas sin cepillar del grado estructural ya descrito anteriormente en el Apartado 3.1.2. Tanto el cordón superior como el inferior estuvieron constituidos por dos tablas de sección transversal con dimensiones nominales iguales a 25 mm x 125 mm. Teniendo en cuenta la longitud total de la estructura y que la misma se conformó con dos faldones con pendiente (17°) hacia el exterior (*Figura 3.17*), fue necesario efectuar 4 empalmes (destacados en verde en la *Figura 3.18*) porque las tablas de la especie

se producen con una longitud de 4 m. Cada diagonal se materializó con una tabla con sección transversal de dimensiones nominales iguales a 25 mm x 100 mm, presentando una inclinación de 45° respecto del eje longitudinal del cordón.

Las conexiones entre las diagonales y los cordones se construyeron con 10 clavos nervurados (espiralados) de 2,5 mm de diámetro y 75 mm de longitud colocados neumáticamente. Las uniones de la estructura reticulada a los soportes laterales (cada uno conformado con dos piezas con sección transversal nominal igual a 50 mm x 150 mm) se materializaron con varillas roscadas de 12,7 mm de diámetro y acero del tipo indicado en el Apartado 3.1.2. La *Figura 3.17* exhibe esquemáticamente la conformación global de la estructura, su tipo de vinculación a las fundaciones, así como detalles constructivos de las diagonales y su conexión a los cordones, tópico que resulta de fundamental importancia en relación al propósito de este trabajo.

El dimensionamiento de la estructura esquematizada en la *Figura 3.17* se llevó a cabo considerando las acciones debidas al peso propio, la sobrecarga de uso interior debido al uso industrial y las acciones del viento de referencia para la región conforme a la normativa nacional. La tipología y las dimensiones adoptadas resultaron satisfactorias para que las barras (compuestas por madera del grado estructural mencionado en el Apartado 3.1.2) equilibren los esfuerzos originados por la combinación crítica de cargas, conformada por la combinación de las acciones del viento y el peso propio, ya que la sobrecarga de uso resultó favorable por ser de sentido gravitatorio, contrario a la succión del viento sobre la cubierta. Para el diseño de las conexiones se tuvieron en cuenta los resultados obtenidos previamente sobre cuerpos de prueba con clavos de 2,5 mm de diámetro (Apartado 4.2.1) ensayados conforme a la norma EN 1380 (2009).

Luego de concluido el dimensionamiento, a través de un análisis estructural empleando software adecuado se determinó un sistema de cargas concentradas que produjesen en las secciones críticas de la estructura efectos equivalentes a los originados por las cargas distribuidas (peso propio y viento). Esta determinación fue causada por la imposibilidad de aplicar cargas distribuidas durante el ensayo a escala natural.

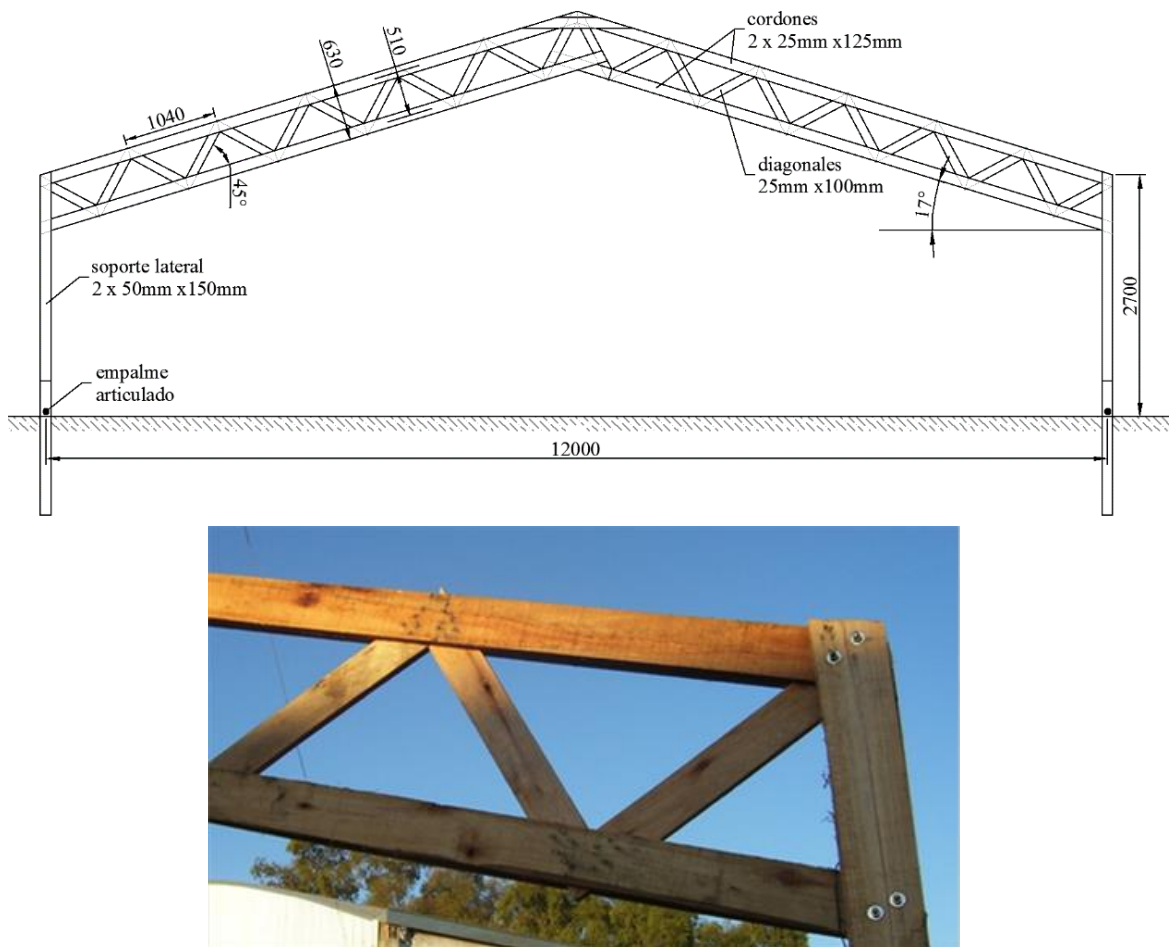


Figura 3.17 Características de la estructura reticulada. Configuración general (arriba), detalles constructivos (abajo).

En la *Figura 3.18* pueden apreciarse detalles de preparación del ensayo a escala natural. Los cinco elementos materializados por postes colocados a ambos lados del reticulado se dispusieron para cumplir las siguientes funciones: i) a través de distribuidores horizontales de cargas, accionados por un sistema de aparejos a cadena, poleas y cables de acero, ejercer fuerzas verticales equivalentes a la succión del viento sobre la cubierta, ii) por medio de una cinta métrica registrar las deformaciones verticales, y iii) proveer estabilidad lateral a la estructura. Las acciones debidas al peso propio asignado al reticulado conforme a las características del proyecto, así como las debidas a la sobrecarga de uso, se materializaron con recipientes rellenos con arena hasta alcanzar la carga correspondiente, y suspendidos en los puntos determinados a través del análisis estructural antes mencionado. Las cargas laterales debidas a la acción del viento de referencia, de presión en un soporte y de succión

en el opuesto, se materializaron a través de malacates manuales de palanca anclados convenientemente a estructuras auxiliares vinculadas al terreno.



Figura 3.18 Disposición general del ensayo.

Para una mejor observación del comportamiento de la estructura -y en particular de las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro- durante el proceso de ensayo, las zonas solicitadas por los mayores esfuerzos se resaltaron con color rojo y los empalmes longitudinales de ambos cordones con color verde. Las cargas aplicadas se midieron utilizando dinamómetros electrónicos con indicador digital de cargas y las deformaciones verticales se registraron empleando cintas métricas. En todos los casos los registros se efectuaron con una precisión del 1%.

Información detallada sobre los estados de carga considerados, así como referida a los puntos de aplicación de las cargas y de medición de las deformaciones, se provee en el proceso de análisis y discusión de los resultados obtenidos sobre este prototipo, que se presenta en el Capítulo 4 (Apartado 4.3.2).

3.2.4 Procesamiento de datos.

Luego de finalizadas las tareas de laboratorio, los datos obtenidos fueron ordenados y procesados utilizando un software adecuado para darles tratamiento estadístico. En las operaciones se utilizaron los símbolos matemáticos universales y, para la determinación y expresión de las propiedades investigadas, se emplearon los símbolos adoptados por las normas usadas en el programa experimental. Las unidades se expresaron en el sistema internacional de unidades actualmente vigente. Las variables cuantitativas se operaron con la cantidad de cifras necesaria para asegurar una precisión mínima del 1% en los resultados, en cumplimiento de los requerimientos normativos (EN 383 2007; EN 1380 2009).

Los procedimientos estadísticos empleados en el análisis de los resultados involucraron tanto métodos específicos para la temática, como técnicas de aplicación general. Para los primeros se adoptó el criterio europeo y dentro de ellos se señalan por su importancia: i) el método para determinar los valores característicos de las propiedades mecánicas (EN 14358 2007), que tiene una importante relación con el nivel de confiabilidad requerido en el diseño estructural moderno y ii) el método para ajustar los valores de las propiedades de la madera aserrada a las condiciones de referencia internacional (EN 384 2010). Dentro de las técnicas estadísticas de aplicación general -además del uso del valor medio como medida de centralidad y de la desviación estándar y el coeficiente de variación como medidas de dispersión- se utilizaron el análisis de regresión, el análisis de varianza, el test de Student y el test de Kolmogorov-Smirnov.

4.- Presentación y discusión de los resultados

En este capítulo se presentan y discuten los resultados obtenidos a partir del programa experimental. El Apartado 4.1 se refiere al comportamiento mecánico de conexiones simples, y provee información sobre la resistencia y la rigidez de la especie investigada cuando es sometida a esfuerzos de aplastamiento. El Apartado 4.2 está referido al comportamiento mecánico de conexiones múltiples con dos secciones de corte materializadas con clavos y bulones de pequeño diámetro. Por último, en el Apartado 4.3 se analiza el comportamiento de las conexiones con clavos de pequeño diámetro a través de resultados obtenidos de ensayos llevados a cabo sobre estructuras de tamaño real.

4.1 Comportamiento mecánico de las conexiones simples.

Se presentan a continuación los resultados del comportamiento mecánico de la especie investigada cuando es sometida a esfuerzos de aplastamiento bajo la acción de un único elemento de fijación de tipo clavija (conexión simple) de elevada rigidez, el cual no manifiesta deformaciones de flexión durante el ensayo (EN 383 2007). El valor de la resistencia al aplastamiento obtenido de esta manera es un insumo fundamental para el cálculo de la capacidad portante de las conexiones múltiples con elementos de fijación de

tipo clavija (bulones, clavos, tirafondos, tornillos, clavos, grampas). Se ha incluido un análisis comparativo entre los valores determinados experimentalmente y los obtenidos aplicando el criterio de reglas de diseño de relevancia. Estos criterios fueron presentados anteriormente en el Capítulo 2 pero también pueden ser consultados con un mayor nivel de detalle en las normas citadas. Para facilitar la tarea de los lectores que adopten esta última opción, en todos los casos se mantuvo la simbología original adoptada por los códigos de diseño.

4.1.1 Resistencia al aplastamiento bajo la acción de un clavo rígido.

Los principales resultados obtenidos de los 97 ensayos llevados a cabo con el fin de determinar la resistencia al aplastamiento de la madera bajo la acción de un clavo rígido se presentan en la *Tabla 4.1*. Considerando que esta propiedad está altamente correlacionada con la densidad (Ehlbeck & Werner 1995a), se muestran los valores de ambas propiedades para cada sub-muestra.

Tabla 4.1 Principales resultados de la resistencia al aplastamiento (f_h) y la densidad (ρ) correspondientes a 97 uniones clavadas.

Sub-muestras Clavo			n	f_h			$\rho^{(b)}$		
				valor medio	COV	$f_{h,k}^{(a)}$	valor medio	COV	$\rho_k^{(c)}$
				N/mm ²	%	N/mm ²	kg/m ³	%	kg/m ³
PT	paralela	tracción	13	37,8	19	—	476	11	—
		compresión	12	33,7	16	—	472	12	—
	perpendicular	compresión	25	33,4	33	—	458	12	—
	todas PT		50	34,6	26	21,3	466	12	375
sin PT	paralela	tracción	11	35,2	10	—	473	8	—
		compresión	13	32,5	14	—	481	12	—
	perpendicular	compresión	23	39,2	32	—	480	13	—
	todas sin PT		47	36,4	26	23,0	479	12	388

PT: orificios pre-taladrados; n: número de cuerpos de prueba.

(a) valor característico calculado acorde a la EN 14358 (2007).

(b) valor de la densidad ajustado al contenido de humedad de referencia del 12% acorde a EN 384 (2010).

(c) valor característico calculado acorde a la EN 384 (2010).

Los 97 cuerpos de prueba presentaron un contenido de humedad medio de 12,6%. El valor medio de la densidad osciló entre 458 kg/m³ y 481 kg/m³, valor más bajo que el reportado por Piter et al. (2004c) de 554 kg/m³ para 223 cuerpos de prueba, sin médula, de la misma especie. El valor del COV para esta propiedad física osciló entre 8% y 13%, indicando una dispersión de resultados similar a los reportados por la publicación antes mencionada. Los resultados de un análisis de varianza demostraron que la hipótesis de que las sub-muestras presentadas en la *Tabla 4.1* tienen igual valor medio de la densidad no puede ser rechazada a un nivel de significación de 0,05 y, consecuentemente, una influencia desigual de esta propiedad en los resultados de la resistencia al aplastamiento obtenida para las diferentes sub-muestras puede ser descartada.

Con el propósito de estudiar la distribución obtenida para cada sub-muestra presentada en la *Tabla 4.1*, se llevó a cabo un detallado análisis estadístico. La distribución correspondiente a pares de sub-muestras con un único atributo fue comparada aplicando el test de Kolmogorov-Smirnov como sigue:

- PT tracción paralela vs. sin PT tracción paralela;
- PT compresión paralela vs. sin PT compresión paralela;
- PT compresión perpendicular vs. sin PT compresión perpendicular;
- PT tracción paralela vs. PT compresión paralela;
- PT compresión paralela vs. PT compresión perpendicular;
- sin PT tracción paralela vs. sin PT compresión paralela, y
- sin PT compresión paralela vs. sin PT compresión perpendicular.

Los resultados muestran que la hipótesis de que los pares de sub-muestras provienen de la misma población puede ser rechazada a un nivel de significación de 0,05 solo para la comparación: sin PT compresión paralela vs. sin PT compresión perpendicular. Curiosamente, la última sub-muestra, ensayada perpendicularmente al grano, presentó el valor medio más alto de f_h (39,2 N/mm²) de todos los presentados en la *Tabla 4.1*, pero no se pudo encontrar una razón especial que explique el comportamiento particular de estos cuerpos por medio de un análisis detallado.

Más allá de la particularmente elevada resistencia encontrada en la sub-muestra mencionada en el párrafo anterior, los resultados confirman el criterio general adoptado tanto por las reglas de diseño europeas (EN 1995-1-1 2005) como las de EEUU (NDS 2012) y también por las de nuestro país (INTI CIRSOC 601 2013b), que independizan la resistencia al aplastamiento -en uniones clavadas- de la dirección del esfuerzo actuante respecto de la dirección de las fibras. En la *Figura 4.1* se muestran cuerpos de prueba con un clavo rígido luego de alcanzada la carga de rotura por aplastamiento bajo carga en dirección paralela y perpendicular a las fibras.



Figura 4.1 Cuerpos de prueba con un clavo rígido luego de alcanzar la carga de rotura por aplastamiento, ensayados en compresión paralela (izquierda) y en compresión perpendicular (derecha) a la dirección de las fibras.

Los valores de f_h obtenidos para orificios pre-taladrados no difirieron significativamente de aquellos obtenidos para orificios sin pretaladrar y confirman que la influencia del pre-taladrado en la resistencia al aplastamiento de las sub-muestras no está en línea con la experiencia europea (Hilson 1995b; EN 1995-1-1 2005), que considera que el pre-taladrado incrementa la resistencia al aplastamiento en este tipo de conexiones. Los resultados encontrados en esta investigación son congruentes con el criterio del NDS (2012) vigente en EEUU -criterio adoptado recientemente en nuestro país (INTI CIRSOC 601 2013b)-, el cual proporciona valores de diseño para la resistencia al aplastamiento que se aplican a ambos tipos de conexiones clavadas, con y sin orificios pre-taladrados. Los resultados de los ensayos también demuestran que el valor de la resistencia al aplastamiento (f_h) obtenido en tracción paralela al grano no difirió significativamente de aquéllos obtenidos en compresión paralela al grano, lo cual es congruente con la experiencia europea (Hilson 1995b) y con el

criterio adoptado por la norma Europea EN 383 (2007) que permite ambas configuraciones para los ensayos.

La *Tabla 4.1* muestra la resistencia característica al aplastamiento calculada conforme a la norma europea EN 14358 (2007) con los resultados de los ensayos ($f_{h,k}$), la que puede ser comparada con la calculada siguiendo los procedimientos establecidos por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) para clavos de diámetro (d) menor que 8 mm ($f_{h,k,E}$). Conforme a este último criterio, el valor obtenido para orificios pre-taladrados $f_{h,k,E} = 0,082 (1-0,01d) \rho_k = 29,1 \text{ N/mm}^2$ y el calculado para orificios sin pretaladrar $f_{h,k,E} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} = 19,1 \text{ N/mm}^2$, fueron obtenidos insertando el valor correspondiente de ρ_k (*Tabla 4.1*) y $d = 5,5 \text{ mm}$. $f_{h,k,E}$ fue 37% más grande que $f_{h,k}$ para orificios pre-taladrados y, contrariamente, alcanzó solo el 83% de $f_{h,k}$ para orificios sin pretaladrar. Estos resultados muestran que el procedimiento adoptado por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) para estimar la resistencia característica al aplastamiento para juntas clavadas no es efectivo en este caso y que la capacidad de carga de las muestras ensayadas no se incrementa con el pre-taladrado, lo cual contrasta con las reglas de diseño europeo.

Resulta de particular interés comparar los resultados empíricos encontrados en este trabajo con los recomendados por el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b), ya que los lineamientos adoptados por las reglas de aplicación nacional son utilizados por los proyectistas estructurales en el diseño de conexiones mecánicas. Conforme a este criterio, la tensión de aplastamiento (F_e) de la madera contra un clavo con diámetro (D) menor a 6,35 mm se puede obtener con la expresión $F_e = 114,4 G^{1,84} (\text{N/mm}^2)$, donde G es el valor característico (5%) de la gravedad específica anhidra. Para $D < 6,35 \text{ mm}$ F_e es independiente de la dirección de las fibras y de D . Teniendo en cuenta que G es igual a 0,4 para la especie investigada (INTI CIRSOC 2013b), el valor de la tensión de aplastamiento estimado con la expresión indicada alcanza $21,2 \text{ N/mm}^2$. No obstante, para poder realizar la comparación planteada al comienzo de este párrafo, es necesario tener en cuenta que las reglas de diseño nacionales, en línea con el criterio adoptado en EEUU (NDS 2012) y en Chile (NCh 1198 2007), proveen valores de diseño de referencia para la madera cuando es sometida a una carga de 10 años de duración (duración “normal”). Considerando que la resistencia de la madera bajo cargas de corta duración (del orden de 10 minutos como

las aplicadas en los ensayos llevados a cabo en esta investigación) es un 60% mayor que bajo cargas de duración “normal” (INTI CIRSOC 2013b; NDS 2012), los valores determinados empíricamente (*Tabla 4.1*) deben compararse con $33,9 \text{ N/mm}^2$ ($33,9 \text{ N/mm}^2 = 21,2 \text{ N/mm}^2 \times 1,6$). Este valor es 59% mayor que el de $21,3 \text{ N/mm}^2$ obtenido empíricamente para clavos colocados con pre-taladrado y 47% mayor que el de $23,0 \text{ N/mm}^2$ determinado para clavos colocados sin pre-taladrado (*Tabla 4.1*). Estos resultados indican que la estimación de la resistencia al aplastamiento de la especie investigada según el criterio del Reglamento Argentino de Estructuras de madera puede afectar la confiabilidad del diseño de las conexiones mecánicas clavadas. A su vez, ameritan la ejecución de un proyecto específico orientado a revisar la expresión que provee la resistencia al aplastamiento ($F_e = 114,4 G^{1,84} \text{ N/mm}^2$). Esta expresión fue adoptada por el CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) de la experiencia de EEUU (NDS 2012) y es evidente que no expresa adecuadamente el comportamiento de la especie investigada en este trabajo.

Con el objetivo de estudiar la relación entre la densidad (ρ) y la resistencia al aplastamiento (f_h) se llevó a cabo un análisis de regresión separadamente para cada sub-muestra (con PT) y (sin PT) y también para toda la muestra. Los resultados son presentados en la *Figura 4.2* donde es posible observar la alta correlación entre f_h y ρ para ambos casos con los siguientes valores del coeficiente de correlación (R): con PT (R = 0,73) y sin PT (R = 0,76) y también para toda la muestra (R = 0,74). Más aún, las tres ecuaciones de regresión lineal fueron casi coincidentes en este caso. El valor del coeficiente de determinación (R^2) indica que las variaciones en la densidad explican más del 50% de la variabilidad de la resistencia al aplastamiento en los 3 grupos analizados (entre 53% y 58%). La semejanza encontrada para la correlación entre ρ y f_h de los tres grupos es congruente con los resultados del análisis estadístico antes mencionado, que confirmó la inexistencia de diferencias significativas entre la resistencia al aplastamiento de los cuerpos de prueba con y sin pre-taladrado.

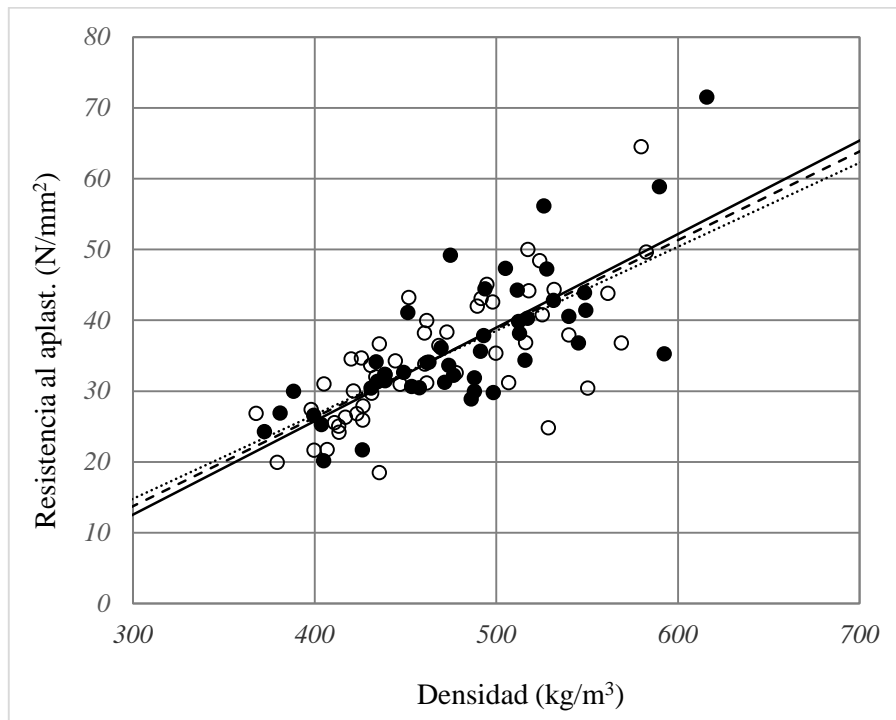


Figura 4.2 Relación entre la densidad (ρ) y la resistencia al aplastamiento (f_h) para 97 cuerpos de prueba ensayados con un clavo rígido.

R (coeficiente de correlación).

○: con PT: $R = 0,73$; ecuación lineal de regresión (.....): $f_h = 0,119 \rho - 20,755$.

●: sin PT: $R = 0,76$; ecuación lineal de regresión (—): $f_h = 0,132 \rho - 27,023$.

Toda la muestra: $R = 0,74$; ecuación lineal de regresión (- - -): $f_h = 0,125 \rho - 23,809$.

Teniendo en cuenta que el análisis de las curvas carga-deslizamiento es importante para aspectos vinculados a la seguridad y a las condiciones de servicio de las estructuras, en la *Figura 4.3* se exhiben las obtenidas bajo carga paralela y perpendicular a las fibras. Con el propósito de lograr una adecuada representatividad del conjunto, cada curva despliega los valores medios de la correspondiente sub-muestra y fue interrumpida cuando la mayoría de los cuerpos de prueba alcanzó la carga máxima.

La principal información que surge de la *Figura 4.3* es que la sub-muestra cargada en dirección perpendicular a las fibras presenta un mayor deslizamiento para cada nivel de carga, exhibiendo a su vez un comportamiento menos lineal que el encontrado en dirección paralela. Estas particularidades, muy marcadas en el primer tramo del diagrama, ejercen su influencia en la determinación del módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}) y en consecuencia ameritan ser tenidas en cuenta al estudiar la influencia del deslizamiento de las conexiones sobre la deformación global de la estructura.

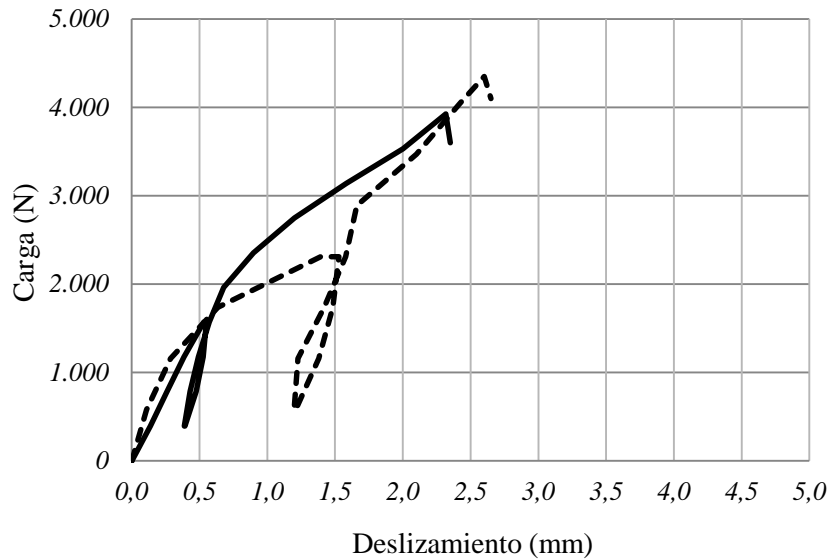


Figura 4.3 Diagrama carga-deslizamiento de las conexiones con un clavo rígido.

(—) sollicitación paralela a las fibras; (- - -) sollicitación perpendicular a las fibras.

4.1.2 Resistencia al aplastamiento bajo la acción de un bulón rígido.

Los resultados obtenidos de los 99 ensayos llevados a cabo con el fin de determinar la resistencia al aplastamiento de la madera bajo la acción de un bulón rígido se presentan en la *Tabla 4.2*, junto con los valores de la densidad para cada sub-muestra.

Tabla 4.2 Principales resultados de la resistencia al aplastamiento (f_h) y la densidad (ρ) correspondientes a 99 uniones abulonadas.

Sub-muestras Bulones		n	f_h			$\rho^{(b)}$		
			valor medio	COV	$f_{h,k}^{(a)}$	valor medio	COV	$\rho_k^{(c)}$
			N/mm ²	%	N/mm ²	kg/m ³	%	kg/m ³
paralela	tracción	27	31,0	18	—	485	10	—
	compresión	26	26,2	21	—	456	11	—
todas las paralelas		53	28,6	21	19,1	471	11	386
perpendicular	compresión	46	17,7	34	9,0	473	12	377

n: número de cuerpos de prueba.

(a) valor característico calculado acorde a la EN 14358 (2007).

(b) valor de la densidad ajustado al contenido de humedad de referencia del 12% acorde a EN 384 (2010).

(c) valor característico calculado acorde a la EN 384 (2010).

Los 99 cuerpos de prueba presentaron un contenido de humedad medio de 12,3%. El valor medio de la densidad osciló entre 456 kg/m³ y 485 kg/m³, valores similares a los presentados en la *Tabla 4.1* para las juntas clavadas. Una similar dispersión de los resultados de la densidad en todas las sub-muestras es indicada también en este caso por el valor del COV que osciló entre el 10% y el 12%.

Una diferencia importante entre el valor medio de f_h en dirección paralela (28,6 N/mm²) y perpendicular (17,7 N/mm²) a las fibras puede observarse en la *Tabla 4.2*. Estos resultados están en línea con la experiencia y los criterios adoptados tanto en Europa (EN 1995-1-1 2005), como en EEUU (NDS 2012) y en Sudamérica (ABNT 2010; NCh 1198 2007; INTI CIRSOC 2013b), que asignan una superior resistencia en dirección paralela a las fibras cuando la madera es sometida a esfuerzos de aplastamiento contra un bulón rígido. La diferencia encontrada no pudo ser causada por la densidad porque los resultados del test de Student (t) demuestran que la hipótesis que asigna a ambas sub-muestras el mismo valor medio de la densidad no puede ser rechazada a un nivel de significación de 0,05. En la *Figura 4.4* pueden apreciarse cuerpos de prueba con un bulón rígido luego de alcanzada la carga de rotura por aplastamiento en dirección paralela y perpendicular a las fibras.



Figura 4.4 Cuerpos de prueba ensayados con un bulón rígido luego de alcanzada la carga de rotura por aplastamiento en compresión paralela (izquierda) y en compresión perpendicular (derecha) a la dirección de las fibras.

La *Tabla 4.2* muestra también una relativamente alta diferencia entre el valor medio de f_h obtenido en el ensayo de tracción (31,0 N/mm²) y de compresión (26,2 N/mm²) paralela al grano, aunque ambas disposiciones de ensayo son permitidas por la norma europea EN 383

(2007). Los resultados del análisis estadístico confirmaron que la hipótesis de que ambas sub-muestras tienen igual valor medio de f_h puede ser rechazada a un nivel de significación de 0,05, lo cual no está en línea con resultados previamente reportados (Whale & Smith 1986). Teniendo en cuenta a su vez que la prueba estadística mostró que el valor medio de la densidad correspondiente a la sub-muestra ensayada en tracción (485 kg/m^3) difirió significativamente ($p = 0,042$) de la correspondiente a la sub-muestra ensayada en compresión paralela a las fibras (456 kg/m^3), la diferencia entre los resultados de f_h correspondientes a ambas sub-muestras de uniones abulonadas puede ser explicada en este caso por la densidad.

La *Tabla 4.2* muestra la resistencia característica al aplastamiento calculada acorde al criterio de la norma EN 14358 (2007) con los resultados de los ensayos ($f_{h,k}$). Es útil comparar ésta con la obtenida siguiendo los procedimientos establecidos por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) para bulones de diámetro (d) menor que 30 mm ($f_{h,k,E}$). Según estos lineamientos, los valores para los cuerpos de prueba cargados paralelamente al grano $f_{h,k,E} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k = 27,6 \text{ N/mm}^2$ y para los ensayos perpendicularmente al grano $f_{h,k,E} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k / k_{90^\circ} = 24,8 \text{ N/mm}^2$, se determinaron insertando el valor correspondiente de ρ_k (*Tabla 4.2*), $k_{90^\circ} = 0,90 + 0,015d$, y $d = 12,7 \text{ mm}$. Es posible observar una diferencia significativa entre $f_{h,k}$ y $f_{h,k,E}$ en ambos casos, pero la discrepancia es más grande para los cuerpos de prueba cargados perpendicularmente (176%) que para aquellos ensayados paralelamente al grano (45%). Estos resultados muestran que el procedimiento adoptado por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) para estimar la resistencia al aplastamiento de juntas abulonadas puede situar el diseño estructural con esta especie del lado de la inseguridad para bulones cargados perpendicular y paralelamente al grano.

También para uniones abulonadas resulta de particular interés comparar los resultados empíricos de esta investigación con los recomendados por el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b). Según estas reglas, la tensión de aplastamiento (F_c) de la madera contra un elemento de fijación con diámetro (D) mayor o igual a 6,35 mm difiere para las direcciones paralela y perpendicular a las fibras y se puede obtener con las expresiones $F_{c//} = 77,2 G \text{ (N/mm}^2\text{)}$ y $F_{c\perp} = 212 G^{1,45}/D^{0,5} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ respectivamente, donde G es el valor característico (5%) de la gravedad específica anhidra.

Es posible apreciar que para este caso el valor de $F_{e\perp}$ está relacionado no solamente a G sino también al diámetro D del elemento de fijación. Considerando que G es igual a 0,4 para la especie estudiada (INTI CIRSOC 2013b) y $D = 12,7$ mm, los valores estimados con las expresiones indicadas alcanzan $F_{e//} = 30,9$ N/mm² y $F_{e\perp} = 15,8$ N/mm². Considerando la influencia de la duración de la carga -como ya fue expresado en el apartado anterior referido a uniones con un clavo rígido- se obtienen los valores calculados comparables con los obtenidos experimentalmente $F_{e//} = 49,4$ N/mm² ($49,4$ N/mm² = $30,9$ N/mm² x 1,6) y $F_{e\perp} = 25,3$ N/mm² ($25,3$ N/mm² = $15,8$ N/mm² x 1,6) los cuales son 159% y 181% mayores, respectivamente, que los de $19,1$ N/mm² y $9,0$ N/mm² obtenidos experimentalmente (ver la *Tabla 4.2*). Es necesario destacar que estas diferencias son aún más importantes que las encontradas en el análisis efectuado respecto del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), ya discutidas en el párrafo anterior. Estos resultados también evidencian -al igual que para uniones con un clavo rígido- que el cálculo de la resistencia al aplastamiento de la especie investigada según el criterio del Reglamento Argentino de Estructuras de madera (INTI CIRSOC 2013b) puede afectar la confiabilidad del diseño de las conexiones mecánicas abulonadas. A su vez, alientan la preparación de un proyecto específico orientado a revisar las expresiones que proveen la resistencia al aplastamiento en las direcciones paralela y perpendicular a las fibras y a proponer alternativas que expresen más ajustadamente el comportamiento de las especies cultivadas en el país.

Con el propósito de estudiar la relación entre la densidad (ρ) y la resistencia al aplastamiento (f_h) se llevó a cabo un análisis de regresión separadamente para cada sub-muestra. Los resultados son expuestos en *Figura 4.5* donde es posible observar que la correlación entre ambas variables fue prácticamente la misma para probetas ensayadas en dirección paralela ($R = 0,69$) y perpendicular al grano ($R = 0,72$). A su vez, ambos valores son ligeramente inferiores que los encontrados para juntas clavadas pero confirman que también para este elemento de fijación la variabilidad de la densidad explica aproximadamente el 50% de las variaciones en la resistencia al aplastamiento (R^2 varía entre 0,48 y 0,52). Las pendientes de las ecuaciones de regresión lineal fueron casi coincidentes en ambos casos, y menores que las encontradas para juntas clavadas.

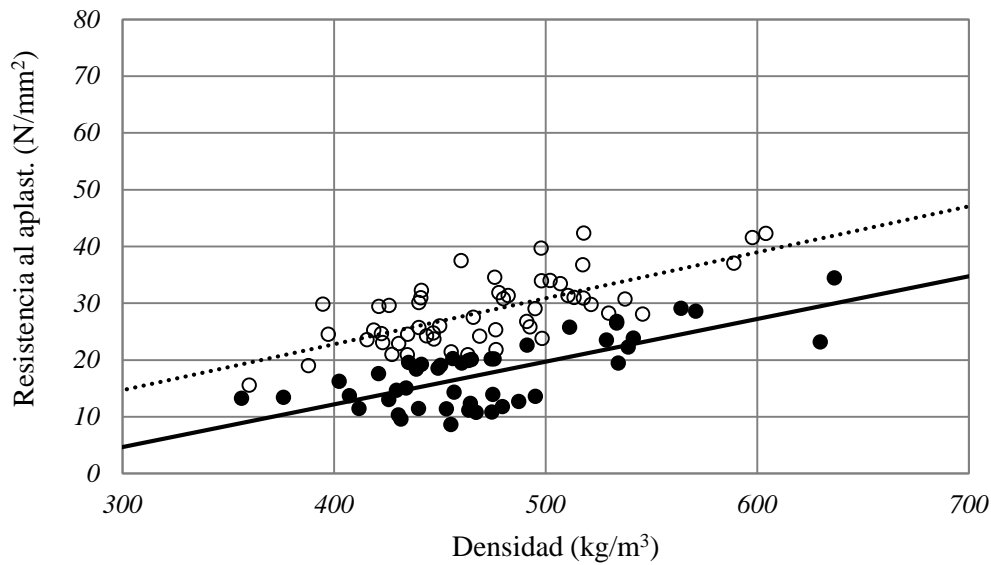


Figura 4.5 Relación entre la densidad (ρ) y la resistencia al aplastamiento (f_h) para 99 cuerpos de prueba ensayados con un bulón rígido.

R (coeficiente de correlación).

○: paralelo al grano: $R = 0,69$; ecuación lineal de regresión (·····): $f_h = 0,081 \rho - 9,584$.

●: perpendicular al grano: $R = 0,72$; ecuación lineal de regresión (—): $f_h = 0,075 \rho - 17,885$.

La Figura 4.6 exhibe las curvas carga-deslizamiento representativas de las uniones con un bulón rígido. De igual manera que para las juntas clavadas, y dada la importancia que este comportamiento tiene para la seguridad estructural y para aspectos vinculados a las condiciones de servicio, la información se presenta en forma separada para ambas direcciones de las fibras respecto del esfuerzo.

En el primer tramo de las curvas se aprecia claramente el deslizamiento inicial originado por las diferencias entre el diámetro del orificio y el del bulón (Ehlbeck & Werner 1995b). De igual manera que las uniones con un clavo rígido, la curva correspondiente a la sollicitación perpendicular a las fibras acusa un mayor deslizamiento para cada nivel de carga pero, adicionalmente, en este caso puede apreciarse también una menor capacidad portante que en dirección paralela a las fibras, lo cual está en línea con la información presentada en la Tabla 4.2 y en la Figura 4.5.

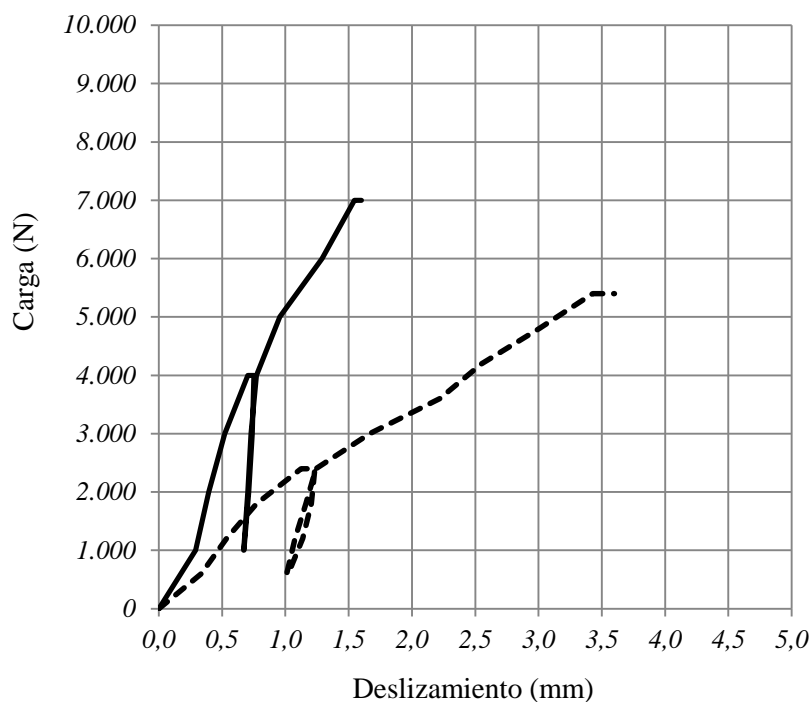


Figura 4.6 Diagrama carga-deslizamiento de las conexiones con un bulón rígido.

(—) solicitación paralela a las fibras; (- - -) solicitación perpendicular a las fibras.

4.1.3 Resistencia al aplastamiento bajo la acción de un pasador rígido.

Los resultados obtenidos de los 98 ensayos llevados a cabo para determinar la resistencia al aplastamiento bajo la acción de un pasador rígido se presentan en la *Tabla 4.3*. Los 98 cuerpos de prueba presentaron un contenido de humedad medio de 12,2%. El valor medio de la densidad osciló entre 471 kg/m³ y 482 kg/m³, valores similares a los presentados en la *Tabla 4.1* y la *Tabla 4.2* para juntas clavadas y abulonadas respectivamente. Una similar dispersión de los resultados de la densidad en todas las sub-muestras es indicada también en este caso por el valor del COV que osciló entre el 12% y el 14%.

Es posible apreciar que los valores de f_h presentados en esta tabla son similares a aquellos correspondientes a uniones abulonadas, lo cual es congruente con el criterio adoptado por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005). Curiosamente, la máxima dispersión de los resultados de f_h fue exhibida por los cuerpos de prueba ensayados a compresión perpendicular al grano

(COV 29%), lo cual está en línea con los valores encontrados previamente para uniones con un clavo (Tabla 4.1) y para uniones con un bulón (Tabla 4.2). En la Figura 4.7 se muestran cuerpos de prueba con un pasador rígido luego de alcanzada la carga de rotura por aplastamiento en dirección paralela (compresión y tracción) y perpendicular (compresión) a las fibras.

Tabla 4.3 Principales resultados de la resistencia al aplastamiento (f_h) y la densidad (ρ) correspondientes a 98 uniones con pasador rígido.

Sub-muestras Pasadores		n	f_h			$\rho^{(b)}$		
			valor medio	COV	$f_{h,k}^{(a)}$	valor medio	COV	$\rho_k^{(c)}$
			N/mm ²	%	N/mm ²	kg/m ³	%	kg/m ³
paralela	tracción	23	30,2	19	—	475	14	—
	compresión	26	28,2	26	—	471	13	—
todas las paralelas		49	29,1	23	18,4	473	13	371
perpendicular	compresión	49	19,7	29	11,1	482	12	383

n: número de cuerpos de prueba.

(a) valor característico calculado acorde a la EN 14358 (2007).

(b) valor de la densidad ajustado al contenido de humedad de referencia del 12% acorde a EN 384 (2010).

(c) valor característico calculado acorde a la EN 384 (2010).

Según el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), el valor característico de la resistencia al aplastamiento en uniones con pasadores ($f_{h,k,E}$) puede ser estimado con las mismas fórmulas adoptadas para uniones abulonadas. La comparación de los valores calculados según las reglas de diseño europeas ($f_{h,k,E} = 26,6 \text{ N/mm}^2$ en dirección paralela y $25,1 \text{ N/mm}^2$ en dirección perpendicular) con los resultados de los ensayos ($f_{h,k}$), Tabla 4.3, indican que $f_{h,k,E}$ es 126% y 45% más grande que $f_{h,k}$ para los cuerpos de prueba ensayados perpendicular y paralelamente al grano, respectivamente. El último porcentaje indica una diferencia igual a la encontrada para uniones abulonadas cargadas paralelamente a la dirección de las fibras, en tanto que el primero indica una diferencia menor que la encontrada para uniones abulonadas cargadas en dirección perpendicular a las fibras (176%). Estos resultados confirman que también para conexiones con este tipo de elementos de fijación la confiabilidad del diseño estructural con la especie investigada puede ser fuertemente afectada si se usan los procedimientos adoptados por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) para estimar la resistencia al aplastamiento.



Figura 4.7 Cuerpos de prueba con un pasador rígido luego de alcanzada la carga de rotura bajo compresión paralela a la dirección de las fibras (izquierda), compresión perpendicular (derecha superior) y tracción paralela (derecha inferior).

Si bien en nuestro país los pasadores son menos utilizados en las conexiones mecánicas que los clavos y los bulones, es importante también en este caso comparar los resultados experimentales con los obtenidos conforme a los lineamientos del Reglamento Argentino de Estructuras de Madera (INTI CIRSOC 2013b). Según estas reglas, la tensión de aplastamiento (F_e) de la madera contra un pasador se puede calcular con las mismas expresiones provistas para uniones con bulones, las cuales son función del diámetro (D) del elemento de fijación y de la gravedad específica anhidra (G) de la especie de madera. Considerando que en este caso los pasadores tuvieron el mismo diámetro que los bulones y que se trata de la misma especie, los resultados calculados según las reglas nacionales arrojan $F_{e//} = 49,4 \text{ N/mm}^2$ y $F_{e\perp} = 25,3 \text{ N/mm}^2$ los cuales son 168% y 128% mayores, respectivamente, que los de $18,4 \text{ N/mm}^2$ y $11,1 \text{ N/mm}^2$ obtenidos experimentalmente (ver la *Tabla 4.3*). Estas diferencias son del orden de las encontradas para un bulón rígido y ponen de manifiesto que el cálculo de la resistencia al aplastamiento de la especie investigada según el criterio del CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) puede afectar la confiabilidad del diseño de las conexiones mecánicas con bulones y con pasadores. Con esta confirmación se hace más nítida aún la conveniencia de elaborar un proyecto específico orientado a revisar las

expresiones que proveen la resistencia al aplastamiento en las direcciones paralela y perpendicular a las fibras para uniones con bulones y pasadores y a proponer alternativas que expresen más ajustadamente el comportamiento de las especies renovables del país cuando son sometidas a esfuerzos de aplastamiento.

La relación entre la densidad (ρ) y la resistencia al aplastamiento (f_h) para uniones con un pasador rígido se muestra en la *Figura 4.8*.

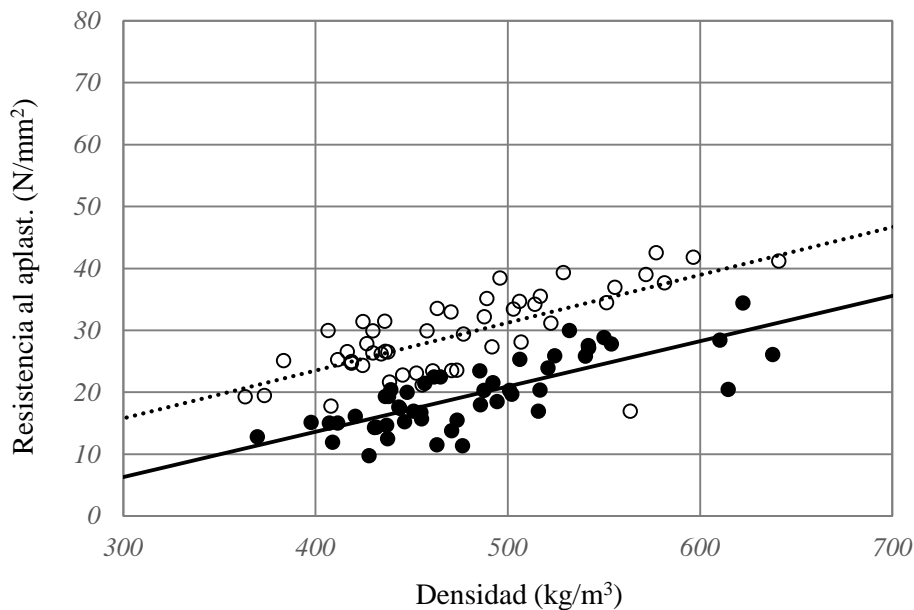


Figura 4.8 Relación entre la densidad (ρ) y la resistencia al aplastamiento (f_h) para 98 cuerpos de prueba ensayados con un pasador rígido.

R (coeficiente de correlación).

○: paralelo al grano: $R = 0,71$; ecuación lineal de regresión (·····): $f_h = 0,077 \rho - 7,413$.

●: perpendicular al grano: $R = 0,78$; ecuación lineal de regresión (—): $f_h = 0,073 \rho - 15,63$.

Se observa que ambos valores de R son levemente mayores que los correspondientes de las uniones con un bulón rígido y que las ecuaciones de regresión lineal son similares a las presentadas en la *Figura 4.5*. En este caso la variabilidad de la densidad explica más del 50% de las variaciones en la resistencia al aplastamiento (R^2 oscila entre 0,50 y 0,60). Se reitera -al igual que en las juntas con un bulón- que la resistencia en dirección perpendicular a las fibras está más relacionada con la densidad que la resistencia en dirección paralela, si bien la diferencia es modesta. La similitud de la correlación entre ρ y f_h encontrada para las juntas

con un bulón rígido y con un pasador rígido es congruente con la experiencia europea (EN 1995-1-1 2005) y de EEUU (NDS 2012).

La *Figura 4.9* muestra el comportamiento mecánico típicos obtenidos en los ensayos con un pasador rígido cargado en las direcciones paralela y perpendicular a las fibras.

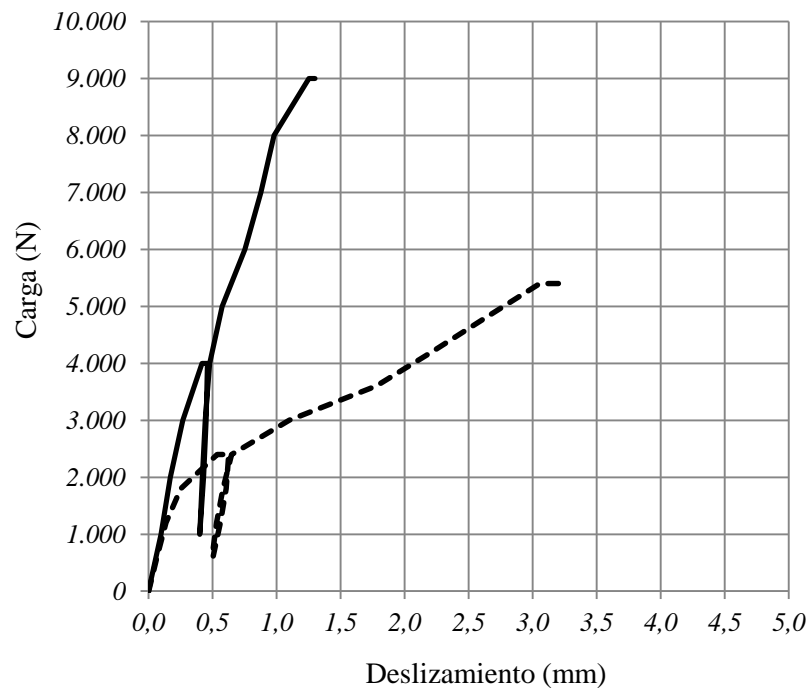


Figura 4.9 Diagrama carga-deslizamiento de las conexiones con un pasador rígido.

(—) sollicitación paralela a las fibras; (- - -) sollicitación perpendicular a las fibras.

A diferencia de los bulones, los pasadores no experimentaron un deslizamiento inicial diferenciado, lo cual se debe a que el orificio y el elemento de fijación tuvieron el mismo diámetro. La *Figura 4.9* manifiesta claramente la diferencia existente entre ambas direcciones (de las fibras respecto del esfuerzo) tanto en rigidez como en capacidad portante, siendo esta última congruente con la información presentada en la *Tabla 4.3* y en la *Figura 4.8*.

4.1.4 Deslizamiento de las conexiones simples.

Las reglas de diseño estructural proveen expresiones simples para calcular el deslizamiento de las conexiones con elementos de fijación de tipo clavija, grupo al cual pertenecen los

tratados en esta investigación. En algunos casos el deslizamiento es calculado en función del diámetro de los elementos y de la densidad de la madera (EN 1995-1-1 2005; INTI CIRSOC 2013b), en otros casos la estimación se basa en el diámetro del elemento (NDS 2012; NCh 1198 2007). Algunos criterios consideran también el tipo de material que constituye la unión, es decir si las distintas partes están constituidas por madera, productos derivados de ésta, o madera-acero.

La *Tabla 4.4* presenta los principales resultados obtenidos para el módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}) en las conexiones simples con un único elemento de fijación. La información está discriminada por tipo de elemento y el valor de K_{ser} se expresa de dos maneras distintas: i) en N/mm^3 acorde al criterio de la norma empleada en los ensayos de aplastamiento, que computa la tensión necesaria para producir un deslizamiento unitario (EN 383 2007), y ii) en N/mm según los lineamientos de las reglas de diseño y de las normas de ensayo EN 1380 (2009) y EN 26891 (1991), donde se expresa la fuerza necesaria para producir un deslizamiento unitario, relación que luego es de suma importancia para el diseño de las conexiones múltiples.

Es necesario destacar dos particularidades de los resultados presentados en la *Tabla 4.4*, las que emergen de las características de este tipo de ensayos (EN 383 2007): i) la inexistencia de flexión en el elemento de fijación provoca deslizamientos originados exclusivamente en la deformación por aplastamiento de la madera y ii) las conexiones presentan dos secciones de corte y se componen de una pieza central de madera y dos planchuelas laterales de acero (ver el Capítulo 3). De lo expresado surge claramente la complejidad que implica para el proyectista estructural calcular el deslizamiento en conexiones múltiples donde, además de las variables presentes en las uniones simples como la falta de linealidad en el comportamiento mecánico (ver las *Figuras 4.3, 4.6 y 4.9*) y la elevada variabilidad de los resultados (ver el COV en la *Tabla 4.4*), se adicionan otras variables tales como la esbeltez de los elementos de fijación, el espaciamiento, entre otras.

Un análisis detallado mostró que los cuerpos de prueba con pre-taladrado presentaron valores medios de K_{ser} iguales a $23,0 N/mm^3$ y $2.755 N/mm$ (COV = 56%) mientras que los sin pre-taladrado alcanzaron $23,0 N/mm^3$ y $2.730 N/mm$ (COV = 64%), lo cual confirma que

esta práctica constructiva no ejerció influencia sobre el módulo de deslizamiento, en línea con los resultados obtenidos para la resistencia al aplastamiento

Tabla 4.4 Principales resultados del módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}) obtenidos para las conexiones simples.

Todas las Sub-muestras		n	K_{ser}				$\rho^{(a)}$		
			valor medio	COV	valor medio	COV	valor medio	COV	$\rho_k^{(b)}$
			N/mm ³	%	N/mm	%	kg/m ³	%	kg/m ³
clavo	paralelas	49	29	49	3.463	50	476	11	391
	perpendiculares	48	17	68	2.008	68	468	13	370
	todos	97	23	62	2.743	63	472	12	381
bulón	paralelas	53	39	55	10.377	54	471	11	386
	perpendiculares	46	10	37	2.674	38	473	12	377
	todos	99	25	85	6.798	83	472	12	382
pasador	paralelas	49	57	69	15.641	69	473	13	371
	perpendiculares	49	25	74	6.870	75	482	13	383
	todos	98	41	84	11.255	84	477	13	377

n: número de cuerpos de prueba.

(a) valor de la densidad ajustado al contenido de humedad de referencia del 12% acorde a EN 384 (2010).

(b) valor característico calculado acorde a la EN 384 (2010).

La Tabla 4.4 exhibe una importante diferencia entre los valores de K_{ser} determinados en dirección paralela y perpendicular a las fibras. Curiosamente, la diferencia no solamente se manifiesta para bulones y pasadores, sino que alcanza también a los clavos, para los cuales la resistencia al aplastamiento no mostró diferencias significativas en ambas direcciones. La vinculación que se encontró en esta investigación entre la dirección de las fibras y el valor de K_{ser} es congruente con la anisotropía de la madera. Sin embargo, esa relación no es tenida en cuenta por las reglas de diseño europeas, así como las de EEUU y las adoptadas recientemente por nuestro país, que proveen expresiones para calcular K_{ser} en forma independiente de la dirección del esfuerzo respecto de las fibras.

Las uniones con un pasador rígido mostraron valores de K_{ser} 51% y 157% mayores, en dirección paralela y perpendicular a las fibras respectivamente, que las construidas con un bulón rígido, lo cual no pudo ser explicado porque en ambos casos se utilizó el mismo diámetro (12,7 mm) y la densidad mostró valores similares (ver la *Tabla 4.4*). Para explicar esta diferencia es necesario efectuar un análisis focalizado en la influencia que el tamaño del orificio (12,7 mm para el pasador y 13,7 mm para el bulón) ejerce sobre la distribución de esfuerzos de contacto entre el elemento de fijación y la madera y las consecuentes deformaciones.

Conforme al criterio del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), el valor de K_{ser} (N/mm) para bulones y pasadores en uniones madera-acero -por elemento de fijación y sección de corte- se calcula con la expresión $K_{ser} = 2 \rho_m^{1.5} d / 23$, donde ρ_m es el valor medio de la densidad (kg/m^3) y d el diámetro del elemento (mm). Reemplazando valores y teniendo en cuenta las dos secciones de corte se obtiene $K_{ser} = 22.649 \text{ N/mm}$ y 23.010 N/mm para todos los bulones y pasadores, respectivamente, pues estas reglas no consideran la dirección de las fibras respecto del esfuerzo. La comparación de estos valores con los resultados experimentales presentados en la *Tabla 4.4* indica una sobreestimación general de K_{ser} por parte del criterio europeo, pero particularmente más acentuada para los bulones y para la dirección perpendicular a las fibras.

El CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) provee dos criterios para calcular el módulo de deslizamiento instantáneo por cada elemento de fijación y sección de corte, los cuales tienen en cuenta la importancia del deslizamiento para el diseño. Cuando el deslizamiento (N/mm) no es un requerimiento importante se puede obtener como $369 D^{1.5}$ en uniones madera-acero con bulones y pasadores como las investigadas en este caso, donde D es el diámetro del elemento (mm). Cuando el deslizamiento es un requerimiento importante del proyecto, el módulo se calcula como $\rho_{0,05}^{1.5} D / 20$, donde $\rho_{0,05}$ es el valor característico de la densidad (kg/m^3). Reemplazando valores en la primera expresión se obtiene 33.401 N/mm tanto para bulones como para pasadores. Haciendo lo propio en la segunda expresión los resultados alcanzan 9.482 N/mm y 9.296 N/mm para bulones y pasadores, respectivamente. El valor obtenido conforme al primer criterio (33.401 N/mm) resulta aún mayor que los calculados conforme a las reglas europeas y sobreestima excesivamente los resultados experimentales.

El valor de 9.482 N/mm calculado para bulones es el que mejor expresa el comportamiento obtenido en los ensayos, representando el 91% del resultado experimental en dirección paralela a las fibras y superándolo un 39% perpendicularmente al grano. Los porcentajes correspondientes para las conexiones con un pasador alcanzaron 59% y 35%.

Los resultados experimentales pusieron en evidencia la conveniencia de revisar el criterio de las reglas nacionales para estimar el valor del módulo de deslizamiento instantáneo en conexiones simples con elementos de fijación de tipo clavija. Del análisis emergió particularmente la necesidad de incorporar la consideración de la dirección de las fibras respecto del esfuerzo, no tenida en cuenta actualmente para el cálculo de K_{ser} .

4.2 Comportamiento mecánico de las conexiones múltiples

En el Apartado 4.1 se presentaron y discutieron los resultados obtenidos sobre conexiones simples (con un único elemento de fijación de elevada rigidez), los cuales permitieron conocer las propiedades de resistencia y rigidez de la especie cuando es sometida a esfuerzos de aplastamiento. Esa información es necesaria para conocer el comportamiento de las conexiones múltiples con elementos de fijación de tipo clavija (bulones, pasadores, tirafondos, tornillos, clavos, grampas), pero no es suficiente, pues existen otras variables que influyen sobre la resistencia y rigidez de estas últimas, tales como la cantidad, propiedades y dimensiones de los elementos de fijación, la geometría de la unión, entre otros. En este apartado se presentan y discuten los resultados obtenidos sobre uniones múltiples con dos secciones de corte que vinculan tablas mediante clavos y bulones. Éstas son las que revisten mayor importancia para el uso estructural de la madera aserrada de la especie investigada. Se ha incluido un análisis comparativo entre los valores determinados experimentalmente y los obtenidos aplicando el criterio de reglas de diseño de relevancia. Estos criterios fueron presentados anteriormente en el Capítulo 2 pero también pueden ser consultados con un mayor nivel de detalle en las normas citadas. Para facilitar la tarea de los lectores que adopten esta última opción, en todos los casos se mantuvo la simbología original adoptada por los códigos de diseño.

4.2.1 Capacidad portante y modo de rotura de las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro

Las conexiones clavadas son las más usadas, y por lo tanto las que revisten mayor importancia, en las estructuras construidas con tablas de *Eucalyptus grandis*. El empleo de clavadoras neumáticas ha aumentado considerablemente la velocidad de ejecución y, en consecuencia, desde un punto de vista económico la conveniencia de su utilización es innegable. En este apartado se presentan y discuten los resultados obtenidos experimentalmente para el comportamiento mecánico de conexiones materializadas con clavos de pequeño diámetro (2,2 mm y 2,5 mm) y sometidas a doble cortadura. En el análisis se incluye la comparación de los resultados experimentales con los obtenidos conforme al criterio de reglas de diseño estructural de relevancia para nuestro país.

Tal como se expresó anteriormente, el problema relacionado al limitado espacio normalmente disponible para materializar las conexiones mecánicas (Hartl 1995; Kessel 1995) se incrementa en los nodos de estructuras reticuladas construidas con la especie investigada debido a las relativamente reducidas dimensiones de las tablas que se proveen, lo cual está originado por una decreciente edad de corte de las plantaciones. Este problema adquiere mayor relevancia cuando las tablas transmiten esfuerzos axiales al nivel de su máxima capacidad portante. En consecuencia, el estudio del comportamiento mecánico de conexiones en las cuales se disminuye el espaciamiento recomendado (EN 1995-1-1 2005) resulta de especial interés para los propósitos de este trabajo.

Capacidad portante de las sub-muestras clavadas con distinto espaciamiento en la dirección de las fibras.

Los principales resultados obtenidos de los ensayos llevados a cabo según la norma EN 1380 (2009) se presentan separadamente para las sub-muestras con distinto espaciamiento en la *Tabla 4.5*. El valor característico de la densidad (ρ_k) obtenido de acuerdo a la norma europea EN 384 (2010) para todas las muestras estudiadas fue de 411 kg/m^3 , el cual confirma que fue correcta la adopción del espaciamiento recomendado para maderas con $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$ para las dos sub-muestras de referencia. El valor medio del contenido de humedad de toda la muestra fue de 11,3% con un coeficiente de variación de 0,05, por lo que puede ser

descartada una desigual influencia de esta propiedad sobre la capacidad de carga de los cuerpos de prueba.

En ningún caso se registraron roturas fuera del área de la conexión de manera que todos los valores determinados expresan fielmente el comportamiento mecánico de las uniones ensayadas. Considerando que la capacidad de carga de las uniones con clavos es una propiedad altamente correlacionada con la densidad (Hilson 1995c, d), los valores de esta propiedad física también se exhiben en la mencionada tabla para cada sub-muestra. Los resultados de un análisis de varianza mostraron que la hipótesis de que las sub-muestras tienen igual valor medio de la densidad no puede ser refutada a un nivel de significación de 0,05 y, consecuentemente, se asume una influencia igual de esta propiedad sobre los resultados de $F_{m\acute{a}x}$ obtenidos para las diferentes sub-muestras.

Tabla 4.5 Resultados de los ensayos llevados a cabo según la norma EN 1380 (2009) en uniones múltiples con clavos de pequeño diámetro presentando distinto espaciamiento.

Sub-muestras clavos d=2,5mm a₂=a₄=5d, n=64	1C_{ref.2,5}	2C_{2,5}	3C_{2,5}	4C_{2,5}	5C_{2,5}
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₁ = 10d, a ₃ =15d	a ₁ = 7d, a ₃ =12d	a ₁ = 7d, a ₃ =10d	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d
n	12	12	13	11	16
F_{máx} por clavo (N)^(a)					
valor mínimo	1.714	1.476	1.434	1.121	920
valor medio	2.213	1.624	1.708	1.462	1.220
valor máximo	2.560	1.855	2.041	1.728	1.626
COV (%)	15	9	9	13	15
valor característico ^(b)	1.592	1.354	1.409	1.090	900
Desliz. a la carga máxima (mm)					
valor mínimo	6,1	5,0	5,7	3,5	3,0
valor medio	10,9	9,0	10,0	9,1	8,2
valor máximo	16,8	12,6	12,4	12,9	11,3
COV (%)	27	29	22	28	30
Densidad (kg/m³)^(c)					
valor medio	495	512	511	510	522
COV (%)	13	14	13	13	12

Tabla 4.5 (Continuación).

Sub-muestras clavos d=2,2mm a₂=5d, a₄=5,2d, n=54	1C_{ref.2,2}	2C_{2,2}	3C_{2,2}	4C_{2,2}	5C_{2,2}
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₁ = 10d, a ₃ =15d	a ₁ = 7d, a ₃ =12d	a ₁ = 7d, a ₃ =10d	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d
n	12	11	10	11	10
F_{máx} por clavo (N)^(a)					
valor mínimo	1.762	1.181	1.185	1.001	867
valor medio	1.940	1.403	1.359	1.602	1.099
valor máximo	2.113	1.717	1.561	2.391	1.406
COV (%)	5	11	8	27	15
valor característico ^(b)	1.738	1.116	1.139	884	800
Desliz. a la carga máxima (mm)					
valor mínimo	4,4	4,7	6,3	3,6	4,7
valor medio	8,9	10,0	10,5	8,3	7,6
valor máximo	12,0	14,5	13,1	12,6	10,9
COV (%)	25	31	18	34	31
Densidad (kg/m³)^(c)					
valor medio	502	541	506	553	514
COV (%)	13	15	13	15	14

a₁: distancia entre elementos en dirección paralela a las fibras y a₃: distancia al extremo cargado.

a₂: distancia entre elementos en dirección perpendicular a las fibras y a₄: distancia al borde.

d: diámetro del clavo, n: número de cuerpos de prueba

(a) máxima carga por clavo dentro de los 15mm de deslizamiento según criterios de EN 1380 (2009) y EN 26891 (1991).

(b) valor característico calculado acorde a la EN 14358 (2007).

(c) valor de la densidad ajustado al contenido de humedad de referencia del 12% acorde a EN 384 (2010).

La Tabla 4.5 muestra que la máxima capacidad de carga por cada clavo (F_{máx}) fue encontrada para las Sub-muestras con el espaciamiento de referencia 1C_{ref.2,5} y 1C_{ref.2,2}, y como tendencia general ambos valores, medio y característico de F_{máx}, disminuyen cuando disminuyen las separaciones entre clavos y las distancias a los bordes, lo cual está en línea con la experiencia internacional (Blaß 1995a; Hilson 1995c).

Las Sub-muestras 2C_{2,5} y 3C_{2,5} presentan una relativamente baja variabilidad en los resultados de F_{máx} (COV = 9%) en comparación con la Sub-muestra que exhibe el espaciamiento de referencia 1C_{ref.2,5} (COV = 15%). Las Sub-muestras 4C_{2,5} y 5C_{2,5} presentan

una variabilidad en los resultados de $F_{\text{máx}}$ (COV = 13 y 15 % respectivamente) semejante a la Sub-muestra de referencia $1C_{\text{ref.2,5}}$ (COV = 15%).

La capacidad de carga de las sub-muestras con clavos de diámetro 2,2 mm presenta una alta variabilidad ya que COV en este caso oscila entre 5% y 27%. También es posible observar (como tendencia general) que el valor del COV obtenido para estas sub-muestras se incrementa cuando disminuyen las separaciones entre elementos y las distancias a los bordes.

La Sub-muestra $4C_{2,2}$ exhibe un alto valor medio de $F_{\text{máx}}$ (1.602 N) en relación a sus parámetros geométricos y presenta el más alto valor máximo de $F_{\text{máx}}$ (2.391 N) de aquéllos obtenidos para las sub-muestras con clavos de diámetro 2,2 mm. Dado que esta sub-muestra también presenta la mayor variabilidad de resultados (COV = 27%), el valor característico (884 N) está en línea con la tendencia general observada. Un análisis detallado mostró que el máximo valor de $F_{\text{máx}}$ correspondiente a la Sub-muestra $4C_{2,2}$ (2.391 N) fue obtenido de un cuerpo de prueba con una particularmente alta densidad 692 kg/m^3 para el miembro central y 731 kg/m^3 - 607 kg/m^3 para los miembros laterales. Sin embargo el comportamiento particular de otras probetas pertenecientes a esta sub-muestra no pudo ser explicado por medio del análisis detallado.

Es también interesante observar que el valor característico de $F_{\text{máx}}$ encontrado para la Sub-muestra de referencia con clavos de diámetro 2,2 mm $1C_{\text{ref.2,2}}$ (1.738 N) es más alto que el encontrado para la Sub-muestra de referencia con clavos de diámetro 2,5 mm $1C_{\text{ref.2,5}}$ (1.592 N), lo cual puede ser explicado por la particularmente baja variabilidad de los resultados de $F_{\text{máx}}$ encontrados para la primera (COV 5%). Sin embargo, la inusualmente baja variabilidad de los resultados de $F_{\text{máx}}$ para la Sub-muestra de referencia con clavos de 2,2 mm no pudo ser explicada por medio de un detallado análisis llevado a cabo con el propósito de estudiar el comportamiento particular de esta sub-muestra.

Los resultados de $F_{\text{máx}}$ presentados en *Tabla 4.5*, multiplicados por el número de clavos colocados en cada junta, confirman que la capacidad de carga de las conexiones ensayadas es similar a la capacidad para transmitir esfuerzo axial de la tabla unida, lo cual puede ser calculado por medio del valor de la resistencia característica a tracción paralela al grano y

las dimensiones de la sección transversal de los cuerpos de prueba. Ya que la distancia entre elementos en dirección perpendicular a las fibras ($a_2 = 5d$) es la misma en todos los casos y las tablas de esta especie son producidas mayoritariamente con un espesor nominal de 25 mm, la configuración adoptada para las uniones en este proyecto puede ser adaptada para lograr transmitir la capacidad axil total de tablas con diferentes anchos simplemente agregando (o reduciendo) el número de filas.

Modo de rotura de las sub-muestras clavadas con distinto espaciamiento en la dirección de las fibras

Los valores medios del deslizamiento medido para la carga máxima estuvieron entre 8,2 mm y 10,9 mm en las sub-muestras con clavos de diámetro 2,5 mm y entre 7,6 mm y 10,5 mm para las sub-muestras con clavos de diámetro 2,2 mm (ver *Tabla 4.5*). Estos valores están en línea con los resultados reportados previamente para uniones clavadas presentando una rotura dúctil (Johnsson & Stehn 2004).

Para los cuerpos de prueba con clavos de diámetro 2,5 mm, el mayor valor medio del deslizamiento (10,9 mm) lo presentó la Sub-muestra 1C_{ref.2,5} y el menor valor medio del deslizamiento (8,2 mm) lo presentó la Sub-muestra 5C_{2,5}. Estos resultados concuerdan con la gran utilización de la capacidad potencial plástica (Blaß 1995a) de los cuerpos de prueba comprendidos en la primer sub-muestra. Sin embargo, no hay una relación clara entre los parámetros geométricos y el deslizamiento a la carga máxima para las Sub-muestras 2C_{2,5}, 3C_{2,5}, 4C_{2,5}.

Para los cuerpos de prueba con clavos de diámetro 2,2 mm, las Sub-muestras 4C_{2,2} y 5C_{2,2} presentan los más bajos valores medios del deslizamiento (8,3 mm y 7,6 mm respectivamente) lo cual es congruente con su relativamente pequeña separación entre elementos y a los bordes. Sin embargo, no se observa una relación entre los parámetros geométricos y el deslizamiento a la carga máxima para las restantes Sub-muestras 1C_{ref. 2,2}, 2C_{2,2} y 3C_{2,2} (8,9 mm; 10,0 mm y 10,5 mm).

En la *Figura 4.10* se presenta la curva carga-deslizamiento que ilustra el comportamiento típico de las uniones pertenecientes a las Sub-muestras 1C_{ref.2,5}, 3C_{2,5} y 5C_{2,5}, las cuales

presentan las separaciones entre elementos y a los bordes más alto, intermedio y más bajo, respectivamente, de las uniones con clavos de diámetro 2,5 mm.

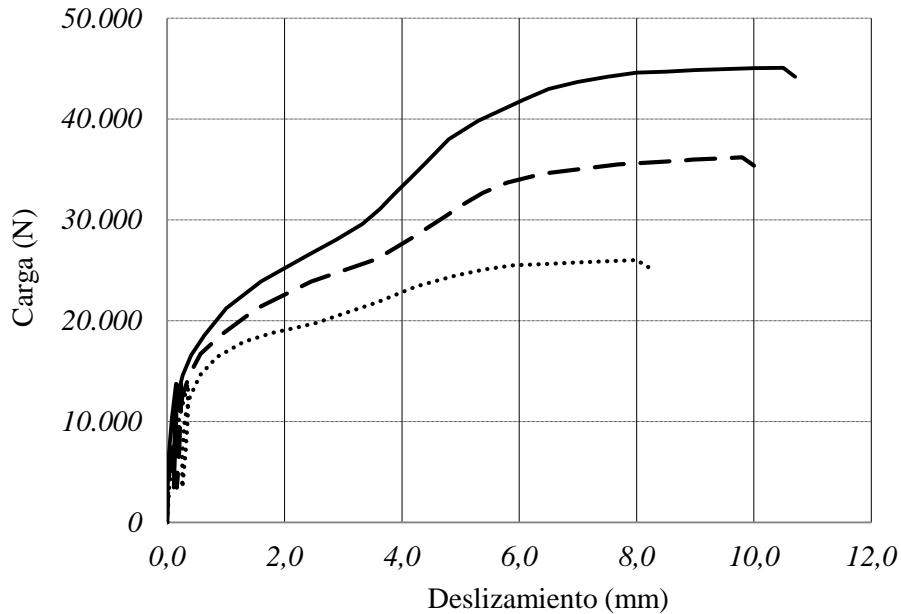


Figura 4.10 Curvas carga-deslizamiento de las sub-muestras con el mayor, el intermedio y el menor espaciamiento.

(—) 1C_{ref. 2,5}; (- - -) 3C_{2,5} y (.....) 5C_{2,5}

Aunque las 3 curvas muestran un comportamiento carga-deslizamiento similar y no hay importantes diferencias en el deslizamiento para la carga máxima (ver *Tabla 4.5*), es interesante observar que la carga se incrementa con el aumento de las separaciones entre elementos para un determinado valor de deslizamiento, lo cual indica que la capacidad de carga adicional que podría ser activada desde el inicio de la formación de rótulas plásticas también se incrementa con el aumento del espaciamiento. Un relativamente rápido aumento de la carga se puede observar en las 3 curvas hasta aproximadamente el 40% de la carga de rotura. Después de ese rango se advierte una continua disminución de la pendiente hasta aproximadamente el 70% de la carga de rotura. La pendiente aumenta posteriormente cuando comienza a manifestarse la resistencia adicional (Bejtka & Blaß 2002) debido a la resistencia a la extracción de los clavos (“rope effect”) y finalmente disminuye de manera gradual hasta el final del ensayo. Un comportamiento carga-deformación similar al presentado anteriormente fue encontrado también para uniones con clavos de diámetro 2,2 mm.

El claro comportamiento no lineal exhibido en *Figura 4.10* muestra que la formación de rótulas plásticas en estas uniones comienza a relativamente bajos niveles de carga en todas las sub-muestras, lo cual puede ser explicado por la relativamente alta esbeltez (largo/diámetro) de los clavos. Johnsson & Stehn (2004) reportan un comportamiento lineal hasta un deslizamiento de 2,4 mm, para uniones acero-madera (corte simple) mostrando una rotura dúctil en cuerpos de prueba construidos con clavos con una esbeltez más baja que la adoptada en esta investigación.

El desarrollo de fisuras fue analizado en detalle para toda las sub-muestras antes y después del ensayo. En la *Figura 4.11* se muestran cuerpos de prueba (antes de ser ensayados) pertenecientes a las Sub-muestras $1C_{ref.2,5}$, $3C_{2,5}$ y $5C_{2,5}$, las cuales presentan la mayor, intermedia y menor separación, respectivamente, entre elementos y a los bordes en las uniones con clavos de diámetro 2,5 mm.



Figura 4.11 Fisuración en cuerpos de prueba antes de ser ensayados, pertenecientes a sub-muestras con la mayor, intermedia y menor separación entre elementos y a los bordes.

Izquierda: $1C_{ref.2,5}$; Centro: $3C_{2,5}$ y Derecha: $5C_{2,5}$

Es importante destacar que antes del ensayo prácticamente no se observaron fisuras en las probetas pertenecientes a las Sub-muestras $1C_{ref.2,5}$ y $2C_{2,5}$ así como tampoco en las $1C_{ref.2,2}$ y $2C_{2,2}$. Se desarrollaron un reducido número de pequeñas fisuras durante la colocación de los clavos en las Sub-muestras $3C_{2,5}$ y $3C_{2,2}$, mientras que el número y el tamaño de las fisuras se incrementaron en las sub-muestras que presentaban las menores separaciones entre elementos ($4C_{2,5}$, $5C_{2,5}$, $4C_{2,2}$ y $5C_{2,2}$). Las fisuras desarrolladas antes del ensayo se debieron únicamente al proceso de clavado.

Durante el ensayo se desarrollaron nuevas fisuras y se propagaron las existentes, lo cual fue visible y audible a partir del 40 / 50% de la máxima carga. Aunque a este nivel de carga las dimensiones de las fisuras no fueron importantes considerando el criterio de resistencia, en todos los casos su número y tamaño se incrementó con la disminución de las separaciones entre elementos. La propagación de las fisuras se incrementó fuertemente al alcanzar aproximadamente el 85 / 90% de la máxima carga y continuó hasta el final del ensayo.

En la *Figura 4.12* se muestran -luego de ser ensayados- los mismos cuerpos de prueba expuestos previamente en la *Figura 4.11*. La comparación de ambas figuras permite apreciar la aparición de fisuras en las probetas donde previamente no existían y la evolución de las mismas -con el incremento de la carga hasta alcanzar la rotura- en las probetas que ya las presentaban antes del ensayo.



Figura 4.12 Fisuración en los mismos cuerpos de prueba presentados en Figura 4.11, luego de culminar el ensayo.

Izquierda: 1C_{ref, 2,5}; Centro: 3C_{2,5} y Derecha: 5C_{2,5}

En la *Tabla 4.6* se presenta un resumen de la cantidad de fisuras y de bloques de corte encontrados luego del ensayo, en forma discriminada para las sub-muestras con distinto espaciamiento. Las fisuras se registraron en cada línea y tanto en la tabla central como en las dos laterales. En consecuencia, el porcentaje está expresado considerando la cantidad de fisuras registradas en relación a la cantidad de líneas (7 para clavos de 2,5 mm y 8 para clavos de 2,2 mm), la cantidad de tablas que componen cada conexión (3) y el número (n) de éstas. Los bloques de corte se registraron como un modo de rotura para la conexión y por lo tanto su porcentaje se refiere a la cantidad de cuerpos de prueba presentando este modo de falla en relación al número (n) de éstos.

Tabla 4.6 Presencia de fisuras y bloques de corte luego de culminado el ensayo en uniones múltiples clavadas con distinto espaciamiento.

Sub-muestras clavos d=2,5mm a₂=a₄=5d, n=64	1C_{ref.2,5}	2C_{2,5}	3C_{2,5}	4C_{2,5}	5C_{2,5}
Espaciamientos y distancias adoptadas para cada sub-muestra	a ₁ = 10d, a ₃ =15d	a ₁ = 7d, a ₃ =12d	a ₁ = 7d, a ₃ =10d	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d
n	12	12	13	11	16
Fisuras	21 (8%)	16 (6%)	29 (11%)	46 (20%)	86 (26%)
Bloques de corte	0 (0%)	3 (25%)	2 (15%)	4 (36%)	15 (94%)
Sub-muestras clavos d=2,2mm a₂=5d, a₄=5,2d, n=54	1C_{ref.2,2}	2C_{2,2}	3C_{2,2}	4C_{2,2}	5C_{2,2}
Espaciamientos y distancias adoptadas para cada sub-muestra	a ₁ = 10d, a ₃ =15d	a ₁ = 7d, a ₃ =12d	a ₁ = 7d, a ₃ =10d	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d
n	12	11	10	11	10
Fisuras	10 (3%)	23 (9%)	23 (10%)	35 (13%)	26 (11%)
Bloques de corte	0 (0%)	1 (9%)	1 (10%)	4 (36%)	4 (40%)

El análisis de la formación de bloques de corte adquiere una gran importancia pues su presencia limita el pleno desarrollo de la capacidad resistente de este tipo de uniones y a su vez va acompañada de una mayor fragilidad en el proceso de falla, disminuyendo en consecuencia la confiabilidad estructural (Blaß 1991, 1995a; Johnsson & Stehn 2004; Stehn & Börjes 2004). Como puede verse, no se encontraron fallas por bloques de corte en la Sub-muestra 1C_{ref.2,5} mientras que las Sub-muestras 2C_{2,5}, 3C_{2,5}, 4C_{2,5} y 5C_{2,5} presentaron 25%, 15%, 36% y 94% de roturas de este tipo, respectivamente. Tampoco se encontraron roturas por bloques de corte en la Sub-muestra 1C_{ref.2,2} mientras que las Sub-muestras 2C_{2,2}, 3C_{2,2}, 4C_{2,2} y 5C_{2,2} presentaron 9%, 10%, 36% y 40% de estas fallas, respectivamente.

La ausencia de roturas por bloque de corte en ambas sub-muestras de referencia confirma que el criterio adoptado por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) es también adecuado para los clavos de pequeño diámetro usados en esta investigación. Es de destacar la importante presencia de bloques de corte en las Sub-muestras 4C_{2,5} y 5C_{2,5} (36% y 94%) y en las Sub-muestras 4C_{2,2} y 5C_{2,2} (36% y 40%), y en particular el alto porcentaje en la sub-muestra

5C_{2,5}. La información recolectada durante el desarrollo de los ensayos confirma que la falla por bloque de corte ocurre después de una significativa deformación de las uniones, lo cual está en línea con el relativamente alto valor del deslizamiento para la carga máxima (Tabla 4.5) y también con el desarrollo de rótulas plásticas en los clavos para todas las sub-muestras. En la Figura 4.13 se muestran cuerpos de prueba presentando roturas por bloques de corte.



Figura 4.13 Cuerpos de prueba presentando roturas por bloque de corte.

Izquierda: 2C_{2,5}; Centro: 4C_{2,5} y Derecha: 5C_{2,5}

Con el propósito de analizar la formación de las rótulas plásticas en los clavos, de particular importancia en el desarrollo de la capacidad portante y en la producción de roturas dúctiles, se procedió a abrir cuerpos de prueba luego de culminado el ensayo. En la Figura 4.14 se muestran los cuerpos de prueba pertenecientes a las Sub-muestras 1C_{ref.2,5} y 5C_{2,5}, previamente presentados en la Figura 4.12. El perteneciente a la Sub-muestra 1C_{ref.2,5} fue abierto a lo largo de una fila sin fisuras, mientras que el correspondiente a la Sub-muestra 5C_{2,5} fue abierto a lo largo de una fila presentando una importante fisura en el miembro lateral (ver la Figura 4.12).

En la Figura 4.14 se puede ver claramente en ambos casos la presencia de rótulas plásticas, pero presentando un nivel de desarrollo diferente. Por un lado, la probeta de la Sub-muestra de referencia 1C_{ref.2,5}, presenta el clavo flexionado con dos rótulas plásticas, una en el miembro central y la otra en el miembro lateral que contiene la cabeza del clavo. Este modo de falla, que muestra características comunes a los modos j y k del Eurocódigo 5 (EN 1995-

1-1 2005), también presenta aplastamiento de las fibras de madera en zonas próximas a los planos de corte.

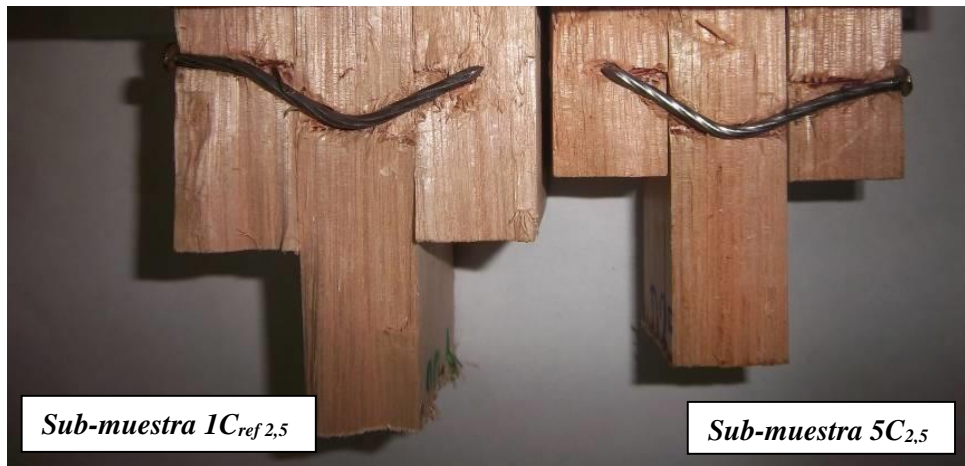


Figura 4.14 Cuerpos de prueba abiertos después de ser ensayados.

Por otra parte, la probeta de la Sub-muestra 5C_{2,5} presenta una sola rótula plástica desarrollada en el miembro central, lo cual es congruente con el modo j de las reglas de diseño europeas. La gran fisura desarrollada a lo largo de la fila que fue abierta, puede explicar la ausencia de rótulas plásticas en el miembro lateral que contiene la cabeza del clavo. Un detallado análisis mostró que, aunque con diferencias causadas por la presencia de fisuras en algunas filas, las rótulas plásticas pudieron desarrollarse en todas las sub-muestras.

De acuerdo a las características del modo de falla, las diferencias en las capacidades de carga encontradas para las diferentes sub-muestras (Tabla 4.5), así como la especial aptitud de las conexiones con clavos de pequeño diámetro para desarrollar su potencial y producir roturas dúctiles, se pueden explicar de la siguiente manera:

(i) los parámetros geométricos adoptados para las Sub-muestras de referencia (1C_{ref.2,5} y 1C_{ref.2,2}) minimizaron el desarrollo de fisuras y evitaron la presencia de fallas por bloques de corte. Consecuentemente, $F_{\text{máx}}$ se alcanzó en estos casos a niveles de carga próximos a la plena capacidad potencial plástica de la unión.

(ii) la reducción de la separación adoptada para las otras sub-muestras provocó el desarrollo de fisuras en algunas filas. Debido al relativamente pequeño diámetro de los clavos, las fisuras presentaron normalmente tamaños pequeños hasta aproximadamente el 85 / 90% de la carga máxima. Consecuentemente, los clavos esbeltos colocados en estas filas también desarrollaron rótulas plásticas, pero no alcanzaron su capacidad plástica total. Este comportamiento parcialmente plástico mejoró la desigual distribución de la carga - ocasionada por la presencia de fisuras- entre los clavos de la conexión (Blaß 1991, 1994) y la falla ocurrió a un nivel de carga más bajo que la capacidad potencial de la junta.

(iii) las fallas por bloque de corte en las sub-muestras con parámetros geométricos muy reducidos ocurrieron después de una significativa deformación de las uniones y también después del desarrollo de las fisuras mencionadas anteriormente. Por lo tanto, esos cuerpos de prueba también mostraron un comportamiento global dúctil. Es decir que exhibieron capacidad para deformarse y redistribuir fuerzas (Blaß 1995a; Johnsson & Stehn 2004; Stehn & Borjes 2004) con anterioridad a una falla frágil que ocurrió finalmente con la formación de bloques de corte y a niveles de carga significativamente más bajos que su potencial capacidad plástica.

4.2.1.1 Relación entre la capacidad de carga obtenida experimentalmente y los valores calculados de acuerdo a reglas de diseño de relevancia.

El desarrollo del análisis incluido en el presente apartado se lleva a cabo sobre las juntas múltiples elaboradas con clavos de diámetro igual a 2,5 mm (Ver la *Tabla 4.5*). Con el propósito de comparar el valor característico de $F_{m\acute{a}x}$ obtenido en forma experimental con los calculados de acuerdo al criterio del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), de la norma NBR 7190 (ABNT 2010) y del Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b), se aplicaron a las uniones investigadas los procesos de cálculo provistos para tal propósito por los mencionados reglamentos de diseño estructural.

La elección de las 3 reglas de diseño mencionadas en el párrafo anterior se fundamenta en las siguientes razones: i) el Eurocódigo 5 es uno de los códigos que más ha evolucionado a partir del modelo inicial propuesto por Johansen (1949), que fue adoptado en numerosos países, ii) el CIRSOC 601 reviste especial interés por su aplicación en nuestro país y a su

vez está en línea con el criterio adoptado en EEUU y, iii) la NBR 7190 se apartó del modelo clásico de Johansen y desarrolló un criterio propio que reviste interés a los fines de un análisis comparativo.

La aplicación de las reglas de diseño requiere (además de la adopción de una configuración geométrica del tipo de la adoptada para las sub-muestras de referencia) el conocimiento de las propiedades de la madera y de los clavos empleados en el proyecto. Considerando que el espesor de 22 mm fue común para las tablas y el largo del clavo (65 mm) fue usado para todas las uniones, el largo de penetración dentro del miembro lateral y la penetración dentro del miembro central fueron 21 mm y 22 mm respectivamente. La resistencia al aplastamiento de la especie fue determinada experimentalmente y los resultados fueron ya presentados y discutidos en la primera parte de este capítulo. El valor característico ($f_{h,k}$) para clavos sin perforación previa alcanzó 23,0 N/mm² (ver la *Tabla 4.1*) y el de la densidad característica (ρ_k) fue de 388 kg/m³.

La tensión de fluencia y la de rotura en flexión del clavo son consideradas en el cálculo por las reglas de Brasil y las de Argentina. Conforme a la información provista por el fabricante, los clavos empleados en este proyecto presentan una resistencia característica en tracción ($f_{u,k}$) superior a 600 N/mm² y un valor característico de la tensión de fluencia ($f_{y,k}$) mayor a 300 N/mm². Ante la ausencia de resultados experimentales publicados, y con el propósito de verificar la información provista por el fabricante, se ensayó en el laboratorio una muestra de 49 clavos pertenecientes al mismo lote que los empleados en las conexiones. Los resultados experimentales mostraron valores de $f_{u,k} = 628$ N/mm² y $f_{y,k} = 303$ N/mm².

El valor característico del momento de plastificación del elemento de fijación ($M_{y,Rk}$) desempeña un rol importante en las expresiones provistas por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005). Las reglas de diseño europeo dan una guía para obtener $M_{y,Rk}$ en función de la resistencia mínima a tracción y el diámetro del clavo, pero es válida solo para clavos comunes de acero liso. Ya que este no es el tipo de clavo usado en esta investigación y, además, considerando que los resultados previamente reportados (NDS 2012) indican que la resistencia mínima a tracción se incrementa con la disminución del diámetro del clavo, se ensayaron 49 clavos de 2,5 mm de diámetro siguiendo los lineamientos de la norma EN 409

(2009). Un resumen de los resultados obtenidos se presenta en la *Tabla 4.7*. El valor característico del momento plástico ($M_{y,Rk}$) obtenido fue 1.044 Nmm.

Tabla 4.7 Resultados de los ensayos llevados a cabo según la norma EN 409 (2009) para determinar el Momento de plastificación M_y en clavos con diámetro 2,5 mm.

M_y (Nmm) n=49	
valor mínimo	922
valor medio	1.356
valor máximo	1.684
COV (%)	13
valor característico $M_{y,Rk}^{(a)}$	1.044

(a) valor característico calculado acorde a la EN 14358 (2007).

Las reglas europeas tienen en cuenta la capacidad adicional proporcionada por la resistencia a la extracción del elemento de fijación y la fricción entre las piezas unidas -rope effect- (Bejtka & Blaß 2002; Hilson 1995a). Para su consideración incluyen el sumando $F_{ax,Rk} / 4$ en las expresiones que proveen la capacidad portante para los modos de rotura que incluyen la formación de rótulas plásticas (modos de rotura j y k). Estas reglas también proveen una guía para obtener $F_{ax,Rk}$ en función del valor característico de la densidad, el diámetro del clavo y la penetración de la punta, pero ésta es válida solo para clavos comunes de acero liso. Ya que éste no es el tipo de clavo utilizado en esta investigación (se usaron clavos nervurados) y para considerar exactamente esta resistencia adicional, se realizaron 21 pruebas de extracción llevadas a cabo conforme a la norma EN 1382 (2000), empleando la misma especie de madera y clavos del mismo tipo que los utilizados en este proyecto. Los resultados se exhiben en la *Tabla 4.8*. A partir de los resultados de los ensayos ($f_{ax,k} = 4,5$ N/mm²) y teniendo en cuenta que la longitud de penetración es $l_p = 21$ mm y el diámetro del clavo $d = 2,5$ mm se obtiene un valor $F_{ax,Rk} / 4 = f_{ax,k} l_p d / 4 = 59$ N.

Tabla 4.8 Resultados de los ensayos llevados a cabo según la norma EN 1382 (2000) para determinar la Resistencia a la extracción f_{ax} en clavos con diámetro 2,5 mm.

f_{ax} (N / mm²) n=21	
valor mínimo	4,2
valor medio	8,9
valor máximo	13,8
COV (%)	29
valor característico $f_{ax,k}^{(a)}$	4,5
Densidad (kg/m³)^(b)	
valor medio	515
COV (%)	12

(a) valor característico calculado acorde a la EN 14358 (2007).

(b) valor de la densidad ajustado al contenido de humedad de referencia del 12% acorde a EN 384 (2010).

Resultados obtenidos según los lineamientos de cálculo del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005).

Estas reglas de diseño asumen que la resistencia al aplastamiento de la madera crece linealmente con la densidad característica (ρ_k). A su vez consideran que esta propiedad crece cuando decrece el diámetro del clavo (d) según el factor $d^{-0,3}$ cuando el clavo es colocado sin perforación previa.

El valor característico de la resistencia al aplastamiento ($f_{h,k} = 23,0 \text{ N/mm}^2$) obtenido en este trabajo y presentado en la primera parte de este capítulo fue obtenido sobre una muestra con densidad característica $\rho_k = 388 \text{ kg/m}^3$. Como fue expresado anteriormente, el correspondiente a las uniones múltiples consideradas para este análisis fue de 411 kg/m^3 , valor muy similar al anterior que puede justificarse porque las muestras fueron extraídas del mismo lote de madera. En consecuencia, la influencia de la densidad característica sobre la resistencia al aplastamiento puede despreciarse en este caso para propósitos vinculados al diseño estructural. En cambio, la influencia del diámetro del clavo debe considerarse, ya que el empleado en este proyecto de uniones múltiples (2,5 mm) es considerablemente menor al empleado para la determinación de la resistencia al aplastamiento (5,5 mm). Aplicando la relación entre los valores del factor $d^{-0,3}$ se obtiene $f_{h,1,k} = f_{h,2,k} = 23,0 \text{ N/mm}^2 (2,5^{-3} / 5,5^{-3}) = 29,1 \text{ N/mm}^2$. En consecuencia, los valores a emplear en las ecuaciones adoptadas por el

Eurocódigo 5 son: $f_{h,1,k} = f_{h,2,k} = 29,1 \text{ N/mm}^2$; $t_1 = 21 \text{ mm}$; $d = 2,5 \text{ mm}$; $t_2 = 22 \text{ mm}$; $\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k} = 1$; $M_{v,Rk} = 1.044 \text{ Nmm}$; $F_{ax,Rk} / 4 = 59 \text{ N}$.

Los resultados de la capacidad portante de cada clavo, obtenidos resolviendo las cuatro expresiones correspondientes y duplicando los resultados pues las conexiones tienen dos secciones de corte, alcanzan 3.056 N, 1.601 N, 1.289 N y 1.014 N respectivamente. Considerando que según este modelo de cálculo el valor característico ($F_{v,Rk}$) corresponde al menor resultado de los calculados, resulta $F_{v,Rk} = 1.014 \text{ N}$, el cual se corresponde con un modo de rotura que presenta el desarrollo de rótulas plásticas tanto en la tabla central como en las laterales. Estos resultados, muestran que la capacidad de carga calculada se alcanzó con el desarrollo de rótulas plásticas y es congruente con el modo de falla encontrado empíricamente, aunque el total desarrollo de las rótulas plásticas no se produjo en algunas filas por la presencia de fisuras, como ya fuera expresado anteriormente y se evidencia en la *Figura 4.14*. Teniendo en cuenta que en cada fila los clavos se dispusieron con un desplazamiento igual a un diámetro en dirección perpendicular a las fibras, puede ignorarse la influencia de la acción de grupo sobre la capacidad portante.

Resultados obtenidos según los lineamientos de cálculo del Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b).

Estas reglas de diseño no consideran la influencia del diámetro del clavo sobre la resistencia al aplastamiento de la madera cuando el diámetro es menor que 6,35 mm. En consecuencia, para este caso es de aplicación el valor característico de 23,0 N/mm².

Con relación a las propiedades mecánicas del clavo, el Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) en línea con el criterio vigente en EEUU de Norteamérica (NDS 2012), adopta un valor característico de la tensión de fluencia en flexión del clavo (F_{yb}) que representa un promedio entre los valores característicos correspondientes a la fluencia y a la resistencia última en tracción. Considerando los valores obtenidos experimentalmente para estas propiedades se obtiene $F_{yb} = (F_{y,k} + F_{u,k}) / 2 = (303 \text{ N/mm}^2 + 628 \text{ N/mm}^2) / 2 = 465 \text{ N/mm}^2$. En consecuencia, los valores a emplear en las ecuaciones adoptadas por estas reglas son: $D = 2,5 \text{ mm}$; $l_s = 21 \text{ mm}$; $F_{es} = F_{em} = 23,0 \text{ N/mm}^2$; $l_m = 22 \text{ mm}$; $F_{yb} = 465 \text{ N/mm}^2$; $R_e = F_{em} / F_{es} = 1$.

Los resultados de la capacidad portante de cada clavo, obtenidos resolviendo las cuatro expresiones correspondientes a conexiones con dos secciones de corte alcanzan 2.415 N, 1.265 N, 916 N y 746 N respectivamente. Teniendo en cuenta que según este modelo de cálculo el valor característico (Z_{car}) corresponde al menor resultado de los calculados, resulta $Z_{car} = 746$ N el cual se corresponde con un modo de rotura que presenta la formación de rótulas plásticas tanto en la tabla central como en las laterales.

Resultados obtenidos según los lineamientos de cálculo de la norma NBR 7190 (ABNT 2010).

Estas reglas de diseño no consideran la influencia del diámetro del clavo sobre la resistencia al aplastamiento de la madera en dirección paralela a las fibras. En consecuencia, para este caso también es de aplicación el valor característico encontrado en este trabajo, ya presentado en la primera parte de este artículo, resultando $f_{e0,k} = 23,0$ N/mm². En relación al valor característico de la resistencia a fluencia del clavo, como el mismo fue comprobado experimentalmente, resulta $f_{y,k} = 303$ N/mm².

Teniendo en cuenta que conforme al criterio de estas reglas el espesor nominal de la madera (t) en conexiones sometidas a doble cortadura debe considerarse como el menor valor entre la mitad del espesor de la pieza central y el espesor de cada pieza lateral, en este caso es $t = 22$ mm / 2 = 11 mm. Siendo el diámetro del clavo (d) igual a 2,5 mm resulta $\beta = 11$ mm / 2,5 mm = 4,4.

Para calcular el valor de β_{lim} es necesario determinar la resistencia de cálculo a fluencia del clavo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$. Siendo $f_{yk} = 303$ N/mm² y $\gamma_s = 1,1$ resulta $f_{yd} = 275$ N/mm². Por su parte, para determinar la resistencia de cálculo al aplastamiento de la madera en la dirección de las fibras ($f_{e0,d} = k_{mod} f_{e0,k} / \gamma_{wc}$) se debe considerar que $k_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot k_{mod3}$. Como las conexiones investigadas fueron ensayadas durante un tiempo comprendido entre 10 y 15 minutos (EN 1380 2009 y EN 26891 1991), su contenido de humedad promedio fue 11,3% con un coeficiente de variación de 5% y se construyeron con tablas clasificadas y exentas de defectos en la zona de la conexión resulta $k_{mod1} = k_{mod2} = k_{mod3} = 1$. Siendo $\gamma_{wc} = 1,4$ (ABNT 2010), se obtiene $f_{e0,d} = 23,0$ N/mm² / 1,4 = 16,4 N/mm². Finalmente resulta $\beta_{lim} = 1,25$ (275 N/mm² / 16,4 N/mm²)^{0,5} = 5,1.

Como $\beta = 4,4 < \beta_{lim} = 5,1$ el valor característico de la capacidad portante de la conexión por cada clavo se obtiene aplicando la ecuación correspondiente a un modo de rotura que implica el aplastamiento de la madera: $R_{vk,1} = 0,50 t d f_{e0,k}$ (ver el Capítulo 2). Duplicando el resultado calculado para considerar las dos secciones de corte resulta $R_{vk,1} = 633 \text{ N}$.

Comparación de los resultados obtenidos según los lineamientos de cálculo con los determinados experimentalmente para la sub-muestra de referencia.

Teniendo en cuenta que los procesos de cálculos provistos por las reglas de diseño presuponen el cumplimiento de los requerimientos referidos al espaciamiento mínimo -con el fin de minimizar la aparición de fisuras y de bloques de corte-, en esta primera parte el análisis comparativo se llevará a cabo considerando los resultados calculados y los experimentales determinados para la Sub-muestra de referencia antes mencionada ($1C_{ref.2,5}$).

La *Tabla 4.9* exhibe los valores característicos de la capacidad portante -por cada clavo- de las conexiones analizadas. En la misma se puede apreciar que los valores calculados según el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), el Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) y la norma NBR 7190 (ABNT 2010) representan el 64%, el 47% y el 40%, respectivamente, del valor determinado experimentalmente para la Sub-muestra de referencia ($1C_{ref.2,5}$), es decir la que se construyó respetando el espaciamiento recomendado.

Tabla 4.9 Valores característicos de la capacidad portante por cada clavo ($d=2,5 \text{ mm}$).

$F_{m\acute{a}x,k}$ por clavo (N)							
Determinado experimentalmente para las sub-muestras					Calculado según reglas de diseño		
$1C_{ref.2,5}$	$2C_{2,5}$	$3C_{2,5}$	$4C_{2,5}$	$5C_{2,5}$	Eurocódigo 5	CIRSOC 601	NBR 7190
1.592 N	1.354 N	1.409 N	1.090 N	900 N	1.014 N	746 N	633 N

Particularidades del criterio adoptado por las reglas de diseño europeas.

Si bien el valor característico calculado aplicando las reglas europeas (1.014 N) es el más cercano al determinado empíricamente (1.592 N), la importante diferencia encontrada no

puede ser explicada en este caso si se tiene en cuenta que el programa experimental y el proceso de cálculo se desarrollaron conforme a los lineamientos de las normas europeas. El esclarecimiento de esta significativa diferencia requiere investigar minuciosamente el comportamiento mecánico de los clavos de pequeño diámetro y su interacción con la madera en la conexión, entre otros parámetros, tópicos que no están contemplados en los objetivos de este trabajo y demandan la formulación de un proyecto específico orientado a ese fin.

No obstante, es necesario destacar las siguientes particularidades que evidencian congruencia en el criterio europeo. En primer lugar, el modo de rotura encontrado experimentalmente que exhibe la formación de rótulas plásticas tanto en la tabla central como en las laterales (*Figura 4.14*), es coincidente con el correspondiente a la expresión que determinó el valor característico de 1.014 N. Por otra parte, la observación de una curva carga-deslizamiento típica para un cuerpo de prueba ensayado, como la exhibida en la *Figura 4.10*, indica que luego de un rápido incremento inicial de la carga comienza una disminución progresiva de la pendiente de la curva, lo cual es congruente con la formación de las rótulas plásticas en los clavos. Después la pendiente vuelve a incrementarse, lo cual evidencia la aparición de la capacidad portante adicional debida a la resistencia a la extracción de los clavos y a la fricción entre las piezas unidas (rope effect).

Las reglas de diseño europeas son las únicas -dentro de las analizadas en este trabajo- que contemplan esa resistencia adicional que se suma a la contemplada en el modelo inicial de Johansen (Bejtka & Blaß 2002; Hilson 1995a) y que se puso en evidencia en los resultados experimentales de este proyecto. Sin embargo, es importante tener en cuenta que esta resistencia adicional es sustancialmente más grande en cargas de corta duración -como las aplicadas en esta investigación- que en cargas de larga duración. El Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) considera el efecto de la duración de las cargas aplicando el factor de modificación (k_{mod}) al valor característico de la capacidad de carga ($F_{v,Rk}$). Sin embargo, la influencia del comportamiento a largo plazo en la capacidad de carga de las uniones puede ser más desfavorable que aquel medido por medio del valor de k_{mod} .

Particularidades del criterio adoptado por las reglas de diseño de Argentina

El valor característico calculado mediante la aplicación de las reglas de Argentina (746 N) es significativamente menor al obtenido aplicando las ecuaciones provistas en el Eurocódigo 5 (1.014 N). La diferencia encontrada entre los resultados puede ser explicada por las tres causas que se analizan a continuación:

i) un análisis detallado de la expresión que definió el valor característico de la capacidad

portante según el Reglamento de Argentina: $2 D^2 \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3 (1 + R_e)}}$, muestra que la misma se

diferencia de la que lo definió según el Eurocódigo 5: $1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{(1+\beta)}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$,

porque no ha incorporado el término $F_{ax,Rk} / 4$ ni el factor 1,15 que afecta al primer sumando. Como se expresó anteriormente, las reglas europeas incorporaron el término y el factor mencionados para considerar la resistencia adicional que es producida por la oposición a la extracción del elemento de fijación y por la fricción entre las piezas unidas (Bejtka & Blaß 2002; Hilson 1995a), la cual se suma a la contemplada en el modelo inicial de Johansen. Si bien en ambos casos la capacidad portante se corresponde con un modo de rotura que presenta el desarrollo de rótulas plásticas tanto en la tabla central como en las laterales, la diferencia señalada en la estructura de las expresiones antes mencionadas constituye una de las causas que explica la razón por la cual el cálculo de la capacidad portante conforme a las reglas adoptadas en Argentina condujo a un resultado más conservador que el obtenido con las reglas europeas.

ii) otra parte de la diferencia es explicada por la adopción de criterios distintos en cuanto a la consideración de la influencia del diámetro del clavo sobre la resistencia al aplastamiento de la madera. El CIRSOC 601 no tiene en cuenta esta influencia cuando el diámetro es menor que 6,35 mm. Por su parte, el Eurocódigo 5 asume que la resistencia al aplastamiento aumenta con la disminución del diámetro según el factor $d^{-0,3}$ cuando los clavos son colocados sin perforación previa como en el presente caso. La no consideración del incremento en la resistencia al aplastamiento de la madera en función de la disminución del diámetro del clavo es otra causa que explica la razón por la cual el cálculo de la capacidad portante conforme a las reglas adoptadas en Argentina condujo a un resultado más conservador.

iii) la tercera causa que participa en la explicación de la diferencia obtenida es el criterio para considerar el valor del momento de plastificación del clavo ($M_{y,Rk}$) en las reglas europeas y el de la tensión de fluencia en flexión en el Reglamento de Argentina. Conforme a la teoría clásica de la resistencia de materiales, por tener los clavos una sección circular, estos valores están relacionados por la expresión $F_{yb} = 18,9 M_{y,Rk} / \pi D^3$, aunque los criterios de obtención de los mismos a través de estas normativas arrojan resultados que no satisfacen esta relación. En este proyecto se utilizó $M_{y,Rk} = 1.044 \text{ Nmm}$ conforme a determinaciones experimentales, como ya se expresó anteriormente. Por su parte, se adoptó $F_{yb} = 465 \text{ N/mm}^2$ respetando el criterio de las reglas de Argentina. Es fácil comprobar que si se hubiese aplicado la expresión $F_{yb} = 18,9 M_{y,Rk} / \pi D^3$ para el presente caso (con $M_{y,Rk} = 1.044 \text{ Nmm}$) se habría obtenido $F_{yb} = 402 \text{ N/mm}^2$ y, en consecuencia, la diferencia entre los valores característicos de la capacidad portante presentados en la *Tabla 4.9* (1.014 N y 746 N) hubiese sido aún mayor que la encontrada. Es decir que el efecto provocado por esta causa se contrapone en este caso a los dos señalados anteriormente.

Las restantes diferencias entre las expresiones provistas por ambas reglas de diseño (Eurocódigo 5 y CIRSOC 601) son solo aparentes y se deben al empleo de distintos símbolos o a la adopción de distintos parámetros que en definitiva conducen a resultados equivalentes.

Particularidades del criterio adoptado por las reglas de diseño de Brasil.

El valor característico calculado mediante la aplicación de las reglas de Brasil (633 N) es el menor de todos los obtenidos en este trabajo y representa el 40% del determinado experimentalmente para la Sub-muestra de referencia $1C_{ref\ 2,5}$ (1.592 N). Como ya se expresó detalladamente en el Capítulo 2, a diferencia del Eurocódigo 5 y del CIRSOC 601 que tienen en cuenta cuatro modos de rotura posibles para las conexiones sometidas a doble corte como las estudiadas en este proyecto (modelo de Johansen), el criterio adoptado por la norma de Brasil considera que la resistencia de la conexión puede definirse de dos modos distintos: por aplastamiento de la madera o por flexión del clavo.

Según el criterio de esta norma, la resistencia de las conexiones investigadas en este trabajo queda definida por el aplastamiento de la madera y no por la flexión del clavo pues $\beta = 4,4 < \beta_{lim} = 5,1$. Esta consideración es contradictoria tanto con la evidencia empírica como con

las ecuaciones que definen la resistencia según el Eurocódigo 5 y el CIRSOC 601, las cuales se corresponden con la formación de rótulas plásticas en los clavos tanto dentro de la tabla central como de las laterales y la consecuente presencia de un comportamiento dúctil.

Un análisis del significado de los términos incluidos en la expresión que define el valor del parámetro $\beta = t / d$ puede explicar este curioso resultado referido al modo de rotura. Conforme al criterio de estas reglas de Brasil, el espesor nominal de la madera (t) en conexiones sometidas a doble cortadura es el menor valor entre la mitad del espesor de la pieza central y el espesor de cada pieza lateral. Como en las uniones analizadas el espesor de la tabla central es igual al de las laterales (22 mm), el criterio adoptado lleva a un valor $t = 22 \text{ mm} / 2 = 11 \text{ mm}$. Este valor no conduce a expresar en forma adecuada la relativamente elevada esbeltez de los clavos empleados y, en consecuencia, provoca la consideración de un comportamiento mecánico que resulta contradictorio con los resultados obtenidos tanto en forma experimental como a través de la aplicación del modelo de Johansen.

El criterio para considerar el espesor nominal de la madera (t), en forma conjunta con la observación de la expresión que provee la capacidad portante ($R_{vk,1} = 0,50 t d f_{e0,k}$), pueden explicar también el relativamente bajo valor obtenido para la resistencia por cada clavo según esta norma (633 N). En efecto, la expresión mencionada multiplica el valor de la tensión de aplastamiento por el diámetro (d), por el espesor nominal (t) y por el factor 0,5. Siendo $t = 11 \text{ mm}$, aplicando este criterio se acepta que el aplastamiento de la madera se extiende a un cuarto del espesor de la tabla central por cada sección de corte. Para conexiones con dos secciones de corte el resultado de la expresión se debe duplicar, lo que implica aceptar que el aplastamiento se manifiesta solamente sobre la mitad del espesor de la tabla central, lo cual no parece coherente con el comportamiento mecánico de las uniones estudiadas. Resulta interesante efectuar una comparación con el valor calculado con la ecuación correspondiente del CIRSOC 601 que también se corresponde con un modo de rotura por aplastamiento de la tabla central. En este caso el valor encontrado (1.265 N) duplica al calculado según la NBR 7190, lo que implica aceptar que las tensiones de aplastamiento se extienden a todo el espesor de la tabla central.

Más allá de las particularidades del modo de rotura y del relativamente bajo valor calculado para la resistencia, ya mencionados en los párrafos anteriores, resulta de interés estudiar el valor de la capacidad portante que se obtendría con la aplicación de estas reglas si la resistencia de las uniones investigadas estuviese definida por la flexión del clavo, es decir si fuese $\beta > \beta_{lim}$. Esto puede lograrse simplemente aumentando el espesor de la tabla central de 22 mm a 26 mm, de manera que sea $t = 26 \text{ mm} / 2 = 13 \text{ mm}$ y en consecuencia $\beta = 13 \text{ mm} / 2,5 = 5,2 > \beta_{lim} = 5,1$. Aplicando la expresión que brinda la capacidad portante -en este caso por flexión del clavo, ver el Capítulo 2- ($R_{vk,1} = 0,625 (d^2 / \beta_{lim}) f_{yk}$) se obtiene un valor característico de la resistencia por clavo igual a 464 N, el cual resulta aún menor al de 633 N que ya fue presentado y analizado en los párrafos anteriores. Es decir que un pequeño aumento del espesor de la tabla central, y consecuentemente de la sección transversal de la misma, conduce a una disminución de la capacidad portante de la conexión. Estos resultados parecen manifestar contradicciones vinculadas a la determinación tanto del modo de rotura como de la capacidad portante de estas uniones a través de la aplicación de las reglas adoptadas por Brasil.

Un análisis detallado de la configuración de las uniones que son objeto de estudio, indica que no se cumplieron todos los requisitos establecidos en la norma NBR 7190 (ABNT 2010). Esta norma prescribe una penetración mínima de la punta del clavo en la tabla que la contiene igual al espesor de ésta o a 12 veces el diámetro del clavo (d). La razón de la falta de cumplimiento de este requisito es que el programa empírico fue desarrollado conforme a las normas europeas, que exigen una penetración mínima de la punta del clavo igual a $8d = 20 \text{ mm}$ el cual se satisface en este proyecto. No obstante, esta circunstancia no invalida la discusión presentada en los párrafos anteriores sino que, por el contrario, confirman la necesidad de esclarecer las aparentes inconsistencias encontradas en los resultados. Esta afirmación se basa en que el programa experimental mostró un valor característico de la capacidad portante muy superior al calculado con estas reglas de diseño aun cuando los cuerpos de prueba presentaron una penetración de los clavos menor a la exigida por las mismas. Similares reflexiones pueden hacerse sobre las referencias de la norma con relación al diámetro mínimo del clavo (d) y a la resistencia característica en fluencia del mismo (f_{yk}).

Comparación de los resultados obtenidos según los lineamientos de cálculo con los determinados experimentalmente para las sub-muestras con espaciamiento reducido.

Los resultados presentados en la *Tabla 4.9* permitieron comprobar, como se expresó anteriormente, que los valores característicos de la capacidad portante -por cada clavo- calculados según el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), el Reglamento CIRSOC601 (INTI CIRSOC 2013b) y la norma NBR 7190 (ABNT 2010) representan el 64%, el 47% y el 40%, respectivamente, del valor determinado experimentalmente para la Sub-muestra de referencia $1C_{ref\,2,5}$, es decir la que se construyó respetando el espaciamiento recomendado. A continuación el análisis se realiza en relación a las sub-muestras con espaciamiento reducido, ya que la disminución del tamaño de las conexiones reviste gran importancia en el planteo de este trabajo.

Acorde a los resultados de este estudio, los parámetros geométricos adoptados para la Sub-muestra $5C_{2,5}$ (y la Sub-muestra $5C_{2,2}$) no deben ser tenidos en cuenta para propósitos prácticos relacionados con el diseño estructural porque permiten el desarrollo de excesivas fisuras y roturas por bloque de corte. Consecuentemente, el análisis de la capacidad de carga obtenida para las Sub-muestras $4C_{2,5}$, $3C_{2,5}$ y $2C_{2,5}$ (así como para $4C_{2,2}$, $3C_{2,2}$ y $2C_{2,2}$) adquiere importancia.

El valor característico de $F_{m\acute{a}x}$ observado en *Tabla 4.9* para la Sub-muestra $4C_{2,5}$ (1.090 N) es 7%, 46% y 72% más alto que los valores calculados acorde al Eurocódigo 5 (1.014 N), al CIRSOC 601 (746 N) y a la norma NBR 7190 (633 N), respectivamente. Si la comparación se realiza con la Sub-muestra $3C_{2,5}$ (1.409 N) las correspondientes diferencias alcanzan 39%, 89% y 123%. Porcentajes similares (levemente menores) se encuentran para la Sub-muestra $2C_{2,5}$.

Si para lograr el objetivo de reducir el tamaño de las conexiones -de singular importancia en los nodos de estructuras reticuladas como ya se expresó anteriormente- se reduce el espaciamiento de referencia al adoptado para la Sub-muestra $3C_{2,5}$ (y $3C_{2,2}$) la longitud de las filas con clavos alcanza el 69% del largo de las filas correspondientes a las sub-muestras de referencia (ver la *Tabla 4.5*). Es decir que los resultados experimentales muestran que una importante reducción (31%) en la longitud (y el área) de las uniones puede lograrse

manteniendo a su vez valores característicos 39%, 89% y 123% superiores a los calculados según las reglas de Europa, de Argentina y de Brasil, respectivamente. Por su parte, el programa empírico probó que estas juntas desarrollaron fallas dúctiles, es decir que mostraron capacidad para deformarse y redistribuir fuerzas (Stehn & Borjes 2004), a pesar de su relativamente pequeña separación entre elementos y distancia a los bordes.

Resulta de interés para los proyectistas de nuestro país conocer el porcentaje de reducción del área de la conexión en relación al espaciamiento adoptado por el CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b). Considerando que éste establece una distancia de 15 veces el diámetro tanto entre clavos como al borde de la pieza, la sustitución de estos parámetros por los correspondientes a la Sub-muestra 3C_{2,5} (y 3C_{2,2}) implica una reducción del 47% en la longitud (y el área) de las conexiones. Esta disminución se alcanza manteniendo a su vez un valor característico de la resistencia 89% mayor al calculado con estas reglas, como se expresó en el párrafo anterior.

La particularmente elevada capacidad portante encontrada experimentalmente en comparación con la calculada según las reglas de diseño, prueba el potencial de las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro y compensa la debilidad encontrada en la resistencia al aplastamiento de la especie. En efecto, en el Apartado 4.1.1 se expresó que la resistencia al aplastamiento calculada aplicando el criterio del CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) resulta 47% mayor que la determinada experimentalmente para clavos colocados sin pre-taladrado. Esta comprobación puede asumirse con una enorme preocupación por los proyectistas estructurales de nuestro país que trabajan con la especie investigada. Sin embargo, la resistencia al aplastamiento es un insumo muy importante pero no el único que influye sobre la resistencia final de una unión múltiple, y como consecuencia de las razones ya expuestas cuando se analizó el modo de rotura de las uniones múltiples, el valor característico experimental de la resistencia con espaciamiento normal (1.592 N) resultó 113% mayor que el calculado según las reglas de diseño de Argentina (746 N). Más aún, la comparación del valor característico experimental determinado para conexiones con espaciamiento (y área) reducido un 31% respecto del tomado como referencia en este proyecto (1.409 N) -y un 47% respecto del recomendado por las reglas de Argentina- fue un 89% superior al calculado. Estos resultados confirman la especial aptitud para uso estructural

de este tipo de uniones mecánicas, y en definitiva proveen información de suma importancia para el propósito de lograr reducir el tamaño de las conexiones sin afectar la confiabilidad del diseño.

4.2.1.2 Conexiones que transmiten carga perpendicular a las fibras.

En los apartados anteriores se estudió el comportamiento mecánico exhibido por las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro cargadas en dirección paralela a las fibras y se analizaron los resultados experimentales en relación a los calculados según el criterio de reglas de diseño de relevancia. La experiencia internacional ha mostrado que el comportamiento de las uniones clavadas no varía respecto de la dirección de las fibras como ocurre con las uniones abulonadas (EN 1995-1-1 2005; NDS 2012) y este criterio fue adoptado por el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera (INTI CIRSOC 601 2013b) para elementos de fijación con diámetro menor o igual a 6,35 mm. Por su parte, los resultados experimentales obtenidos en esta investigación confirmaron que la resistencia al aplastamiento bajo un clavo rígido (ver el Apartado 4.1.1) de la madera de *Eucalyptus grandis* cultivado en la Mesopotamia es independiente de la dirección de las fibras respecto del esfuerzo.

Desde ese punto de vista el análisis presentado anteriormente podría considerarse suficiente para conocer el comportamiento de este tipo de uniones cualquiera sea la dirección de las fibras respecto del esfuerzo. No obstante, las conexiones que transmiten carga perpendicular a las fibras pueden introducir en el miembro transversal tensiones de tracción perpendiculares al grano (Ehlbeck & Görlacher 1995) y esfuerzos de corte originados por la presencia de excentricidades en la constitución de los nodos estructurales (Racher 1995). En ambos casos la capacidad portante puede quedar definida por la resistencia de la madera ante estos esfuerzos -caracterizados además por originar fallas frágiles- más que por la propia resistencia de la conexión.

Capacidad portante y modo de rotura.

La *Tabla 4.10* exhibe los resultados obtenidos de los ensayos llevados a cabo conforme a la norma EN 1380 (2009) para dos configuraciones típicas de nodos en estructuras reticuladas construidas con tablas de *Eucalyptus grandis* donde la conexión transmite carga

perpendicular a las fibras. La configuración correspondiente a las Sub-muestras 6C y 7C es la más usual en la práctica (ver más adelante el Apartado 4.3) y vincula una barra de alma constituida por una tabla con el cordón compuesto por dos tablas. Las Sub-muestras 8C y 9C exhiben la unión de una barra de alma materializada con dos tablas con un cordón constituido por una tabla. Este último modelo es menos empleado en las estructuras pero merece ser incorporado al análisis pues la capacidad portante suele estar definida por la resistencia del cordón y no por la conexión propiamente dicha.

El contenido de humedad exhibió un valor medio igual a 11,1% con un COV de 7% de manera que una influencia desigual de esta propiedad sobre las distintas sub-muestras puede descartarse. El valor característico de la densidad (ρ_k) obtenido de acuerdo a la norma EN 384 (2010) para los 39 cuerpos de prueba alcanzó 403 kg/m³, lo que confirma que fue correcta la adopción del espaciamiento recomendado por la experiencia europea (EN 1995-1-1 2005) para maderas con $\rho_k \leq 420$ kg/m³. Dado que la capacidad de carga de las uniones con clavos está altamente correlacionada con la densidad (Hilson 1995c, d), los valores de esta propiedad física también se exhiben en la mencionada tabla en forma discriminada para cada sub-muestra.

Tabla 4.10 Resultados de los ensayos llevados a cabo según la norma EN 1380 (2009) en uniones múltiples con clavos que transmiten carga perpendicular a las fibras.

Sub-muestras clavos d=2,5mm a₁=6,7d, n=20	6C_{2,5}	7C_{2,5}	8C_{2,5}	9C_{2,5}
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₂ = 7d, a ₄ =5d	a ₂ = 6,6d, a ₄ =7d	a ₂ = 7d, a ₄ =5d	a ₂ = 6,6d, a ₄ =7d
n	4	6	5	5
Fuerza máxima total F_{max,tot} (N)^(a)				
valor mínimo	21.974	35.905	19.130	17.756
valor medio	34.997	42.543	24.427	27.488
valor máximo	40.515	48.069	28.253	37.867
COV (%)	25	12	16	26
Tensión de corte máx f_{v,max} (N/mm²)				
valor mínimo	3,7	6,1	6,5	6,1
valor medio	6,0	7,3	8,3	9,4
valor máximo	6,9	8,2	9,6	12,9
COV (%)	25	12	16	26
Fuerza máxima por clavo F_{max,clavo} (N)^(b)				
valor mínimo	879	1.436	765	710
valor medio	1.400	1.702	977	1.100
valor máximo	1.621	1.923	1.130	1.515
COV (%)	25	12	16	26
Desliz. a la carga máxima (mm)				
valor mínimo	8,5	7,7	1,6	1,8
valor medio	9,5	13,0	3,9	2,8
valor máximo	11,4	18,1	8,2	4,4
COV (%)	18	44	95	49
Densidad (kg/m³)^(c)				
valor medio	498	473	493	495
COV (%)	14	14	10	13

Tabla 4.10 (Continuación)

Sub-muestras clavos d=2,2mm a₁=7,6d, n=19	6C_{2,2}	7C_{2,2}	8C_{2,2}	9C_{2,2}
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₂ = 8,1d, a ₄ =5d	a ₂ = 7,7d, a ₄ =7d	a ₂ = 8,1d, a ₄ =5d	a ₂ = 7,7d, a ₄ =7d
n	4	5	5	5
Fuerza máxima total F_{max,tot} (N)^(a)				
valor mínimo	41.496	47.579	19.816	23.152
valor medio	44.586	51.404	23.112	28.469
valor máximo	50.816	60.037	25.114	33.550
COV (%)	10	10	10	14
Tensión de corte máx f_{v,max} (N/mm²)				
valor mínimo	7,1	8,1	6,8	7,9
valor medio	7,6	8,8	7,9	9,7
valor máximo	8,7	10,2	8,6	11,4
COV (%)	10	10	10	14
Fuerza máxima por clavo F_{max,clavo} (N)^(b)				
valor mínimo	1.660	1.903	793	926
valor medio	1.783	2.056	924	1.139
valor máximo	2.033	2.401	1.005	1.342
COV (%)	10	10	10	14
Desliz. a la carga máxima (mm)				
valor mínimo	14,7	12,8	1,7	2,8
valor medio	16,2	16,4	2,6	3,9
valor máximo	18,1	23,2	3,3	5,7
COV (%)	10	30	30	40
Densidad (kg/m³)^(c)				
valor medio	496	505	516	519
COV (%)	15	11	16	12

a₁: distancia entre clavos en dirección paralela a las fibras de la/las tablas horizontales.

a₂: distancia entre clavos en dirección perpendicular a las fibras de la/las tablas horizontales.

a₄: distancia al borde cargado en dirección perpendicular a las fibras de la/las tablas horizontales.

d: diámetro del clavo, n: número de cuerpos de prueba

(a) carga máxima para la unión dentro de los 15mm de deslizamiento según criterios de EN 1380 (2009) y EN 26891 (1991).

(b) carga máxima por clavo dentro de los 15mm de deslizamiento según criterios de EN 1380 (2009) y EN 26891 (1991).

(c) valor de la densidad ajustado al contenido de humedad de referencia del 12% acorde a EN 384 (2010).

Los resultados de un análisis de varianza mostraron que la hipótesis de que las sub-muestras tienen igual valor medio de la densidad no puede ser refutada a un nivel de significación de 0,05 y, consecuentemente, se descarta una desigual influencia de esta propiedad sobre la capacidad portante. Teniendo en cuenta el tamaño relativamente reducido de las sub-muestras, en adelante el análisis de los resultados será llevado a cabo sobre la base de los valores medios en lugar de los característicos (Piter 2012).

La información volcada en la *Tabla 4.10* confirma que la adopción de 7d como distancia mínima al borde cargado del miembro transversal -en línea con las disposiciones del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005)- es adecuada en este caso. Las sub-muestras con una distancia mínima de 7d (sub-muestras 7C y 9C) exhiben -para cada configuración y diámetro del clavo- una capacidad portante ($F_{\max,\text{tot}}$) mayor que aquellas con una distancia de 5d (Sub-muestras 6C y 8C).

La diferencia entre los correspondientes valores medios osciló entre 13% y 22% para los cuerpos de prueba con clavos de 2,5 mm de diámetro y entre 15% y 23% para los unidos con clavos de 2,2 mm. Adicionalmente, la distancia mínima recomendada (7d) minimiza la probabilidad de ocurrencia de roturas frágiles con participación de tensiones de tracción perpendiculares a las fibras en el miembro transversal (Ehlbeck & Görlacher 1995).

El análisis de los resultados exhibidos en la *Tabla 4.10* confirma la destacada influencia que los esfuerzos de corte actuantes sobre el miembro transversal ejercieron sobre el comportamiento mecánico de las conexiones. Las sub-muestras configuradas con dos tablas como miembro transversal (Sub-muestras 6C y 7C) mostraron (para cada distancia mínima entre los elementos de fijación y el miembro transversal y para cada diámetro del clavo) mayor capacidad portante ($F_{\max,\text{tot}}$) que aquellas configuradas con una tabla como cordón horizontal (Sub-muestras 8C y 9C). Las diferencias entre los correspondientes valores medios alcanzaron 43% y 55% para las sub-muestras con clavos de 2,5 mm de diámetro y 93% y 81% para las unidas con clavos de 2,2 mm. La tensión cortante máxima ($f_{v,\max}$) en el miembro transversal (ver la *Tabla 4.10*) osciló en un rango que supera prácticamente en todos los casos el valor de la resistencia característica a cortante paralelo a la dirección de las fibras de la especie, que alcanza 4,0 N/mm² según el criterio europeo (Piter et al. 2004c;

EN 338 2010) y fue reportado igual a $6,9 \text{ N/mm}^2$ por Belvisi et al. (1998b) a partir de un programa experimental. Estos resultados confirman la presencia de deslizamientos en el miembro transversal originados por las tensiones de cizalladura y son congruentes con el tipo de rotura encontrado, que es exhibido en la *Figura 4.15* para cuerpos de prueba con ambas configuraciones.

El análisis presentado en el párrafo anterior referido a la similitud encontrada para la tensión de corte al momento de la rotura ($f_{v,max}$) es congruente con el hecho de que las Sub-muestras 6C y 7C, conformadas con dos tablas en el miembro transversal, alcanzaron la falla a una carga significativamente superior que la correspondiente a las Sub-muestras 8C y 9C, construidas con una tabla como miembro transversal. Por otra parte, y considerando que todas las conexiones fueron preparadas con 25 clavos, las diferencias entre las capacidades portantes de las uniones (analizadas en el párrafo anterior) se trasladan directamente a la fuerza máxima por clavo ($F_{max,clavo}$).



Figura 4.15 Fisuración paralela a las fibras, originada por las tensiones cortantes en el miembro transversal, conformado con una tabla (izquierda) y con dos tablas (derecha).

Comparando los valores de la fuerza máxima por clavo presentados en la *Tabla 4.10* con los exhibidos en la *Tabla 4.5* para las conexiones ensayadas en dirección paralela a las fibras, se comprueba que al momento de fallar por cizalladura, los cuerpos de prueba de la Sub-

muestra 7C_{2,2} también alcanzaban la máxima carga transmisible por la conexión. En efecto, los valores de la fuerza máxima por clavo oscilaron entre 1.903 N y 2.401 N para la Sub-muestra 7C_{2,2} (Tabla 4.10) mientras que los encontrados para la Sub-muestra 1C_{ref. 2,2} -de referencia- (Tabla 4.5) variaron entre 1.762 N y 2.113 N. Estos resultados confirman que la fuerza transmisible por cada clavo no varía con la dirección de las fibras si se respetan los parámetros geométricos recomendados (EN 1995-1-1 2005) y si la aparición de tensiones perpendiculares al grano (Ehlbeck & Görlacher 1995), o de corte (Racher 1995), no ocasionan una falla prematura en la madera.

La comparación efectuada en el párrafo anterior para la Sub-muestra 7C_{2,2} puede hacerse extensiva también a la Sub-muestra 6C_{2,2}, aunque esta última exhibe valores de carga algo menores debido a la reducción de la distancia entre los clavos y el borde cargado del miembro transversal (de 7d a 5d). La extensión del mismo análisis a la totalidad de las submuestras permite apreciar que, en general, los cuerpos de prueba pertenecientes a las configuraciones 6C y 7C (con dos tablas transversales) presentan al momento de la rotura una carga similar a la correspondiente al máximo potencial del clavo, el cual puede obtenerse de la Tabla 4.5. Contrariamente, las conexiones de las Sub-muestras 8C y 9C, que alcanzan la rotura por cizalladura en el miembro transversal bajo cargas significativamente menores, presentan un valor de la carga máxima por clavo muy inferior a su potencial. Estos resultados son congruentes con el deslizamiento a carga máxima encontrados para las Sub-muestras 6C y 7C, que son del mismo orden e incluso mayores (por efecto de la fisuración producida por el esfuerzo de corte) que los desarrollados al alcanzar el máximo potencial (Tabla 4.5) y mucho mayores a los registrados para las Sub-muestras 8C y 9C (Tabla 4.10).

Como se expresó anteriormente, para la configuración adoptada en las Sub-muestras 6C y 7C (las más usuales en la práctica constructiva) resultan similares la resistencia de la conexión clavada y la de las dos tablas del cordón horizontal ante el esfuerzo cortante. A su vez, estas dos son similares a la capacidad para transmitir esfuerzo axial de la tabla vertical, ya analizada anteriormente. En consecuencia, esta configuración permite alcanzar simultáneamente -en los dos miembros estructurales y en la conexión- el máximo potencial resistente, que en este caso se expresa a través de $F_{\max, \text{tot}}$ (Tabla 4.10). Como las tablas de esta especie se producen normalmente con un espesor constante, la variación del ancho

empleado en esta investigación (100 mm) provocaría simultáneamente una variación de la capacidad axial de la barra vertical y de la resistencia a cortante del cordón, ambas en forma lineal. A su vez, variaría el área disponible en el nodo permitiendo adecuar el número de clavos para asegurar el alcance pleno de la máxima capacidad potencial del nodo.

La configuración de las Sub-muestras 8C y 9C no permite alcanzar simultáneamente en los dos miembros estructurales y en la conexión el máximo potencial resistente. Conforme a los resultados obtenidos, es determinante la capacidad de la barra transversal para absorber esfuerzo cortante y entonces, para alcanzar el máximo potencial, se requiere adoptar un ancho mayor para el cordón que para las barras verticales. A su vez, estos resultados prueban la conveniencia de evitar excentricidades en la concurrencia de las barras a los nodos -sobre todo utilizando estas configuraciones-, ya que los esfuerzos de corte que las mismas provocan resultan críticos para el diseño y aumentan la probabilidad de alcanzar roturas frágiles.

4.2.2 Capacidad portante y modo de rotura de las conexiones múltiples con bulones de pequeño diámetro.

Las conexiones abulonadas ocupan el segundo lugar de importancia (después de las conexiones clavadas) en las estructuras construidas con tablas de *Eucalyptus grandis*. En este apartado se presentan y discuten los resultados obtenidos experimentalmente para el comportamiento mecánico de conexiones materializadas con bulones del menor diámetro disponible (6,35 mm) y sometidas a doble cortadura. La elección del diámetro mencionado se fundamenta en dos razones: i) la primera es que la utilización de diámetros pequeños disminuye en general la probabilidad de aparición de roturas frágiles y facilita el estudio de la relación entre el comportamiento mecánico y los parámetros geométricos de la conexión, ya que la reducción de éstos ocupa un lugar central en este trabajo, y ii) la segunda razón es la insuficiencia de reportes referidos a investigaciones del comportamiento mecánico de conexiones materializadas con bulones de pequeño diámetro.

Es de destacar que esta última puede explicarse por el hecho de que los bulones de pequeño diámetro no han alcanzado un importante grado de utilización a nivel internacional y numerosas reglas de diseño aún no los consideran. En efecto, en la práctica del diseño y la

ejecución estructural ha sido tradicional la utilización de diámetros superiores a 10 mm. Las reglas chilenas (NCh 1198 2007) establecen precisamente ese valor como diámetro mínimo. Si bien los modernos conceptos de seguridad tienden a evitar la aparición de fallas frágiles y en consecuencia alientan la adopción de elementos de fijación esbeltos que conducen a una rotura dúctil, su implementación está todavía en una fase de transición. Dentro de los códigos que permiten la utilización de bulones y pasadores de pequeño diámetro se encuentran el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005; Ehlbeck & Werner 1995a) que considera diámetros entre 6 mm y 30 mm y el NDS (2012) que hace lo propio entre 6,35 mm y 25,4 mm. En nuestro país, el Manual de Aplicación de los criterios de diseño del Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013a) ha incluido en sus tablas de apoyo para los proyectistas estructurales bulones con un diámetro de 6,35 mm, que a su vez es el más pequeño disponible en el mercado.

De igual manera que en el Apartado 4.2.1, el análisis que se presenta a continuación incluye la comparación de los resultados experimentales con los obtenidos conforme al criterio de reglas de diseño estructural de relevancia para nuestro país. En línea con los objetivos de este trabajo, en el estudio del comportamiento mecánico de estas conexiones se tuvo particularmente en cuenta el espaciamiento recomendado en función del diámetro (EN 1995-1-1 2005) y también se consideraron variaciones del mismo, tanto entre los elementos de fijación como entre éstos y los extremos.

Capacidad portante de las sub-muestras abulonadas con distinto espaciamiento en la dirección de las fibras.

Los resultados obtenidos de los ensayos llevados a cabo conforme a los lineamientos de la norma EN 1380 (2009) se presentan separadamente para cada sub-muestra en la *Tabla 4.11*. No se registraron roturas fuera del área de la conexión de manera que todos los valores determinados expresan fielmente el comportamiento mecánico de las uniones ensayadas. Ya que la capacidad de carga de las uniones con bulones está altamente correlacionada con la densidad de la madera (Santos et al. 2009; Ehlbeck & Werner 1995a,b), los valores de esta propiedad también se exhiben en forma separada para cada sub-muestra.

Tabla 4.11 Resultados de los ensayos llevados a cabo según la norma EN 1380 (2009) en uniones múltiples con bulones de pequeño diámetro presentando distinto espaciamiento.

Sub-muestras bulones d=6,35mm a₂=a₄=5,2d, n=64	1B	2B_{ref}	3B	4B	5B	6B
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d	a ₁ = 4d, a ₃ =7d	a ₁ = 7d, a ₃ =5d	a ₁ = 5d, a ₃ =5d	a ₁ = 4d, a ₃ =5d
n	6	10	13	11	12	12
F_{máx} por bulón (N)^(a)						
valor mínimo	7.521	5.723	6.115	6.213	5.984	4.545
valor medio	8.415	7.508	7.425	7.384	7.614	7.443
valor máximo	8.993	9.238	8.666	9.483	9.647	10.055
COV (%)	7	18	12	14	16	19
valor característico ^(b)	7.056	5.010	5.743	5.484	5.394	4.836
Desliz. a la carga máxima (mm)						
valor mínimo	2,3	2,1	1,9	2,6	2,4	1,1
valor medio	3,6	2,9	2,6	3,3	3,1	2,6
valor máximo	4,0	3,7	3,2	4,0	4,2	3,6
COV (%)	18	17	15	14	15	27
Densidad (kg/m³)^(c)						
valor medio	537	517	517	514	507	545
COV (%)	12	16	12	15	15	12

a₁: distancia entre elementos en dirección paralela a las fibras y a₃: distancia al extremo cargado.

a₂: distancia entre elementos en dirección perpendicular a las fibras y a₄: distancia al borde.

d: diámetro del bulón, n: número de cuerpos de prueba.

(a) máxima carga por bulón dentro de los 15mm de deslizamiento según criterios de EN 1380 (2009) y EN 26891 (1991).

(b) valor característico calculado acorde a la EN 14358 (2007).

(c) valor de la densidad ajustado al contenido de humedad de referencia del 12% acorde a EN 384 (2010).

El valor medio del contenido de humedad de todos los cuerpos de prueba fue de 10% con un coeficiente de variación de 4%, por lo que puede descartarse una influencia desigual de esta propiedad sobre las distintas sub-muestras analizadas. Los valores medios y los coeficientes de variación determinados para la densidad oscilan en un rango muy acotado. A través de un análisis de varianza se confirmó que la hipótesis de que las sub-muestras tienen igual valor medio de la densidad no puede ser refutada a un nivel de significación de 0,05. En consecuencia, y de igual manera que para el contenido de humedad, se descarta también para

esta propiedad una influencia desigual sobre el comportamiento mecánico de las diferentes sub-muestras. El valor característico de la densidad (ρ_k) obtenido de acuerdo a la norma EN 384 (2010) para la totalidad de los cuerpos de prueba alcanzó 419 kg/m^3 , el cual es similar al de 411 kg/m^3 encontrado para las conexiones múltiples clavadas (ver el Apartado 4.2.1).

La *Tabla 4.11* pone en evidencia que la sub-muestra con espaciamiento ampliado respecto del adoptado como referencia, Sub-muestra 1B, presenta la capacidad portante con el mayor valor medio (8.415 N) y característico (7.056 N). Este último supera a los restantes valores característicos con una diferencia que oscila entre 23% y 46%, la que se explica en gran parte -a pesar de su pequeño tamaño $n = 6$ -, por la reducida variabilidad de sus resultados (COV = 7%) en relación a las otras sub-muestras (COV entre 12% y 19%). La mayor variabilidad (COV = 19%) es exhibida por la Sub-muestra 6B, lo cual es congruente con su menor espaciamiento. La elevada dispersión de resultados es la causa de que esta sub-muestra presente el menor valor característico de la capacidad portante (4.836 N) aunque su valor medio está en línea con los restantes (7.443 N).

No obstante lo expresado en el párrafo anterior, no se advierte una relación clara entre el espaciamiento y la resistencia, lo cual se confirmó a través de un detallado análisis estadístico que probó que la hipótesis de que las sub-muestras tienen igual valor medio de la capacidad portante no puede ser refutada a un nivel de significación de 0,05. Estos resultados son congruentes con los encontrados por Jorissen (1999) sobre ensayos de corta duración como los de la presente investigación. El autor mencionado reporta una reducida influencia de la distancia al extremo de la pieza (a_3) sobre la resistencia de la conexión cuando aquella supera 5 veces el diámetro del bulón.

De igual manera que lo expresado anteriormente para las conexiones múltiples clavadas, los resultados de $F_{\text{máx}}$ presentados en *Tabla 4.11* multiplicados por el número de bulones colocados en cada junta, confirman que la capacidad de carga de las conexiones ensayadas es similar a la capacidad para transmitir esfuerzo axial de la tabla unida. Ya que la distancia entre bulones en sentido perpendicular a las fibras ($a_2 = 5,2d$) es la misma en todos los casos y las tablas de esta especie son producidas con un espesor constante, la configuración adoptada para las uniones en este proyecto puede ser adaptada para lograr transmitir la

capacidad axial total de tablas con diferentes anchos simplemente agregando (o reduciendo) el número de filas.

Modo de rotura de las sub-muestras abulonadas con distinto espaciamiento en la dirección de las fibras.

En la *Figura 4.16* se exhibe un cuerpo de prueba abierto luego de alcanzar la carga máxima con el propósito de estudiar el modo de rotura experimentado. Es posible apreciar deformaciones de aplastamiento prácticamente uniformes en todo el espesor de la tabla central y que la falla ocurrió prácticamente sin deformación flexional de los bulones. Este modo de rotura -común para todas las sub-muestras- es congruente con el valor del deslizamiento al momento de la falla, que estuvo comprendido entre 2,6 mm y 3,6 mm (*Tabla 4.11*) y con el criterio adoptado por la norma EN 383 (2007) para determinar la deformación máxima (5 mm) correspondiente a una rotura por aplastamiento de la madera. La mayor dispersión de resultados para el deslizamiento fue encontrada para la Sub-muestra 6B (COV = 27%), la cual excede largamente a la exhibida por las restantes sub-muestras (COV oscilando entre 14% y 18%). La elevada variabilidad de estos resultados en la Sub-muestra 6B es congruente con su menor espaciamiento, y está en línea con lo expresado anteriormente para su capacidad portante.



Figura 4.16 Cuerpo de prueba abierto después de ser ensayado.

En la *Figura 4.17* se presentan dos curvas carga-deformación que ilustran el comportamiento típico de las uniones ensayadas, las mismas se construyeron con los valores medios de las variables representadas. Las exhibidas en esta figura corresponden a la Sub-muestra $2B_{ref}$, con el espaciamiento adoptado como referencia, y a la Sub-muestra 1B, con espaciamiento aumentado respecto de la anterior. No se incluyen las restantes cuatro curvas pues son similares a la presentada para la Sub-muestra de referencia ($2B_{ref}$).

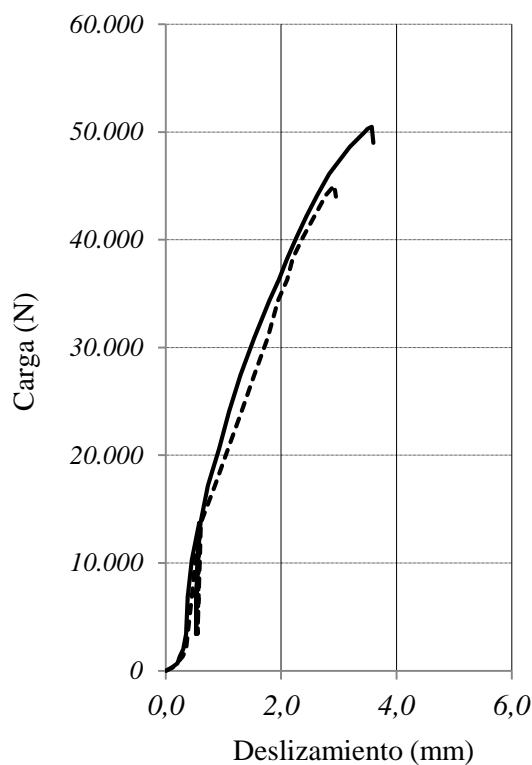


Figura 4.17 *Curvas carga-deslizamiento de las sub-muestras con espaciamiento de referencia y con espaciamiento aumentado.*

(—) 1B; (- - -) $2B_{ref}$

Las dos curvas muestran un comportamiento carga-deslizamiento similar, aunque se advierte tanto la mayor capacidad de carga como el mayor deslizamiento final en la que corresponde a la Sub-muestra 1B. Es interesante observar la deformación producida sin aumento de la carga al comienzo del ensayo, que es típica en uniones abulonadas (Ehlbeck & Werner 1995b) y se origina por la diferencia entre el diámetro del orificio y el del bulón. Un relativamente rápido aumento de la carga se puede observar en las 2 curvas hasta

aproximadamente el 25% / 30% de la correspondiente a la falla. Después de ese rango se advierte una evolución no lineal del diagrama, con una continua disminución de la pendiente hasta alcanzar la rotura. A diferencia del comportamiento exhibido por los clavos de pequeño diámetro, no se advierten en este caso ni la elevada ductilidad vinculada al desarrollo de rótulas plásticas en los clavos ni la posterior resistencia adicional -generada en la fase final de la rotura dúctil- por arrancamiento del elemento y por fricción entre las piezas unidas. El diagrama presentado en la *Figura 4.17* es congruente con la ausencia de deformaciones flexionales en los bulones (*Figura 4.16*) y con los valores del deslizamiento a carga máxima presentados en la *Tabla 4.11*.

Con el propósito de realizar un análisis detallado de las fallas, se registraron en todos los cuerpos de prueba las fisuras y los bloques de corte generados al momento de alcanzar la carga máxima. Un detalle se presenta en la *Tabla 4.12*, donde la información está expresada en porcentaje para cada sub-muestra, el cual representa la cantidad de cuerpos de prueba que alcanzó el tipo de rotura indicado sobre el total que la integran (n).

Tabla 4.12 Presencia de fisuras y bloques de corte luego de culminado el ensayo en uniones múltiples abulonadas con distinto espaciamiento.

Sub-muestras bulones d=6,35mm a ₂ =a ₄ =5,2d, n=64	1B	2B _{ref}	3B	4B	5B	6B
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d	a ₁ = 4d, a ₃ =7d	a ₁ = 7d, a ₃ =5d	a ₁ = 5d, a ₃ =5d	a ₁ = 4d, a ₃ =5d
n	6	10	13	11	12	12
Fisuras	83%	30%	69%	45%	17%	25%
Bloques de corte y Fisuras	0%	0%	8%	18%	25%	25%
Bloques de corte	17%	70%	23%	36%	58%	50%

En línea con el comportamiento mecánico exhibido en la *Figura 4.17*, en todos los cuerpos de prueba la rotura se alcanzó en forma repentina luego de un incremento gradual del aplastamiento de la madera hasta alcanzar su capacidad máxima. Las fallas frágiles (Santos et al. 2009) se manifestaron de tres modos distintos incluyendo fisuras gobernadas por las

tensiones perpendiculares a las fibras en el extremo cargado y bloques de corte gobernados por las tensiones cortantes paralelas a las fibras (Jorissen 1999): i) fisura en una o en las dos líneas abulonadas, ii) bloque de corte en una o en las dos líneas, y iii) fisura en una línea y bloque de corte en la otra. La *Figura 4.18* ilustra los tres modos indicados.

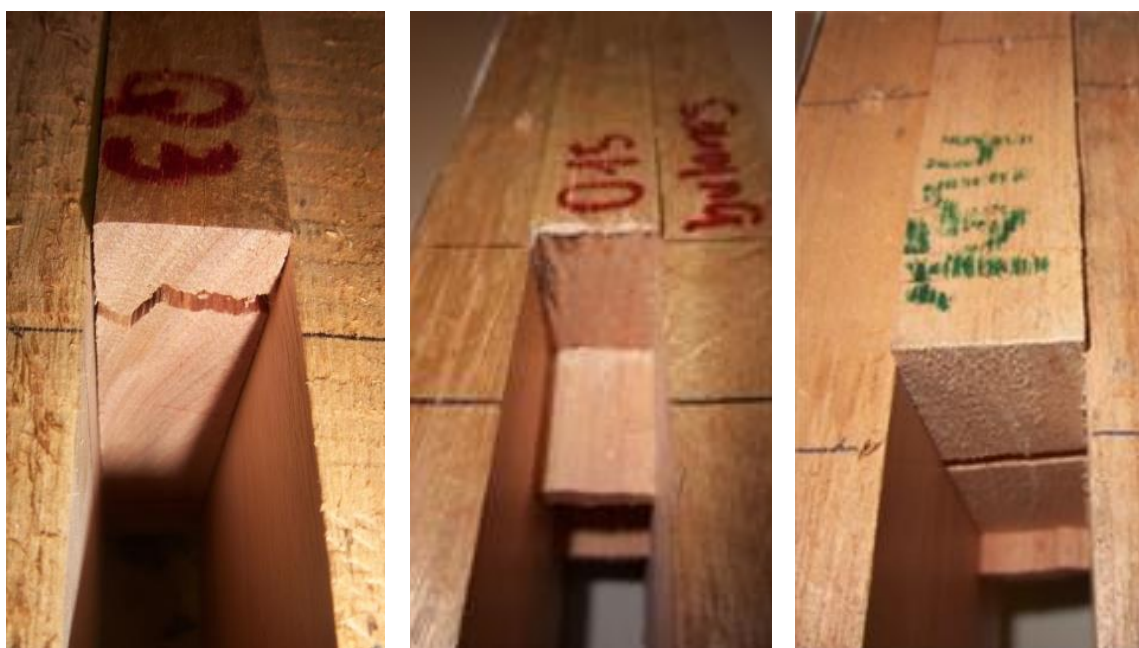


Figura 4.18 Tipos de falla en uniones múltiples abulonadas. Fisura (izquierda), bloques de corte (centro), fisura en una línea de bulones y bloque de corte en la otra (derecha).

En la Sub-muestra con espaciamiento aumentado (1B), la rotura se manifestó mayoritariamente por la formación de fisuras, ya que 5 de los 6 cuerpos de prueba (83%) exhibieron ese tipo de falla y 1 rompió con la formación de bloques de corte (17%). Este relativamente bajo porcentaje es congruente con el elevado espaciamiento adoptado. Por otra parte, esta Sub-muestra y la Sub-muestra de referencia (2B_{ref}) son las únicas que no presentaron roturas mixtas, es decir con la presencia de fisuras y bloques de corte.

No obstante las particularidades detalladas en el párrafo anterior para la Sub-muestra con espaciamiento aumentado (1B), la información presentada en la *Tabla 4.12* no permite advertir una relación clara entre el espaciamiento y el tipo de falla, lo cual está en línea con lo observado para la relación entre el espaciamiento y la capacidad portante (*Tabla 4.11*) y con las características del diagrama carga-deformación (*Figura 4.17*).

La similitud entre el comportamiento mecánico de las distintas sub-muestras es congruente con el criterio adoptado por las reglas de EEUU (NDS 2012) para establecer los valores mínimos de los parámetros geométricos. Estas reglas adoptan un espaciamiento mínimo entre bulones igual a 4 veces el diámetro y una distancia mínima al extremo cargado de 5 y de 7 veces el diámetro para madera de latifoliadas y de coníferas respectivamente. Es decir que según la experiencia norteamericana esa configuración geométrica es suficiente para evitar fallas frágiles prematuras y garantizar la resistencia calculada, y coincide con la disposición adoptada en este caso para la Sub-muestra 6B y la 3B, respectivamente. En particular, como la madera investigada en este caso es latifoliada, la configuración recomendada por el NDS (2012) coincide con la que se utilizó en la Sub-muestra 6B.

Conforme a los objetivos de este trabajo, la congruencia entre los resultados experimentales y el criterio que adoptó el NDS (2012) para el espaciamiento mínimo respalda la adopción de parámetros geométricos reducidos como los estudiados cuando las dificultades derivadas del poco espacio disponible dificultan la correcta ejecución de las conexiones. No obstante, los resultados también muestran que la Sub-muestra con espaciamiento ampliado respecto del adoptado como referencia (1B), que denota un criterio más conservador y que se incluyó en el análisis por haber sido incluida en el Reglamento Argentino (INTI CIRSOC 2013b), exhibió el comportamiento más predecible, y en consecuencia más confiable para el uso estructural. La reducida variabilidad de los resultados correspondientes a su capacidad portante ($COV = 7\%$) en comparación con las restantes, junto al mayor deslizamiento a carga máxima soportan la anterior afirmación. En consecuencia, los resultados también prueban que cuando la disponibilidad de espacio no es crítica en las conexiones, un incremento de los parámetros geométricos se traduce en un aumento de la confiabilidad estructural.

4.2.2.1 Relación entre la capacidad de carga obtenida experimentalmente y los valores calculados de acuerdo a reglas de diseño de relevancia.

Con el propósito de comparar el valor característico de $F_{m\acute{a}x}$ obtenido en forma experimental con los calculados de acuerdo a los lineamientos del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), de la norma NBR 7190 (ABNT 2010) y del Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b), se aplicaron a las uniones investigadas los procesos de cálculo adoptados por las

mencionadas reglas de diseño. La selección de los 3 códigos mencionados para llevar a cabo el análisis se fundamenta en las mismas razones ya expuestas en el Apartado 4.2.1.1.

Considerando que el espesor de 22,5 mm fue común para las tablas, ese valor aplica a la longitud de penetración del bulón tanto dentro de los miembros laterales como del miembro central. La resistencia al aplastamiento de la especie fue determinada experimentalmente y los resultados fueron ya presentados y discutidos en la primera parte de este capítulo (Apartado 4.1.2). El valor característico ($f_{t,k}$) para bulones cargados en dirección paralela a las fibras alcanzó 19,1 N/mm² (ver la *Tabla 4.2*).

Las propiedades mecánicas del material que constituye el bulón también son consideradas en los cálculos. Conforme a la información provista por el fabricante, los bulones empleados en este proyecto fueron construidos con acero tipo F 24 y presentan un valor característico de la resistencia última ($f_{u,k}$) de 370 N/mm² y un valor característico de la tensión de fluencia ($f_{y,k}$) de 240 N/mm².

El valor característico del momento de plastificación del elemento de fijación ($M_{y,Rk}$) desempeña un rol importante en las expresiones provistas por el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005). Las reglas de diseño europeo proveen la siguiente ecuación para obtener $M_{y,Rk}$ en función de la resistencia característica a tracción y del diámetro, la cual es de simple manejo y aplicable a los bulones empleados: $M_{y,Rk}$ (Nmm) = 0,3 $f_{u,k}$ $d^{2,6}$, donde la resistencia característica última ($f_{u,k}$) se expresa en N/mm² y el diámetro (d) en mm. Reemplazando los valores correspondientes resulta para este caso: $M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = 0,3 \times 370 \times 6,35^{2,6} = 13.569$ N/mm².

Las reglas europeas tienen en cuenta la capacidad adicional proporcionada por la resistencia a la extracción del elemento de fijación y la fricción entre las piezas unidas -rope effect- (Bejtka & Blaß 2002). Para su consideración incluyen el sumando $F_{ax,Rk} / 4$ en las expresiones que proveen la capacidad portante para los modos de rotura que incluyen la formación de rótulas plásticas (modos de rotura j y k). Para el caso de las uniones abulonadas, el cálculo de esa resistencia adicional -la que no debe exceder el 25% de la resistencia correspondiente al modelo de Johansen (EN 1995-1-1 2005)- debe considerar la resistencia

a tracción del núcleo del bulón y la capacidad de anclaje de la arandela ubicada debajo de la tuerca. No obstante, es necesario considerar que esa resistencia adicional se activa en la última fase del proceso de deformación de la conexión bajo carga, luego de desarrolladas las rótulas plásticas en los medios de unión. Según la evidencia empírica (*Figura 4.16*) el modo de rotura se produjo en este caso por aplastamiento de la tabla central contra el bulón, y por medio de un análisis detallado se confirmó el mismo modo de falla (modo h) a través de las expresiones provistas por las reglas europeas. Los resultados del análisis detallado (Blaß et al. 1999) mostraron que para que la falla involucre la formación de una rótula plástica en la tabla central (modo j) -y en consecuencia se active la resistencia adicional- el espesor de ésta debería ser igual o superior a 35 mm. En consecuencia, se decidió descartar la realización de ensayos destinados a determinar el valor de $F_{ax,Rk} / 4$.

Resultados obtenidos según los lineamientos de cálculo del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005).

Estas reglas de diseño asumen que la resistencia al aplastamiento ($f_{h,k}$) de la madera en dirección paralela a las fibras crece linealmente con el aumento de la densidad característica (ρ_k) y con la disminución del diámetro del bulón (d) según el factor $(1 - 0,01 d)$. Como ya se expresó anteriormente, la influencia de ρ_k puede despreciarse porque en este caso las variaciones que origina en los valores de $f_{h,k}$ no revisten importancia para propósitos vinculados al diseño estructural. Para considerar la influencia del diámetro del bulón se debe tener en cuenta que la resistencia característica al aplastamiento se obtuvo empleando uno de diámetro igual a 12,7 mm (Apartado 4.1.2) y el utilizado en las conexiones múltiples fue de 6,35 mm. Aplicando la relación entre los valores del factor a la resistencia característica obtenida en dirección paralela a las fibras ($19,1 \text{ N/mm}^2$) se obtiene $f_{h,1,k} = f_{h,2,k} = 19,1 \text{ N/mm}^2 (1 - 0,01 * 6,35 / 1 - 0,01 * 12,7) = 20,5 \text{ N/mm}^2$. En consecuencia, los valores a emplear en las ecuaciones adoptadas por el Eurocódigo 5 son: $f_{h,1,k} = f_{h,2,k} = 20,5 \text{ N/mm}^2$; $t_1 = t_2 = 22,5 \text{ mm}$; $d = 6,35 \text{ mm}$; $\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k} = 1$; $M_{v,Rk} = 13.569 \text{ Nmm}$.

Los resultados de la capacidad portante, obtenidos resolviendo las cuatro expresiones correspondientes y duplicando los resultados pues las conexiones tienen dos secciones de corte, confirman que la falla se produce por aplastamiento de la tabla central (modo h) con un valor característico de la capacidad portante por cada bulón ($F_{v,Rk}$) de 2.929 N.

Considerando el diámetro y la cantidad de bulones en cada fila, puede ignorarse la influencia de la acción de grupo sobre la capacidad portante.

Resultados obtenidos según los lineamientos de cálculo del Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b).

Estas reglas de diseño no consideran la influencia del diámetro del bulón sobre la resistencia al aplastamiento de la madera en dirección paralela a las fibras. En consecuencia, para este caso es de aplicación el valor característico de $19,1 \text{ N/mm}^2$.

Con relación a las propiedades mecánicas del bulón, el Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) -en línea con el criterio vigente en EEUU de Norteamérica (NDS 2012)-, adopta un valor característico de la tensión de fluencia en flexión del bulón (F_{yb}) que es función del diámetro del elemento. Para aceros del tipo F 24 como el empleado en este caso es $F_{yb} = 480 \text{ N/mm}^2$. En consecuencia, los valores a emplear en las ecuaciones adoptadas por estas reglas son: $D = 6,35 \text{ mm}$; $l_s = 22,5 \text{ mm}$; $F_{es} = F_{em} = 19,1 \text{ N/mm}^2$; $l_m = 22,5 \text{ mm}$; $F_{yb} = 480 \text{ N/mm}^2$; $R_e = F_{em} / F_{es} = 1$.

Los resultados de la capacidad portante, obtenidos resolviendo las cuatro expresiones correspondientes a conexiones con dos secciones de corte, confirman que la falla se produce por aplastamiento de la tabla central (modo I_m) con un valor característico de la capacidad portante por cada bulón (Z_{car}) de 2.729 N . Considerando el diámetro y la cantidad de bulones en cada fila, puede considerarse que el factor de grupo es igual a la unidad.

Resultados obtenidos según los lineamientos de cálculo de la norma NBR 7190 (ABNT 2010).

Estas reglas de diseño, al igual que las de nuestro país, no consideran la influencia del diámetro del bulón sobre la resistencia al aplastamiento de la madera en dirección paralela a las fibras. En consecuencia, para este caso también es de aplicación el valor característico encontrado en este trabajo, ya presentado en la primera parte de este capítulo, resultando $f_{e0,k} = 19,1 \text{ N/mm}^2$. El valor característico de la tensión de fluencia del bulón, conforme a la información provista por el fabricante (acero F 24), resulta $f_{y,k} = 240 \text{ N/mm}^2$.

Teniendo en cuenta que conforme al criterio de estas reglas el espesor nominal de la madera (t) en conexiones sometidas a doble cortadura debe considerarse como el menor valor entre la mitad del espesor de la pieza central y el espesor completo de cada pieza lateral, en este caso es $t = 22,5 \text{ mm} / 2 = 11,25 \text{ mm}$. Siendo el diámetro del bulón (d) igual a $6,35 \text{ mm}$ resulta $\beta = 11,25 \text{ mm} / 6,35 \text{ mm} = 1,8$.

Para calcular el valor de β_{lim} es necesario determinar la resistencia de cálculo a fluencia del bulón $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$. Siendo $f_{yk} = 240 \text{ N/mm}^2$ y $\gamma_s = 1,1$ resulta $f_{yd} = 218 \text{ N/mm}^2$. Por su parte, para determinar la resistencia de cálculo al aplastamiento de la madera en la dirección de las fibras ($f_{e0,d} = k_{mod} f_{e0,k} / \gamma_{wc}$) se debe considerar que $k_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot k_{mod3}$. Como las conexiones investigadas fueron ensayadas durante un tiempo comprendido entre 10 y 15 minutos (EN 1380 2009 y EN 26891 1991), su contenido de humedad promedio fue 10% con un coeficiente de variación de 4% y se construyeron con tablas clasificadas y exentas de defectos en la zona de la conexión resulta $k_{mod1} = k_{mod2} = k_{mod3} = 1$. Siendo $\gamma_{wc} = 1,4$ (ABNT 2010), se obtiene $f_{e0,d} = 19,1 \text{ N/mm}^2 / 1,4 = 13,7 \text{ N/mm}^2$. Finalmente resulta $\beta_{lim} = 1,25 (218 \text{ N/mm}^2 / 13,7 \text{ N/mm}^2)^{0,5} = 5$.

Como $\beta = 1,8 < \beta_{lim} = 5$ el valor característico de la capacidad portante de la conexión por cada bulón se obtiene aplicando la ecuación correspondiente a un modo de rotura que implica el aplastamiento de la madera: $R_{vk,1} = 0,50 t d f_{e0,k}$ (ver el Capítulo 2). Duplicando el resultado calculado para considerar las dos secciones de corte resulta $R_{vk,1} = 1.364 \text{ N}$.

Comparación de los resultados obtenidos según los lineamientos de cálculo con los determinados experimentalmente para la sub-muestra de referencia.

Teniendo en cuenta que los procesos de cálculo provistos por las reglas de diseño presuponen el cumplimiento de los requerimientos referidos al espaciamiento mínimo -con el fin de minimizar la aparición de fisuras y de bloques de corte-, en esta primera parte el análisis comparativo se llevará a cabo considerando los resultados calculados y los experimentales determinados para la sub-muestra de referencia antes mencionada.

La *Tabla 4.13* exhibe los valores característicos de la capacidad portante -por cada bulón- de las conexiones analizadas. En la misma se puede apreciar que los valores calculados según

el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), el Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) y la norma NBR 7190 (ABNT 2010) representan el 58%, el 54% y el 27%, respectivamente, del valor determinado experimentalmente para la Sub-muestra que se construyó con el espaciamiento adoptado como referencia $2B_{ref}$.

Tabla 4.13 Valores característicos de la capacidad portante por cada bulón ($d=6,35$ mm).

$F_{máx,k}$ por bulón (N)								
Determinado experimentalmente para las sub-muestras						Calculado según reglas de diseño		
1B	$2B_{ref}$	3B	4B	5B	6B	Eurocódigo 5	CIRSOC 601	NBR 7190
7.056	5.010	5.743	5.484	5.394	4.836	2.929	2.729	1.364

Particularidades del criterio adoptado por las reglas de diseño europeas.

El valor característico de la capacidad portante por cada bulón calculado aplicando las reglas europeas (2.929 N) es el más cercano al determinado experimentalmente para la Sub-muestra de referencia $2B_{ref}$ (5.010 N). Como se expresó anteriormente, la evidencia empírica probó que al alcanzar la máxima carga la falla sobrevino en esta sub-muestra a través de la formación de fisuras (30%) o de bloques de corte (70%) luego de un incremento gradual de la deformación por aplastamiento de la madera. Por su parte, el valor calculado se corresponde con un modo de rotura definido por el aplastamiento de la tabla central contra el bulón, en el cual la única propiedad mecánica que desempeña un rol decisivo en el cálculo es la resistencia al aplastamiento a través de su valor característico ($f_{h,k}$). Considerando que $f_{h,k}$ también fue determinado empíricamente (Apartado 4.1.2), la importante diferencia encontrada no puede ser explicada en este caso pues todo el programa experimental de este proyecto fue desarrollado conforme a las normas europeas en el laboratorio mencionado anteriormente (Capítulo 3) y conducido por las mismas personas empleando un equipamiento debidamente calibrado.

La significativa diferencia encontrada entre el resultado experimental y el calculado alienta la elaboración de un proyecto específico orientado a investigar la influencia de dos factores sobre la capacidad portante, los cuales en esta oportunidad no fueron estudiados por no estar

contemplados en los objetivos de este trabajo: i) el primero está referido al análisis de la efectividad del criterio europeo para considerar la influencia del diámetro del bulón sobre la resistencia característica al aplastamiento de la madera ($f_{h,k}$). Éste se expresa a través del factor $(1 - 0,01d)$ -aplicado anteriormente- y que fue adoptado considerando bases de datos con resultados de ensayos llevados a cabo sobre especies que no incluían la investigada en este trabajo (Ehlbeck & Werner 1992), y ii) el segundo se refiere a la influencia que el rozamiento entre las piezas unidas ejerce sobre la capacidad portante de la conexión, la cual no es considerada por estas las reglas de diseño para los modos de rotura por aplastamiento de la madera (modos g y h). Habida cuenta de que las tuercas deben estar firmemente ajustadas en la unión abulonada, la fricción generada entre las piezas puede proveer una resistencia adicional no considerada actualmente en el cálculo (Bejtka & Bläß 2002; Santos et al. 2009; Jorissen 1998; Coronel 1994).

Particularidades del criterio adoptado por las reglas de diseño de Argentina.

El valor característico calculado mediante la aplicación de las reglas de Argentina (2.729 N) es apenas menor al obtenido con las ecuaciones provistas en el Eurocódigo 5 (2.929 N). La relativamente pequeña diferencia encontrada es explicada por la adopción de criterios distintos en cuanto a la consideración de la influencia del diámetro del bulón sobre la resistencia al aplastamiento de la madera. El CIRSOC 601 no tiene en cuenta esta influencia cuando el esfuerzo es paralelo a la dirección de las fuerzas. Por su parte, el Eurocódigo 5 - como ya se expresó anteriormente- asume que la resistencia al aplastamiento aumenta con la disminución del diámetro según el factor $(1 - 0,01d)$. En este caso, en el cual la rotura se produce por aplastamiento de la tabla central contra el bulón, acerca de lo cual coinciden ambos códigos y fue confirmado por los resultados experimentales, la discrepancia de criterios señalada explica la diferencia encontrada en la capacidad portante.

Particularidades del criterio adoptado por las reglas de diseño de Brasil.

El valor característico calculado mediante la aplicación de las reglas de Brasil (1.364 N) es el menor de todos los obtenidos en este trabajo y representa el 27% del determinado experimentalmente para la Sub-muestra de referencia. Como ya se expresó anteriormente, a diferencia del Eurocódigo 5 y del CIRSOC 601 que tienen en cuenta los cuatro modos de rotura posibles propuestos por Johansen para conexiones de doble cortadura, el criterio

adoptado por la norma de Brasil considera que la resistencia de la conexión puede definirse de dos modos: por aplastamiento de la madera o por flexión del clavo. En este caso particular el modo de rotura se definió por aplastamiento de la madera como se expresó anteriormente porque resultó $\beta < \beta_{lim}$.

La expresión que provee la capacidad portante ($R_{vk,1} = 0,50 t d f_{e0,k}$) explica el relativamente bajo valor obtenido para la resistencia por cada bulón según esta norma (1.364 N) el que a su vez es exactamente la mitad del provisto por las reglas de Argentina (2.729 N). La expresión multiplica el valor de la tensión de aplastamiento por el diámetro (d), por el espesor nominal (t) y por el factor 0,5. Siendo $t = 11,25$ mm, aplicando este criterio se acepta que el aplastamiento de la madera se extiende a un cuarto del espesor de la tabla central por cada sección de corte. Para conexiones con dos secciones de corte el resultado de la expresión se debe duplicar, lo que implica aceptar que el aplastamiento se manifiesta solamente sobre la mitad del espesor de la tabla central, lo cual no parece coherente con el comportamiento mecánico de las uniones estudiadas. El valor encontrado aplicando la expresión correspondiente del CIRSOC 601 (2.729 N) duplica al calculado según la NBR 7190, pues según el criterio adoptado por las reglas de Argentina las tensiones de aplastamiento se extienden a todo el espesor de la tabla central.

Un análisis detallado de la configuración de las uniones que son objeto de estudio, indica que no se cumplieron todos los requisitos establecidos en la norma NBR 7190 (ABNT 2010). Esta norma prescribe que los bulones deben tener un diámetro mínimo de 9,5 mm y una tensión característica de fluencia mínima ($f_{y,k}$) de 250 N/mm². No obstante, esta circunstancia no invalida el análisis efectuado en el párrafo anterior acerca de la aparente incoherencia existente en la consideración del área de aplastamiento que se genera en el miembro central de una conexión con dos secciones de corte.

Comparación de los resultados obtenidos según los lineamientos de cálculo con los determinados experimentalmente para las sub-muestras con espaciado modificado.

Los resultados presentados en la *Tabla 4.13* permitieron comprobar que los valores característicos de la capacidad portante -por cada bulón- calculados según el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), el Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) y la norma NBR

7190 (ABNT 2010), son significativamente menores que los valores determinados experimentalmente para todas las sub-muestras estudiadas. Por otra parte, salvo algunas particularidades exhibidas por la Sub-muestra con espaciamiento aumentado respecto del de referencia, los ensayos estandarizados probaron la inexistencia de diferencias significativas en el comportamiento mecánico de los cuerpos de prueba con distintos parámetros geométricos.

Lo expresado en el párrafo anterior justifica la realización de un análisis orientado a disminuir el tamaño de las conexiones -sin afectar la seguridad estructural- y considerando incluso la Sub-muestra con menores parámetros geométricos (6B), cuya configuración coincide con la adoptada por las reglas de EEUU (NDS 2012). El valor característico de la capacidad portante por bulón obtenido experimentalmente para la Sub-muestra 6B (4.836 N) es 65%, 77% y 255% superior al calculado según el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005), el CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) y la norma NBR 7190 (ABNT 2010), respectivamente. Por su parte, la longitud de las filas abulonadas de la Sub-muestra 6B alcanza un 76% de la correspondiente a la Sub-muestra de referencia ($2B_{ref}$) y un 62% de la adoptada para la Sub-muestra 1B, que coincide con el criterio de las reglas de Argentina.

Con referencia este último caso, por ser de interés para nuestro país, puede afirmarse que los resultados experimentales confirmaron que una importante reducción (38%) en la longitud (y el área) de las conexiones puede lograrse manteniendo a su vez un valor característico de la capacidad portante 77% mayor que el calculado según los lineamientos del Reglamento de Argentina. Es decir que también en este caso la particularmente elevada capacidad portante encontrada experimentalmente para las uniones múltiples con bulones de pequeño diámetro en comparación con la calculada según las reglas de diseño, compensa la debilidad encontrada para la resistencia al aplastamiento de la especie (ver el Apartado 4.1.2).

4.2.3 Deslizamiento de las conexiones múltiples.

La *Tabla 4.14* presenta los principales resultados determinados experimentalmente para el módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}) en las conexiones múltiples. La información está discriminada para clavos y bulones y en el caso de las juntas clavadas se indica separadamente para cada dirección de las fibras respecto del esfuerzo y para cada diámetro.

Por tratarse de juntas múltiples con distinta cantidad de elementos de fijación (a su vez con distintas características), el valor de K_{ser} se expresa para cada elemento de fijación en N/mm siguiendo el criterio de las reglas de diseño y de las normas de ensayo EN 1380 (2009) y EN 26891 (1991). Esta relación, que expresa la fuerza necesaria en cada elemento de fijación para producir un deslizamiento unitario de la conexión, es la empleada habitualmente para propósitos prácticos vinculados al diseño estructural.

A diferencia de los valores presentados en la *Tabla 4.4* (Apartado 4.1.4), en este caso el deslizamiento de las conexiones se origina en la deformación por aplastamiento de la madera y -dependiendo del modo de rotura de la conexión- en la deformación flexional de los elementos de fijación. A su vez, todos los resultados presentados en la *Tabla 4.14* se obtuvieron sobre juntas con dos secciones de corte constituidas por 3 piezas de madera. No obstante las diferencias señaladas, los valores del COV prueban también para estas conexiones múltiples una elevada variabilidad de los resultados.

La *Tabla 4.14* confirma también para las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro una importante influencia de la dirección de las fibras sobre los valores del módulo de deslizamiento instantáneo. Un análisis general indica que las conexiones con carga perpendicular a la dirección de las fibras presentaron menores valores de K_{ser} . En particular, un análisis detallado de la información indica que las configuraciones 6C y 7C -con dos tablas cargadas en dirección perpendicular- presentaron menores valores de K_{ser} que las configuraciones 8C y 9C, donde solamente una tabla estuvo cargada en dirección perpendicular (ver el Capítulo 3). Como se expresó anteriormente, la influencia de la dirección de las fibras sobre el valor de K_{ser} encontrada en este trabajo (tanto para conexiones simples como múltiples) es congruente con la anisotropía de la madera pero, curiosamente, no ha sido tenida en cuenta por la experiencia internacional para la estimación del módulo de deslizamiento.

Tabla 4.14 Principales resultados del módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}) obtenidos para las conexiones múltiples.

Sub-muestras clavos d=2,5mm- carga paralela a las fibras a₂=a₄=5d, n=64	1C_{ref. 2,5}	2C_{2,5}	3C_{2,5}	4C_{2,5}	5C_{2,5}
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₁ = 10d, a ₃ =15d	a ₁ = 7d, a ₃ =12d	a ₁ = 7d, a ₃ =10d	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d
n	12	12	13	11	16
K_{ser} (N/mm) - valor medio	1.652	1.074	1.082	824	719
COV (%)	45	28	25	26	22
Todas las sub-muestras					
Densidad (kg/m ³) ^(a) - valor medio	510				
COV (%)	13				
Sub-muestras clavos d=2,2mm carga paralela a las fibras a₂=5d, a₄=5,2d, n=54	1C_{ref.2,2}	2C_{2,2}	3C_{2,2}	4C_{2,2}	5C_{2,2}
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₁ = 10d, a ₃ =15d	a ₁ = 7d, a ₃ =12d	a ₁ = 7d, a ₃ =10d	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d
n	12	11	10	11	10
K_{ser} (N/mm) - valor medio	1.928	816	683	940	711
COV (%)	50	27	37	34	39
Todas las sub-muestras					
Densidad (kg/m ³) ^(a) - valor medio	522				
COV (%)	14				
Sub-muestras clavos d=2,5mm carga perpendicular a las fibras a₁=6,7d; n=20	6C_{2,5}	7C_{2,5}	8C_{2,5}	9C_{2,5}	
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₂ = 7d, a ₄ =5d	a ₂ = 6,6d, a ₄ =7d	a ₂ = 7d, a ₄ =5d	a ₂ = 6,6d, a ₄ =7d	
n	3	6	4	3	
K_{ser} (N/mm) - valor medio	333	465	561	735	
COV (%)	41	25	32	31	
Todas las sub-muestras					
Densidad (kg/m ³) ^(a) - valor medio	489				
COV (%)	13				
Sub-muestras clavos d=2,2mm carga perpendicular a las fibras a₁=7,6d; n=19	6C_{2,2}	7C_{2,2}	8C_{2,2}	9C_{2,2}	
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₂ = 8,1d, a ₄ =5d	a ₂ = 7,7d, a ₄ =7d	a ₂ = 8,1d, a ₄ =5d	a ₂ = 7,7d, a ₄ =7d	
n	4	4	3	3	
K_{ser} (N/mm) - valor medio	501	425	834	849	
COV (%)	18	21	56	5	
Todas las sub-muestras					
Densidad (kg/m ³) ^(a) - valor medio	510				
COV (%)	13				

Tabla 4.14 (Continuación)

Sub-muestras bulones d=6,35mm a ₂ =a ₄ =5,2d, n=64	1B	2B _{ref}	3B	4B	5B	6B
Espaciamientos y distancias para cada sub-muestra	a ₁ = 7d, a ₃ =7d	a ₁ = 5d, a ₃ =7d	a ₁ = 4d, a ₃ =7d	a ₁ = 7d, a ₃ =5d	a ₁ = 5d, a ₃ =5d	a ₁ = 4d, a ₃ =5d
n	6	10	13	11	12	12
K _{ser} (N/mm) - valor medio	4.292	2.877	7.098	3.063	3.263	6.299
COV (%)	27	29	43	42	33	68
Todas las sub-muestras						
K _{ser} (N/mm) - valor medio	4.276					
COV (%)	64					
Densidad (kg/m ³) ^(a) - valor medio	522					
COV (%)	14					

(a) valor de la densidad ajustado al contenido de humedad de referencia del 12% acorde a EN 384 (2010).

Las juntas abulonadas, en congruencia con los resultados obtenidos para la capacidad portante, no mostraron una relación clara entre el espaciamiento y el valor del módulo de deslizamiento instantáneo. Curiosamente, los mayores valores de K_{ser} (7.098 N/mm y 6.299 N/mm) fueron exhibidos por dos Sub-muestras con espaciamiento muy reducido respecto del de referencia (3B y 6B).

Conforme al criterio del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1 2005) el valor de K_{ser} (N/mm) para clavos colocados sin pre-perforación en uniones madera-madera -por elemento de fijación y sección de corte- se calcula con la expresión $K_{ser} = \rho_m^{1.5} d^{0.8} / 30$ donde ρ_m es el valor medio de la densidad (kg/m³) y d el diámetro del clavo (mm). Reemplazando los valores correspondientes a las juntas ensayadas y teniendo en cuenta las dos secciones de corte se obtiene K_{ser} = 1.598 N/mm y 1.494 N/mm para las conexiones cargadas en la dirección de las fibras con clavos de diámetro 2,5 mm y 2,2 mm, respectivamente. Los valores correspondientes para las conexiones con carga perpendicular a las fibras alcanzaron 1.500 N/mm y 1.443 N/mm. Como estas reglas no consideran la dirección de las fibras, la no coincidencia entre los valores presentados para un mismo diámetro se debe a las pequeñas diferencias presentadas por la densidad. La comparación de estos valores con los determinados experimentalmente (Tabla 4.14) prueba que el criterio de las reglas europeas expresa adecuadamente el valor de K_{ser} en las sub-muestras con el espaciamiento de referencia y solicitadas paralelamente a la dirección de las fibras, ya que el valor calculado para clavos con d = 2,5 mm (1.598 N/mm) representa el 97% del determinado empíricamente

(1.652 N/mm) y el porcentaje correspondiente para las juntas con $d = 2,2$ mm alcanza 77%. Contrariamente, para los clavos solicitados en dirección perpendicular a las fibras los valores calculados sobreestiman excesivamente el valor experimental de K_{ser} .

Con relación a las juntas abulonadas madera-madera, las reglas europeas proveen la siguiente expresión para calcular el valor del módulo de deslizamiento instantáneo por elemento de fijación y sección de corte: $K_{ser} = \rho_m^{1,5} d / 23$ donde ρ_m es el valor medio de la densidad (kg/m^3) y d el diámetro del elemento (mm). Reemplazando los valores correspondientes y teniendo en cuenta las dos secciones de corte se obtiene $K_{ser} = 6.585$ N/mm. La comparación de este valor con los resultados experimentales presentados en la *Tabla 4.14* indica una sobreestimación del 54% respecto del valor de K_{ser} determinado para el conjunto de las sub-muestras (4.276 N/mm).

El CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) provee dos criterios para calcular el módulo de deslizamiento instantáneo por cada elemento de fijación y sección de corte, los cuales tienen en cuenta la importancia del deslizamiento para el diseño. Cuando el deslizamiento (N/mm) no es un requerimiento importante se puede obtener como $246 D^{1,5}$ en uniones madera-madera como las investigadas en este caso, donde D es el diámetro del elemento (mm). Cuando el deslizamiento es un requerimiento importante del proyecto, el módulo se calcula como $\rho_{0,05}^{1,5} D^{0,8} / 25$ para conexiones con clavos sin pre-perforación y como $\rho_{0,05}^{1,5} D / 20$ para uniones abulonadas, donde $\rho_{0,05}$ es el valor característico de la densidad (kg/m^3).

Reemplazando los valores correspondientes a las conexiones clavadas y cargadas en dirección de las fibras, se obtiene $K_{ser} = 246 D^{1,5} = 1.945$ N/mm y 1.605 N/mm para clavos de 2,5 mm y 2,2 mm respectivamente. Si el deslizamiento es un requerimiento importante del proyecto los resultados son $K_{ser} = \rho_{0,05}^{1,5} D^{0,8} / 25 = 1.337$ N/mm y 1.194 N/mm. La comparación de estos resultados con los obtenidos empíricamente (*Tabla 4.14*) indica que los calculados según el primer criterio expresan adecuadamente el comportamiento de las sub-muestras con el espaciamiento de referencia. El segundo criterio, más conservador, refleja razonablemente -aunque por exceso- el comportamiento de las sub-muestras con espaciamiento reducido. Reemplazando los valores correspondientes a las uniones clavadas y solicitadas perpendicularmente a las fibras, se obtienen prácticamente los mismos

resultados, los cuales sobreestiman muy en exceso el valor experimental de K_{ser} , como puede apreciarse efectuando una comparación con la información provista en la *Tabla 4.14*.

El cálculo de los valores correspondientes a las conexiones múltiples abulonadas cargadas en la dirección de las fibras arroja para los dos criterios de las reglas nacionales: $\gamma (K_{ser}) = 246 D^{1.5} = 7.873 \text{ N/mm}$ y $\gamma (K_{ser}) = \rho_{0,05}^{1.5} D / 20 = 5.156 \text{ N/mm}$. El último de estos valores expresa apropiadamente para fines prácticos (con una sobreestimación del 21%) el comportamiento del conjunto de las sub-muestras ($K_{ser} = 4.276 \text{ N/mm}$).

Los resultados probaron que el criterio de las reglas europeas para estimar el valor del módulo de deslizamiento instantáneo expresa apropiadamente el comportamiento mecánico de las conexiones clavadas con el espaciamiento de referencia y cargadas en dirección paralela a las fibras. Este criterio sobreestima la rigidez de las conexiones clavadas con espaciamiento reducido, de las uniones clavadas cargadas en dirección perpendicular a las fibras, y de las conexiones abulonadas. Los resultados también mostraron que el criterio de las reglas nacionales -aplicable cuando el deslizamiento es un requerimiento importante del diseño- interpreta razonablemente el comportamiento de las conexiones clavadas con espaciamiento reducido cargadas en la dirección de las fibras y también el de las conexiones abulonadas. El análisis ratificó también para las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro la necesidad de considerar la dirección de las fibras respecto del esfuerzo, la cual no es tomada en cuenta actualmente para el cálculo de K_{ser} en las reglas de diseño. La evidencia empírica confirmó que esta omisión conduce a que las expresiones recomendadas sobreestimen excesivamente la rigidez en dirección perpendicular a las fibras.

4.3 Comportamiento mecánico de conexiones con clavos de pequeño diámetro en estructuras portantes de tamaño real.

La necesidad de encontrar soluciones -tanto técnica como económicamente convenientes- al diseño y la ejecución de las conexiones mecánicas ubicadas en los nodos de estructuras reticuladas materializadas con tablas de *Eucalyptus grandis* ha adquirido importancia para las construcciones industriales y domiciliarias, como fue expresado en el Capítulo 1 de este trabajo. Se presentan y discuten a continuación los resultados obtenidos en respuesta a dos

requerimientos provenientes del sector científico-tecnológico y, del productivo de la provincia de Entre Ríos, donde las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro desempeñaron un rol decisivo para resolver los problemas planteados.

Los resultados y análisis que se presentan a continuación en los Apartados 4.3.1 y 4.3.2 permitieron satisfacer una demanda concreta de transferencia del producto de este trabajo. Paralelamente, fueron utilizados para validar en construcciones de tamaño estructural usual los resultados de los ensayos llevados a cabo en el laboratorio sobre cuerpos de prueba normalizados. Este último aspecto reviste mucha importancia desde el punto de vista del diseño y dimensionamiento, ya que las estructuras reales presentan particularidades constructivas que no permiten replicar exactamente la precisión alcanzada en los ensayos de laboratorio.

Se ha incluido la verificación del cumplimiento de requisitos establecidos por Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b). Estos requisitos fueron presentados anteriormente en el Capítulo 2 pero también pueden ser consultados con un mayor nivel de detalles en el reglamento citado. Para facilitar la tarea de los lectores que adopten esta última opción, se mantuvo la simbología original adoptada por éste.

4.3.1 Vigas reticuladas destinadas a la estructura de viviendas.

En respuesta al interés del Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), Estación Experimental Agropecuaria (EEA) Concordia, se procedió a diseñar e investigar el comportamiento mecánico de vigas reticuladas materializadas con tablas de *Eucalyptus grandis* y conexiones con clavos de pequeño diámetro colocados neumáticamente. Los requisitos del diseño (y verificación experimental sobre prototipos de tamaño real) incluyeron el soporte adecuado de las cargas y el control de las deformaciones en vigas destinadas a un nuevo modelo de vivienda. Los materiales y los métodos empleados fueron descriptos en el Capítulo 3 y los resultados se presentan y discuten a continuación.

4.3.1.1 Capacidad portante y modo de rotura de los modelos.

La carga que produjo la rotura alcanzó 8.600 N, 7.420 N y 9.900 N para la viga 1, 2 y 3, respectivamente. Por su parte, el valor nominal previsto para la combinación más

desfavorable de cargas fue de 3.300 N, compuesto por acciones permanentes debidas al peso propio (300 N) y por acciones variables debidas a la ocupación y al uso (3.000 N). El cociente entre ambos valores, el de la capacidad portante determinada experimentalmente y el de la carga nominal de proyecto, oscila entre 2,25 y 3 para los prototipos ensayados. Si se tiene en cuenta la influencia de la duración de las cargas previstas sobre la resistencia de la madera (ABNT 2010; INTI CIRSOC 2013b; NDS 2012; NCh 1198 2007; EN 1995-1-1 2005) y que la duración de los ensayos estuvo comprendida entre 180 y 420 segundos (EN 408 2010) como se describió en el Capítulo 2, conforme al criterio de las reglas de diseño de nuestro país resulta adecuada la seguridad provista por la viga 3, pero es insuficiente para las dos restantes.

La *Figura 4.19* exhibe la viga 1 durante el ensayo (izquierda) y las características de su rotura (derecha). Como puede apreciarse, los ejes de las diagonales y del cordón no coinciden exactamente en cada nodo, lo cual obedece a la necesidad de lograr un espacio adecuado para ubicar los elementos de fijación de la conexión. Si bien las excentricidades deben minimizarse porque originan esfuerzos secundarios (Racher 1995), razones vinculadas a las prácticas constructivas y a la economía normalmente hacen inevitable su aparición.



Figura 4.19 Estructura reticulada (viga 1) durante la realización del ensayo (izquierda) y una vez culminado el mismo (derecha).

Como ilustra la *Figura 4.19*, la viga 1 alcanzó la falla (luego de experimentar una deformación muy importante) por una combinación de esfuerzos axiales y de flexión en los cordones. La rotura se manifestó inicialmente en el cordón superior -exhibiendo las

características típicas de una rotura frágil- e inmediatamente después colapsó el cordón inferior. Al momento de alcanzar la carga máxima, las conexiones (con 4 clavos cada una) ubicadas en los tercios laterales -y por lo tanto solicitadas por un importante esfuerzo cortante- experimentaron un deslizamiento medio de 4 mm. La comparación de este valor con los presentados en el Apartado 4.2.1 para las conexiones con clavos de 2,2 mm de diámetro ensayadas con un modelo estándar conforme a la norma europea EN 1380 (2009), prueba que al momento de producirse el colapso las uniones de la viga 1 también estaban cercanas a alcanzar la falla.

Influencia del deslizamiento de las conexiones sobre el modo de rotura.

Con el propósito de explicar el modo de rotura alcanzado se analizó la evolución de la deformación en el centro de cada viga en función del incremento de la carga aplicada. Esta información puede apreciarse en la *Figura 4.20* en forma discriminada para cada uno de los 3 prototipos ensayados, hasta las deformaciones producidas por una carga de 5.500 N, pues para ese estado de solicitaciones la deformación en las vigas 1 y 2 (ambas con 4 clavos en cada conexión) ya era del orden de 1 / 160 de la luz. A partir de ese momento se registró solamente la carga hasta alcanzar los valores de rotura mencionados anteriormente y en esa instancia final se midió el deslizamiento de las conexiones.

En la figura mencionada se exhibe también el valor de la deformación en el centro de las vigas, calculada considerando la deformación elástica de las barras que las componen pero ignorando la influencia del deslizamiento de las conexiones. Dado que los 3 prototipos presentaron una geometría similar (haciendo excepción de la cantidad de clavos en las conexiones), se obtuvieron resultados casi coincidentes y por lo tanto fueron graficados en forma conjunta. Teniendo en cuenta que la madera empleada en la construcción de las vigas cumplía los requisitos de la clase resistente 2 según el método adoptado por la norma IRAM 9662-2 (2006), los cálculos se realizaron asumiendo un valor del módulo de elasticidad igual a 12.500 N/mm², empleando un software apropiado.

La *Figura 4.20* muestra un comportamiento no lineal de los 3 prototipos, con características similares al encontrado en el tramo inicial del proceso de carga llevado a cabo sobre las conexiones múltiples ensayadas según la norma europea EN 1380 (2009), tópico que ya fue

discutido en el Apartado 4.2.1. La marcada falta de linealidad pone en evidencia que también en este caso la formación de rótulas plásticas en los clavos comenzó con cargas relativamente bajas y luego continuó desarrollándose gradualmente.

La *Figura 4.20* pone de manifiesto también la gran influencia del deslizamiento de las conexiones sobre la deformación de las vigas, con una contribución varias veces mayor que la correspondiente a la deformación elástica de las barras, lo cual es congruente con la experiencia internacional recogida en este tipo de estructuras (Hilson 1995c). Es de destacar también que el aporte del deslizamiento de las conexiones a la deformación global en los prototipos con 4 clavos en sus conexiones (vigas 1 y 2) es prácticamente el doble que el experimentado en el que exhibe 8 clavos en las uniones (viga 3) para cada nivel de carga, lo cual está en línea con el esfuerzo soportado por cada clavo en ambos casos.

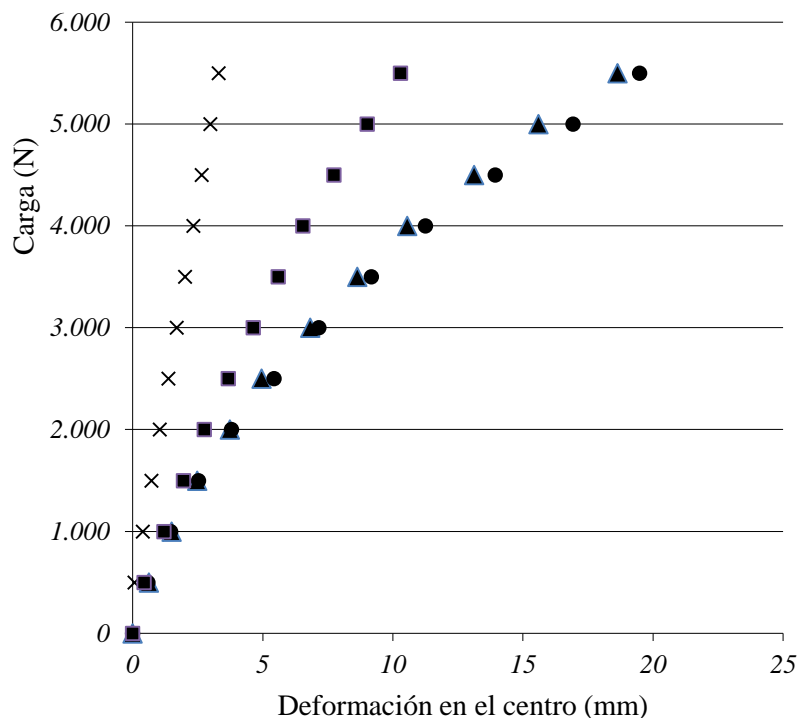


Figura 4.20 Evolución de la deformación en el centro de las vigas en función de la carga aplicada.

x: deformación elástica calculada sin considerar el deslizamiento de las uniones;
 ▲: deformación en la viga 1; ●: deformación en la viga 2; ■: deformación en la viga 3.

El conocimiento del módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}) por cada elemento de fijación es indispensable para calcular el deslizamiento de las conexiones y en definitiva la deformación de la estructura. Con ese propósito se efectuó un análisis estructural detallado de la viga 3 para los niveles de carga-deformación indicados en la *Figura 4.20*. Empleando software adecuado y asumiendo un valor del módulo de elasticidad de 12.500 N/mm^2 , se obtuvo el valor promedio de K_{ser} para cada nivel de carga-deformación registrado en el ensayo. Las mediciones del deslizamiento de dos conexiones durante el ensayo (ver el Capítulo 3) se utilizaron para controlar el proceso de cálculo. Los resultados se exhiben en la *Figura 4.21*, donde puede apreciarse que la evolución de K_{ser} explica claramente el comportamiento no lineal de las vigas.

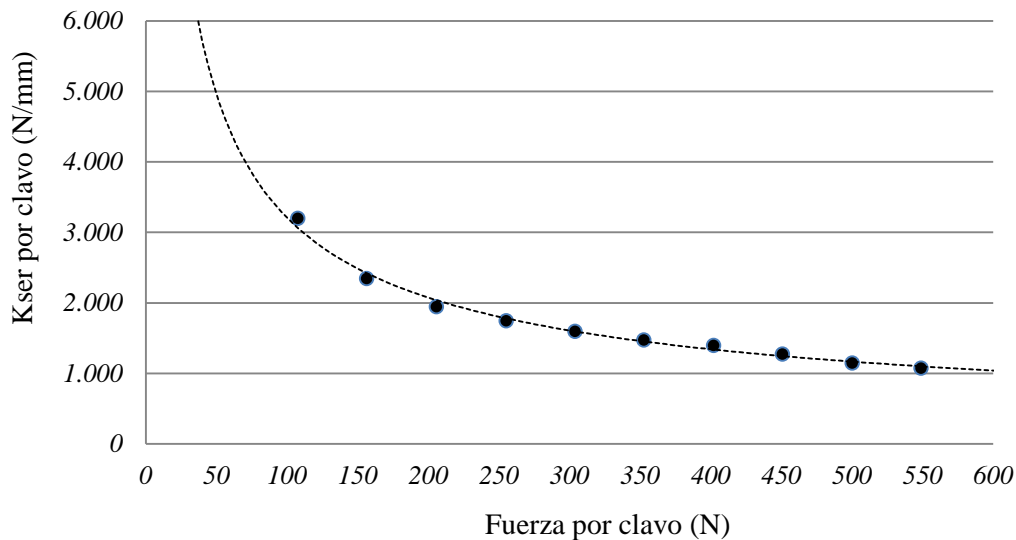


Figura 4.21 Valores de K_{ser} en función de la fuerza sobre el clavo.

Línea de tendencia: $K_{ser} = 58036 \text{ Fuerza}^{-0,629}$; $R^2 = 0,9915$.

En la *Figura 4.21* se incluyó la línea de tendencia que presenta un buen ajuste con los valores determinados ($R^2 = 0,9915$). La extrapolación de esta línea para valores menores de la fuerza indica un rápido incremento de K_{ser} (rigidez de la conexión) que es congruente con el comportamiento de los clavos cuando las conexiones están sometidas a cargas bajas (ver la *Figura 4.10*). Por el contrario, la extensión de la línea hacia valores crecientes de la carga indica un rápido descenso de K_{ser} , en línea con el comportamiento encontrado en las uniones clavadas cuando se encuentran en la fase final de su resistencia. No obstante el excelente ajuste de la línea de tendencia, su extrapolación en ambos sentidos debe hacerse con cautela

debido a que este tipo de conexiones exhibe distintas fases antes de alcanzar la rotura, tópico que ya fue analizado en detalle en el Apartado 4.2.1.

Los códigos de diseño proveen un único valor de K_{ser} , ya que considerar su variación en función de la carga actuante implica una complejidad excesiva para propósitos prácticos vinculados al cálculo estructural (INTI CIRSOC 2013b; EN 1995-1-1 2005; Hilson 1995c; Racher 1995). Como se expresó anteriormente, un criterio aceptado internacionalmente es determinar su valor para una carga igual al 40% de la que produce la falla de la conexión, pues ese nivel de sollicitación actúa habitualmente sobre las estructuras en servicio (EN 1380 2009; EN 383 2007; EN 26891 1991). Con el propósito de verificar si el valor de K_{ser} determinado en base al comportamiento del prototipo 3 (*Figura 4.21*) es congruente con el obtenido de los ensayos normalizados, se llevó a cabo un análisis pormenorizado sobre la base de los valores medios. Teniendo en cuenta el espaciamiento adoptado para el clavado de las conexiones en la viga, la carga promedio de agotamiento por clavo es de 1.940 N (*Tabla 4.5*) y, consecuentemente, el 40% de la misma alcanza 776 N. Según la línea de tendencia presentada en la *Figura 4.21*, el valor del módulo de deslizamiento instantáneo para esa carga resulta $K_{ser} = 58036 * 776^{0,629} = 883$ N/mm. Teniendo en cuenta la configuración y el ángulo de inclinación de las diagonales respecto del cordón (45°), el valor de K_{ser} obtenido sobre la estructura real (883 N/mm) debe ser comparado con uno intermedio entre los determinados según la norma EN 1380 (2009) en dirección paralela (1.928 N/mm) y perpendicular (425 N/mm) a las fibras (ver la *Tabla 4.14*). Adoptando para este propósito el criterio de Hankinson (INTI CIRSOC 2013b) resulta $K_{ser,45^\circ} = (1.928 * 425) / (1.928 * 0,5 + 425 * 0,5) = 700$ N/mm, valor que representa el 79% del determinado sobre el comportamiento del prototipo 3. La variabilidad encontrada para esta propiedad en los ensayos estandarizados presentados en el Apartado 4.2.3 de este trabajo, así como la reportada por otros investigadores (Jorissen 1998), y el hecho de que se está comparando un valor determinado sobre una estructura real con otro obtenido sobre cuerpos de prueba normalizados, justifican la diferencia encontrada entre ambos valores de K_{ser} .

Para estudiar la influencia del deslizamiento de las conexiones sobre el modo de falla de la viga 1 (*Figura 4.19*) se efectuó un análisis del estado tensional al momento de alcanzar la carga máxima. Para este propósito se emplearon, además de la geometría y el módulo de

elasticidad correspondiente a la calidad de madera empleada (12.500 N/mm^2), parámetros registrados durante los ensayos tales como el deslizamiento medio de las conexiones en los tercios laterales al momento de la falla (4 mm) y el valor de la carga máxima (8.600 N). Los resultados se exhiben en la parte superior de la *Figura 4.22* donde se puede apreciar la introducción de importantes tensiones de flexión en ambos cordones, las cuales reflejan la influencia del deslizamiento de las conexiones que los vinculan con las barras de alma (diagonales).

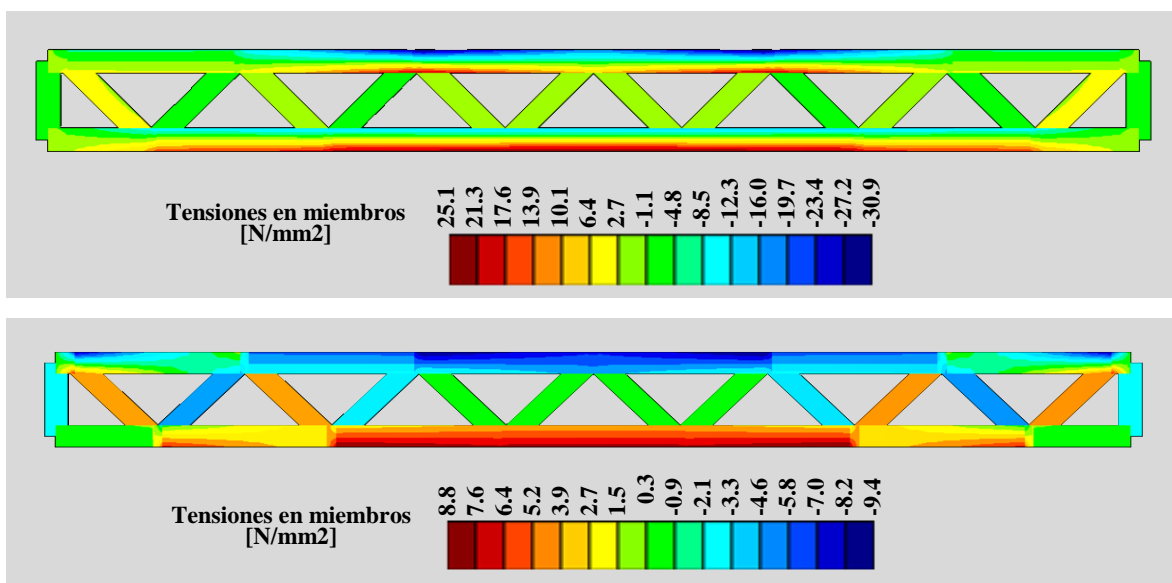


Figura 4.22 Estado tensional en la viga 1 al alcanzar la carga máxima (arriba). Estado tensional ignorando el deslizamiento de las conexiones (abajo).

Con el fin de apreciar más claramente la influencia de este deslizamiento sobre la distribución de esfuerzos, en la parte inferior de la *Figura 4.22* se presenta el estado tensional obtenido ignorando el deslizamiento de las conexiones. Resulta evidente en este último la preponderancia de tensiones de compresión en el cordón superior y de tracción en el inferior, y en ambos casos con valores significativamente menores (oscilando entre $+8,8 \text{ N/mm}^2$ y $-9,4 \text{ N/mm}^2$) que los presentados en la parte superior de la figura (entre $+25,1 \text{ N/mm}^2$ y $-30,9 \text{ N/mm}^2$). La comparación de los dos estados tensionales explica también que la mayor capacidad portante fuera exhibida por la viga 3 (9.900 N), pues la mayor rigidez de sus conexiones (8 clavos) minimizó el deslizamiento de las mismas y en consecuencia su estado tensional alcanzó valores intermedios entre los presentados en la *Figura 4.22*.

Resulta interesante comparar los estados tensionales de las barras de alma exhibidos en las dos partes de la *Figura 4.22*. En la parte inferior se observan importantes tensiones en las diagonales ubicadas en los tercios laterales, lo cual es congruente con la inexistencia de deslizamientos en las conexiones. Se advierten claramente las traccionadas y las comprimidas, las que a su vez se diferencian de las ubicadas en el tercio central que prácticamente no absorben esfuerzos. En la parte superior se aprecia que el deslizamiento de las conexiones disminuye la absorción de esfuerzos por parte de las diagonales, lo cual está en línea con una mayor deformación de los cordones y la introducción en éstos de importantes tensiones de flexión, como ya fuera comentado anteriormente.

Un análisis detallado del estado presentado en la parte superior de la *Figura 4.22* mostró que en los nodos de aplicación de las cargas se alcanzaron las máximas tensiones del cordón superior, con valores de $-30,9 \text{ N/mm}^2$ (destacadas en azul) y $+22,6 \text{ N/mm}^2$ (rojo), lo cual evidencia solicitaciones de flexo-compresión. Por su parte, la zona central del cordón inferior alcanzó valores de $-16,2 \text{ N/mm}^2$ y $+25,1 \text{ N/mm}^2$, indicando la existencia de flexo-tracción. Considerando que la resistencia característica de la madera empleada es $24,0 \text{ N/mm}^2$, $14,0 \text{ N/mm}^2$ y $21,0 \text{ N/mm}^2$ en flexión, tracción y compresión perpendicular a las fibras, respectivamente (IRAM 9662-2 2006; INTI CIRSOC 2013b), los resultados del análisis estructural son congruentes con el modo de rotura encontrado experimentalmente, ya descrito en el tercer párrafo de este apartado y exhibido en la *Figura 4.19*.

El análisis detallado también mostró que cuando la viga 1 alcanzó la carga máxima la conexión más solicitada soportaba un esfuerzo axial igual a 5.886 N , lo cual implica un esfuerzo de 1.472 N por cada clavo. La comparación de este valor con el característico (*Tabla 4.5*) correspondiente al espaciamiento adoptado en el clavado de la viga (1.738 N) confirma que al momento de producirse el colapso de la viga 1, las uniones también estaban cercanas a alcanzar la falla, lo cual es congruente con el deslizamiento medido en las mismas (4 mm).

4.3.1.2 Verificación de las condiciones de servicio en los modelos.

El análisis de las condiciones de servicio adquiere gran importancia en los miembros estructurales de madera sometidos a flexión como es el caso que se estudia. Las limitaciones

establecidas en este aspecto condicionan frecuentemente las dimensiones de los miembros estructurales en mayor medida que los requerimientos resistentes (Thelandersson 1995; Hunt 1999; Torrán et al. 2008). Los resultados encontrados experimentalmente para los 3 prototipos y su análisis en comparación con los requerimientos normativos se exponen a continuación.

En la *Tabla 4.15* se exhiben las deformaciones totales en el centro de los 3 prototipos para un rango de cargas que cubre el valor nominal de las acciones previstas (3.300 N). En congruencia con la similitud encontrada para la capacidad portante y el modo de rotura de las vigas 1 y 2 (con 4 clavos en cada conexión) se observa que ambas experimentaron deformaciones similares para cada nivel de carga. Por el contrario, la viga 3 (con 8 clavos en cada conexión) registró deformaciones sensiblemente inferiores. La tabla exhibe también el valor de la deformación elástica calculada considerando la deformación de las barras que las componen pero ignorando la influencia del deslizamiento de las conexiones. Como se expresó anteriormente, como la geometría de los 3 prototipos es similar (haciendo excepción de la cantidad de clavos en las conexiones), los resultados de la deformación elástica son también casi coincidentes para los 3 casos y por lo tanto se presentan en forma conjunta.

Tabla 4.15 Deformación en el centro de cada viga en el rango de cargas de servicio

Carga (N)	Deformación en el centro (mm)			
	Elástica ⁽¹⁾	Total viga 1	Total viga 2	Total viga 3
2.500	1,4	5,0	5,4	3,7
3.000	1,7	6,8	7,2	4,6
3.500	2,0	8,6	9,2	5,6
4.000	2,3	10,6	11,3	6,5

(1): ignora la influencia del deslizamiento de las conexiones.

Para verificar si los prototipos analizados cumplen con las recomendaciones referidas a las deformaciones máximas que proveen las reglas de aplicación nacional en estructuras de madera (INTI CIRSOC 601 2013b), es necesario tener en cuenta que éstas requieren verificar por separado la deformación instantánea producida por las cargas variables de la deformación final ocasionada por la totalidad de las cargas. En este caso particular las

acciones debidas a la ocupación y al uso (variables) representan 3.000 N o sea que representan el 90% del total (3.300 N).

El CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 601 2013b) recomienda que en estructuras de viviendas la deformación instantánea debida a las cargas variables, $\Delta_{i(V)}$, no exceda 1 / 360 de la longitud del elemento flexionado, valor que en este caso alcanza 8,9 mm. La información exhibida en la *Tabla 4.15* permite apreciar que esta limitación se satisface para los 3 modelos estudiados, ya que la deformación medida bajo una carga de 3.000 N alcanzó 6,8 mm, 7,2 mm y 4,6 mm para la viga 1, 2 y 3 respectivamente. Es muy interesante observar que si se hubiese efectuado el control calculando teóricamente la deformación elástica, es decir ignorando la influencia del deslizamiento de las conexiones, el valor determinado para $\Delta_{i(V)}$ hubiese sido igual a 1,7 mm (*Tabla 4.15*). Estos resultados evidencian que el deslizamiento de las conexiones -cuya influencia sobre la capacidad portante y el modo de rotura ya fue discutida en el apartado anterior- también desempeña un rol muy importante en los aspectos vinculados a la funcionalidad de los modelos (Hilson 1995c).

Con referencia a la deformación neta final producida por la totalidad de las cargas, $\Delta_{fnet (TC)}$, las reglas de diseño nacionales recomiendan que en estructuras de viviendas la misma no supere 1 / 300 de la luz del miembro flexionado, valor que en este caso resulta 10,6 mm. El cálculo de $\Delta_{fnet (TC)}$ requiere la consideración de las deformaciones diferidas (creep), que en el caso de nuestro país se determina con la expresión $\Delta_f = K_{cr} \Delta_{i(LD)} + \Delta_{i(CD)}$ donde Δ_f es la deformación final, K_{cr} es el factor de deformación dependiente del tiempo, $\Delta_{i(LD)}$ es la deformación instantánea producida por las cargas permanentes y de larga duración, y $\Delta_{i(CD)}$ es la deformación instantánea producida por las cargas de corta duración. En este caso se puede admitir -conservadoramente- que la carga permanente y toda la sobrecarga debida a la ocupación y el uso constituyen cargas de larga duración (INTI CIRSOC 601 2013b). La deformación global medida en el centro de cada prototipo bajo la acción de una carga de 3.300 N, obtenida por interpolación de la *Tabla 4.15* alcanza 7,9 mm, 8,4 mm y 5,2 mm para la viga 1, 2 y 3 respectivamente. Considerando que K_{cr} es igual a 1,5 para vigas prefabricadas cargadas en estado seco y ubicadas en clima interior, como es el caso analizado, resulta $\Delta_{fnet (TC)} = 11,9$ mm para la viga 1 y 12,6 mm para la viga 2, comprobándose que ambos valores exceden el límite recomendado (10,6 mm) por el Reglamento CIRSOC

601 (INTI CIRSOC 2013b). En cambio, para la viga 3 este requisito se satisface ya que $\Delta_{fnet(TC)} = 1,5 * 5,2 = 7,8 \text{ mm} < 10,6 \text{ mm}$.

Los resultados presentados y discutidos en estos dos apartados probaron que el comportamiento de las conexiones en la estructura real fue congruente con el determinado sobre cuerpos de prueba estandarizados, ratificando la particularmente elevada capacidad portante de estas conexiones. Confirmaron a su vez la necesidad de contemplar la influencia del deslizamiento de las conexiones sobre el comportamiento global de la estructura. Los resultados también mostraron que la rigidez de las conexiones crece potencialmente cuando decrece linealmente el esfuerzo actuante, y para niveles usuales de este último -que la experiencia internacional ubica en el 40% de la capacidad portante- es posible cumplir los requisitos del diseño empleando prácticas de uso habitual.

4.3.2 Estructura reticulada destinada a construcciones industriales.

En el marco de un proyecto financiado por la Agencia de Ciencia Tecnología e Innovación de Entre Ríos (ACTIER), se procedió a diseñar y verificar experimentalmente a escala natural una estructura de 12 metros de luz libre construida con tablas de *Eucalyptus grandis* y conexiones realizadas con clavos de 2,5 mm de diámetro colocados neumáticamente. La estructura estaba destinada a la cobertura de instalaciones empleadas en la industria avícola y el propósito del proyecto fue demostrar que las uniones con clavos de pequeño diámetro -dada su elevada capacidad portante y el reducido espaciamiento que requieren- proveían una solución al poco espacio disponible en los nodos de estructuras trianguladas con longitudes importantes. Los requisitos del diseño incluyeron i) el soporte adecuado de las acciones debidas al peso propio, la sobrecarga de uso y la acción del viento de referencia para la región y, ii) el control de las deformaciones bajo las acciones antes mencionadas.

Los materiales y los métodos empleados fueron descriptos en el Capítulo 3 y los resultados se presentan y discuten a continuación. La estructura completa se conformó con el reticulado central unido a dos soportes articulados a las fundaciones en su extremo inferior. El análisis completo requirió considerar aspectos no vinculados a la temática abordada en este Trabajo de Tesis. En consecuencia, y en línea con los objetivos de esta investigación, los resultados

que se presentan se focalizan en el comportamiento mecánico de las conexiones clavadas que vinculan las diagonales con los cordones del reticulado.

Resultados del ensayo de carga sobre el modelo.

Los estados de carga para los cuales se midieron las deformaciones se indican en la *Tabla 4.16*. Con el propósito de conocer la respuesta estructural en situaciones previsibles durante la vida útil de la estructura, se simularon tres estados de carga, a: peso propio + sobrecarga de uso interior, b: peso propio + sobrecarga de uso interior + viento, y c: peso propio + viento. El estado b se subdividió a su vez para 3 velocidades del viento expresadas como porcentaje de la velocidad de referencia normativa (50%, 75% y 100%). Las acciones debidas al peso propio y a la sobrecarga de uso interior se determinaron considerando las características constructivas y las prácticas de explotación industrial usuales. Las acciones del viento se determinaron siguiendo los lineamientos de las reglas nacionales de aplicación al caso.

Tabla 4.16 Valores de las cargas para cada estado considerado.

Estado de carga		Pp	S	V1	V2	V3	V4
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
a	Pp + S	2 x 0,6	4 x 0,6	-	-	-	-
b _{50%}	Pp + S + 50% V	2 x 0,6	4 x 0,6	2 x 0,8	2 x 0,55	1 x 0,4	1 x 0,6
b _{75%}	Pp + S + 75% V	2 x 0,6	4 x 0,6	2 x 2,05	2 x 1,35	1 x 1,0	1 x 1,5
b _{100%}	Pp + S + 100% V	2 x 0,6	4 x 0,6	2 x 3,45	2 x 2,3	1 x 1,6	1 x 2,6
c	Pp + 100% V	2 x 0,6	-	2 x 3,45	2 x 2,30	1 x 1,6	1 x 2,6

Pp: peso propio; S: sobrecarga de uso interior; V: acciones debidas al viento.

Dada la imposibilidad de materializar en el ensayo las cargas distribuidas (como las correspondientes al peso propio y a la acción del viento), a través de un análisis estructural se determinaron en cada caso las cargas concentradas con un efecto similar al producido por aquellas en las zonas críticas de la estructura. Los puntos de aplicación de las cargas y de medición de las deformaciones pueden apreciarse en el esquema de la estructura que se despliega en la *Figura 4.23*. La información detallada sobre los métodos empleados se encuentra en el Capítulo 3.

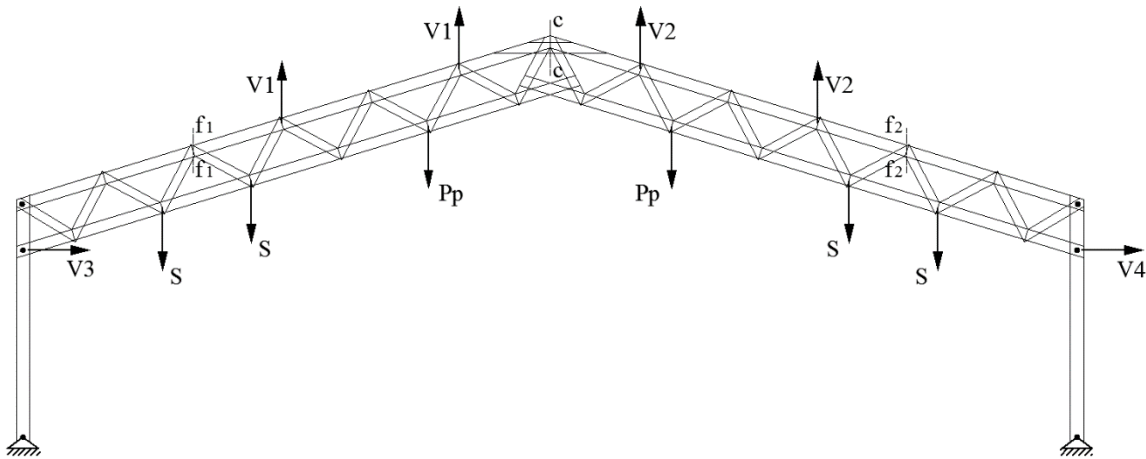


Figura 4.23 Disposición de cargas y registro de mediciones en el ensayo.

V1 y V2: viento actuando sobre el faldón 1 y el 2, respectivamente; V3 y V4: viento actuando sobre la columna 1 y la 2 respectivamente; S: sobrecarga de uso interior; Pp: peso propio; f₁-f₁: registro de deformaciones verticales en el faldón 1; c-c: registro de deformaciones verticales en la cumbrera; f₂-f₂: registro de deformaciones verticales en el faldón 2.

Los principales resultados obtenidos para las deformaciones de la estructura sometida a los distintos estados de carga se presentan en la *Tabla 4.17*. En esta tabla se exhiben también (entre paréntesis) las deformaciones calculadas considerando la deformación elástica de las barras pero ignorando la influencia del deslizamiento de las conexiones. Teniendo en cuenta que se empleó madera de *Eucalyptus grandis* con clase resistente 3 según el Suplemento 1 del CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b), y que su contenido de humedad no superó el 19%, los cálculos se realizaron empleando un software apropiado y asumiendo un módulo de elasticidad igual a 10.000 N/mm².

Tabla 4.17 Deformaciones verticales bajo los distintos estados de carga.

Estado de carga		f ₁ -f ₁	c-c	f ₂ -f ₂
		(mm)	(mm)	(mm)
a	Pp + S	4 (3)	8 (6)	5 (3)
b _{50%}	Pp + S + 50% V	0 (0)	3 (0)	3 (0)
b _{75%}	Pp + S + 75% V	-9 (-4)	-17 (-9)	-7 (-4)
b _{100%}	Pp + S + 100% V	-24 (9)	-47 (19)	-27 (10)
c	Pp + 100% V	-24 (-10)	-49 (-22)	-30 (-12)

Pp: peso propio; S: sobrecarga de uso interior; V: acciones debidas al viento; f₁-f₁: registro de deformaciones en el faldón 1; c-c: registro de deformaciones en la cumbrera; f₂-f₂: registro de deformaciones en el faldón 2; entre paréntesis se indican las deformaciones elásticas; valores positivos indican una deformación en sentido gravitatorio.

La información desplegada en la tabla anterior permite apreciar que la acción simultánea del peso propio y la sobrecarga provocó descensos en los faldones y la cumbrera, siendo este último el de mayor valor (8 mm), pero intrascendente desde el punto de vista estructural si se considera que alcanza 1 / 1.500 de la longitud del reticulado (12 m). Los resultados obtenidos para la primera etapa del estado de carga b (b_{50%}), en el cual al peso propio y la sobrecarga de uso se le adicionó el 50% de la carga de viento correspondiente a la región, muestran claramente la influencia de la succión sobre la cubierta. Estas acciones produjeron una disminución de los descensos de la cubierta en relación al estado de carga a. Los resultados para el estado de carga b_{75%} muestran ya el inicio de la supremacía de la acción del viento sobre el peso propio y la sobrecarga de uso, la cual se incrementa para el estado b_{100%} y alcanza su máxima expresión en el estado c. Éste es el más crítico para la estructura por la ausencia de la sobrecarga de uso cuyo sentido es contrario a la acción de succión del viento sobre la cubierta. En este último caso la deformación vertical (ascenso) en la cumbrera fue de 49 mm, la cual representa 1 / 245 de la longitud de la estructura y alcanza niveles usuales para el desempeño estructural en construcciones destinadas a fines industriales.

Análisis de los esfuerzos en las conexiones clavadas.

A través de un análisis estructural considerando cada estado de carga y las correspondientes deformaciones medidas durante el ensayo, fue posible determinar el deslizamiento de las conexiones y los esfuerzos en cada una de ellas. Para este fin se usó un software apropiado y, además de la geometría real, se asumió un módulo de elasticidad de 10.000 N/mm² que corresponde a la calidad de la madera empleada, como ya se expresó anteriormente. El valor máximo y el promedio de carga en las conexiones se indican en la *Tabla 4.18* para cada estado de carga.

Tabla 4.18 Esfuerzos en las conexiones para cada estado de carga.

Estado de carga		valor máximo	valor medio
		(N)	(N)
a	Pp + S	2.105	1.129
b _{50%}	Pp + S + 50% V	1.224	388
b _{75%}	Pp + S + 75% V	3.554	1.623
b _{100%}	Pp + S + 100% V	6.208	3.284
c	Pp + 100% V	7.508	3.724

Pp: peso propio; S: sobrecarga de uso interior; V: acciones debidas al viento.

Considerando que cada conexión se construyó con 10 clavos de 2,5 mm de diámetro, y que el valor característico de la resistencia por clavo alcanzó 1.592 N para la configuración correspondiente a la empleada en estas estructuras (ver la *Tabla 4.5*), se deduce que la conexión más solicitada en el estado c (7.508 N) alcanzó un 47% de su capacidad portante. El margen de seguridad está en línea con el valor de 2,2 adoptado por las reglas argentinas para diámetros menores o iguales a 4,3 mm (INTI CIRSOC 601 2013b) y, particularmente, el comportamiento claramente dúctil encontrado para las conexiones investigadas (ver el Apartado 4.2.1 y en especial las *Figuras 4.10* y *4.14*) resulta muy favorable para la confiabilidad estructural.

La simple observación de los valores máximos y medios indicados en la *Tabla 4.18* para todos los estados, permite confirmar que las conexiones estuvieron solicitadas mayoritariamente por debajo del 40% de su máximo potencial. Estos resultados obtenidos a través de un análisis estructural son congruentes con las observaciones efectuadas durante el ensayo del prototipo a escala natural y con el comportamiento exhibido por las conexiones sometidas a pruebas normalizadas (ver la *Tabla 4.5* y la *Figura 4.10*).

Análisis de las condiciones de servicio del modelo e influencia del deslizamiento de las conexiones.

La información presentada en la *Tabla 4.17* pone de manifiesto la importante influencia del deslizamiento de las conexiones sobre las deformaciones registradas en el ensayo. La contribución del deslizamiento de las uniones fue muy superior a la correspondiente a la

deformación elástica de las barras, lo cual está en línea con lo determinado para las 3 vigas de 3 m de longitud (ver el Apartado 4.3.1) y es congruente con la experiencia internacional recogida en este tipo de estructuras (Hilson1995c).

El análisis de las deformaciones constituye un aspecto central para garantizar un adecuado funcionamiento de la estructura. En este caso particular existen dos razones que fundamentan la necesidad de este análisis: i) la importante longitud de la estructura ensayada y ii) la elevada ductilidad de las conexiones empleadas, tópico ya discutido en el Apartado 4.2.1. El Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) recomienda que en instalaciones industriales las estructuras no superen una deformación final igual a $1 / 200$ de su longitud, límite que en este caso alcanza 60 mm. La observación de los datos presentados en la *Tabla 4.17* confirma que este requisito se satisface holgadamente aún en los estados más desfavorables, estados c y b_{100%}, para los cuales la deformación máxima alcanzó 49 mm y 47 mm, respectivamente. Si bien las acciones que integran el estado a (peso propio y sobrecarga de uso) pueden considerarse de larga duración y en consecuencia al valor máximo instantáneo (8 mm) habría que sumarle la componente diferida (creep), aun para las más desfavorables condiciones climáticas la deformación final alcanzaría los valores correspondientes a los estados c y b_{100%}.

Considerando que los estados c y b_{100%} implican la acción de la tormenta de referencia, su frecuencia de ocurrencia es muy baja durante la vida útil de la estructura. Puede afirmarse entonces que durante la mayor parte de la vida útil de la construcción las deformaciones máximas oscilan con un rango de 25 mm, entre 8 mm y 17 mm (*Tabla 4.17*). Este rango coincide con la deformación instantánea que produce un viento con velocidad igual al 75% de la de referencia actuando sobre la construcción cargada con su peso propio y la sobrecarga de uso interior. Si bien las reglas argentinas no limitan el valor de las deformaciones instantáneas en construcciones de uso industrial, sí lo hacen para destinos más demandantes de confort como viviendas, oficinas, comercio o recreación, donde recomiendan no superar $1 / 360$ de la longitud. La aplicación de este criterio al caso estudiado conduce a una deformación instantánea máxima de 33 mm, límite que -aunque no es exigido- se satisface cómodamente para los estados a, b_{50%} y b_{75%} (*Tabla 4.17*) o sea durante la mayor parte de la vida útil de la estructura.

Los resultados presentados y analizados en este apartado confirmaron que el comportamiento mecánico de las conexiones en estructuras de 12 m de longitud fue congruente con el encontrado en el programa empírico estandarizado según las normas europeas. Su elevada capacidad portante y el relativamente pequeño espaciamiento que requieren permitieron superar los problemas derivados del reducido espacio disponible en los nodos de la estructura reticulada. Las conexiones del modelo ensayado a escala natural mostraron un adecuado comportamiento resistente frente a los esfuerzos provocados por los estados de carga más demandantes y los requisitos del Reglamento CIRSOC 601 (2013b) para el control de las deformaciones fueron satisfechos. Estos resultados confirman la aptitud de este tipo de conexiones para estructuras de longitudes importantes, en las cuales es posible sacar provecho de la confiabilidad emergente de la elevada ductilidad de las uniones y simultáneamente satisfacer los requerimientos de serviciabilidad estructural.

Una inmediata derivación de las ventajas técnicas y económicas del sistema analizado fue la adopción del mismo por parte del sector productivo. Estudios posteriores a los presentados en este Trabajo de Tesis posibilitaron adaptar el diseño a instalaciones de dimensiones mayores que los 12 m exhibidos por la ensayada a escala natural, cuyos resultados fueron discutidos en este apartado. A modo de ejemplo, en la *Figura 4.24* puede apreciarse una construcción de 16 metros de luz por 150 metros de longitud, cuya tipología estructural y tipo de conexiones responden al modelo propuesto.



Figura 4.24 Estructura reticulada de 16m de luz de cálculo, construida con madera de Eucalyptus grandis y conexiones ejecutadas con clavos de pequeño diámetro.

5.- Conclusiones

En este capítulo se presentan -en forma concisa y sin incluir citas bibliográficas- las ideas más relevantes que se derivan del análisis presentado en el Capítulo 4 y que dan respuesta a los objetivos de este Trabajo de Tesis. Complementariamente al alcance de los objetivos, del análisis emergió la necesidad de efectuar nuevas investigaciones. En este capítulo se presentan las conclusiones obtenidas y se mencionan los futuros estudios que se considera necesario realizar para continuar consolidando el avance del conocimiento sobre la temática abordada.

5.1 Conclusiones relacionadas al primer objetivo general: conocer el comportamiento resistente y elástico de las uniones tipo clavija en tablas de *Eucalyptus grandis* cultivado en la Mesopotamia Argentina.

Referidas a la resistencia al aplastamiento en conexiones simples con un clavo rígido.

Los resultados mostraron que la resistencia al aplastamiento de la especie investigada bajo la acción de un clavo rígido con 5,5 mm de diámetro es independiente de la dirección del

esfuerzo respecto de las fibras. Este comportamiento está en línea con la experiencia internacional. El pre-taladrado no incrementó la resistencia al aplastamiento, lo cual es congruente con la experiencia norteamericana pero se contradice con la europea. La resistencia en tracción paralela al grano no difirió significativamente de la obtenida en compresión paralela, lo cual es congruente con el criterio de las normas europeas que permiten determinar experimentalmente esta propiedad empleando ambas configuraciones.

La resistencia característica al aplastamiento derivada conforme a las reglas europeas fue 37% mayor que la obtenida experimentalmente para orificios pre-taladrados. Contrariamente, alcanzó el 83% de la determinada empíricamente para orificios sin pre-taladrado. Estos resultados muestran que el procedimiento adoptado en Europa para estimar esta propiedad en juntas clavadas no es efectivo para la especie investigada.

Se encontró una elevada relación entre la densidad y la resistencia al aplastamiento. Un análisis de regresión mostró que el coeficiente de correlación (R) entre ambas propiedades alcanzó 0,76 para cuerpos de prueba sin pre-taladrado, 0,73 para aquellos con pre-taladrado y 0,74 para el total, confirmando que las variaciones de la densidad explican más del 50% de la variabilidad de la resistencia en los 3 grupos analizados (entre 53% y 58%). Las ecuaciones de regresión lineal fueron casi coincidentes para los tres grupos, lo cual es congruente con la inexistencia de diferencias significativas entre la resistencia al aplastamiento de los cuerpos de prueba con y sin pre-taladrado.

Referidas a la resistencia al aplastamiento en conexiones simples con un bulón rígido.

La resistencia al aplastamiento encontrada en dirección paralela a las fibras fue significativamente mayor a la hallada en dirección perpendicular bajo la acción de un bulón con un diámetro igual a 12,7 mm, lo cual está en línea con la experiencia internacional. El valor característico calculado según las reglas europeas fue 45% y 176% mayor que el obtenido experimentalmente en dirección paralela y perpendicular al grano, respectivamente. Estos resultados muestran que la utilización del procedimiento adoptado por estas reglas para estimar la resistencia al aplastamiento puede situar el diseño estructural con esta especie del lado de la inseguridad, sobre todo cuando los bulones actúan en dirección perpendicular a las fibras.

Se encontró una elevada relación entre la densidad y la resistencia al aplastamiento, la cual fue similar en dirección paralela ($R = 0,69$) y perpendicular ($R = 0,72$) a las fibras. Ambos valores son ligeramente inferiores a los encontrados para las juntas clavadas, pero confirman que también bajo la acción de un bulón rígido la variabilidad de la densidad explica aproximadamente el 50% de las variaciones en la resistencia al aplastamiento (R^2 comprendido entre 0,48 y 0,52). Las ecuaciones de regresión lineal -para ambas direcciones respecto de las fibras- mostraron pendientes casi coincidentes y menores que las encontradas para juntas clavadas.

Referidas a la resistencia al aplastamiento en conexiones simples con un pasador rígido.

La resistencia al aplastamiento bajo la acción de un pasador con un diámetro de 12,7 mm mostró valores similares a los encontrados para un bulón rígido, en línea con la experiencia europea y norteamericana. El valor característico, derivado según las reglas europeas, fue 45% y 126% mayor que el obtenido experimentalmente en dirección paralela y perpendicular al grano, respectivamente. Igual que para bulones, estos resultados confirman para los pasadores que la confiabilidad del diseño con esta especie puede afectarse si se usan los procedimientos de las reglas europeas para estimar esta propiedad.

Un coeficiente de correlación de 0,71 y 0,78 en dirección paralela y perpendicular al grano, respectivamente, indica una relación levemente mayor entre la densidad y la resistencia al aplastamiento que la encontrada para las uniones con un bulón rígido. En este caso, la variabilidad de la densidad explica más del 50% de las variaciones en la resistencia (R^2 comprendido entre 0,50 y 0,60). Se reitera -al igual que en las juntas con un bulón- que la resistencia en dirección perpendicular a las fibras está más relacionada con la densidad que en dirección paralela, si bien la diferencia es modesta. Las ecuaciones de regresión lineal son similares a las encontradas para las uniones con un bulón rígido.

Referidas al deslizamiento de las conexiones simples.

Los resultados del programa experimental mostraron una significativa diferencia entre los valores del módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}) determinados en dirección paralela y perpendicular a las fibras para los 3 tipos de conexiones simples investigadas. La vinculación encontrada para la especie investigada entre la dirección de las fibras y el valor de K_{ser} es

congruente con la anisotropía de la madera pero no ha sido incorporada por la experiencia internacional a reglas de diseño estructural de relevancia.

La comparación del módulo de deslizamiento instantáneo calculado según el criterio europeo con el obtenido experimentalmente probó una sobreestimación general de K_{ser} por parte de las reglas europeas. La sobreestimación resultó más acentuada para las conexiones con un bulón rígido y cuando la carga actúa en dirección perpendicular a las fibras.

Referidas a la capacidad portante y el modo de rotura de conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro.

La máxima capacidad portante fue exhibida por los cuerpos de prueba con el espaciamiento adoptado como referencia y, como tendencia general, tanto el valor medio como el característico disminuyeron al disminuir las separaciones entre clavos y a los bordes, lo cual está en línea con la experiencia internacional. Se encontró una capacidad portante superior a la calculada según el criterio de reglas de diseño con relevancia internacional. La resistencia en las conexiones con clavos de 2,5 mm de diámetro, calculado según las reglas europeas, alcanzó el 64% del determinado experimentalmente sobre los cuerpos de prueba con el espaciamiento de referencia. Esta importante diferencia no pudo ser explicada considerando que tanto el programa experimental como el proceso de cálculo se desarrollaron conforme a las normas europeas. El valor característico mencionado anteriormente, pero derivado mediante la aplicación de las reglas de Brasil, representó el 40% del determinado experimentalmente.

Los ensayos probaron un comportamiento dúctil de las conexiones, compatible con el modelo adoptado por las reglas de diseño europeas. El diagrama carga-deslizamiento mostró que la formación de rótulas plásticas comenzó a niveles de carga relativamente bajos, lo cual se explica por la relativamente alta esbeltez (largo/diámetro) de los clavos. En la fase final del proceso resistente se manifestó claramente la capacidad adicional debida a la resistencia a la extracción de los clavos y a la fricción entre las piezas unidas. Los resultados experimentales probaron que para minimizar la fisuración y la aparición de bloques de corte es conveniente adoptar distancias al extremo y entre clavos iguales o mayores a 10 y 7 veces el diámetro del clavo, respectivamente. La adopción de estas distancias implica una reducción del 31% en la longitud (y el área) de las uniones con respecto a la configuración

de referencia, manteniendo a su vez la ductilidad y una resistencia característica 39% superior a la calculada según las reglas de Europa.

Conforme al criterio de las reglas de diseño de Brasil, la resistencia de las conexiones investigadas queda definida por el aplastamiento de la madera, sin flexión del clavo. Este criterio se contrapone con la experiencia europea, norteamericana, y con la evidencia empírica recogida en este trabajo.

Referidas a la capacidad portante y el modo de rotura de conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro que transmiten carga perpendicular a las fibras.

Los resultados mostraron una mayor resistencia en las uniones que presentaron una distancia al borde cargado de 7 veces el diámetro del clavo -en comparación con las construidas con 5 diámetros- lo cual está en línea con la experiencia europea. La diferencia entre los correspondientes valores medios osciló entre 13% y 22% para las conexiones con clavos de 2,5 mm de diámetro y entre 15% y 23% para aquellas con clavos de 2,2 mm.

El análisis confirmó una decisiva influencia de los esfuerzos de corte sobre la resistencia. Al momento de la falla, las tensiones de cizalladura en el miembro transversal oscilaron en un rango que contiene la resistencia característica de la especie y, en congruencia con los resultados numéricos, se observaron deslizamientos producidos por esas tensiones.

Los resultados probaron que -cuando no se produjo una falla originada por tensiones cortantes- la capacidad portante por cada clavo en las conexiones con carga perpendicular a las fibras fue similar a la encontrada en las uniones cargadas en la dirección de las fibras. Estos resultados están en línea con la experiencia internacional y confirman que la fuerza transmisible por cada clavo no varía con la dirección de las fibras si se adoptan parámetros geométricos adecuados y se controlan las fallas prematuras en la madera.

Referidas a la capacidad portante y el modo de rotura de conexiones múltiples con bulones de pequeño diámetro.

No se encontró una relación clara entre la capacidad portante y los parámetros geométricos estudiados. Las uniones mostraron una resistencia mayor que la calculada según el criterio

de reglas de diseño de relevancia internacional. El valor característico calculado según los lineamientos de las reglas europeas alcanzó el 58% del determinado experimentalmente para los cuerpos de prueba con el espaciamiento de referencia. Esta importante diferencia no pudo ser explicada pues tanto el programa experimental como el proceso de cálculo fueron desarrollados conforme a las normas europeas.

La carga máxima se alcanzó en todos los cuerpos de prueba luego de producirse deformaciones de aplastamiento prácticamente uniformes en todo el espesor de la tabla central y sin deformación flexional de los bulones, lo cual coincide con el modo de rotura que determinan para este caso las reglas basadas en el modelo de Johansen y también la de Brasil. La falla (frágil) se produjo finalmente por el desarrollo de fisuras y/o bloques de corte en las líneas de colocación de los bulones.

La similitud encontrada en el comportamiento mecánico de las sub-muestras con distinto espaciamiento es congruente con el criterio adoptado por las reglas de EEUU para establecer los parámetros geométricos mínimos. Los resultados mostraron que es posible reducir un 24% la longitud (y el área) de las conexiones -con respecto a la adoptada como referencia- contando a su vez con un valor característico de la capacidad portante 65% mayor que el calculado conforme a las reglas europeas.

La aplicación del criterio de cálculo adoptado en Brasil condujo a un modo de rotura por aplastamiento de la tabla central, lo cual coincide con los resultados del modelo de Johansen. No obstante, el valor característico derivado mediante la aplicación de las reglas de ese país representó el 47% del calculado conforme al criterio europeo. La significativa diferencia se explica porque el procedimiento de cálculo adoptado por Brasil considera -en contradicción con la evidencia empírica- que los esfuerzos de aplastamiento actúan sobre la mitad del espesor de la tabla central.

Referidas al deslizamiento de las conexiones múltiples.

Los resultados confirmaron para las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro una importante influencia de la dirección de las fibras sobre los valores del módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}). Curiosamente, esta influencia -también evidenciada en las

conexiones simples, y congruente con la anisotropía del material- no ha sido tenida en cuenta por reglas de diseño de relevancia internacional.

Los resultados probaron que el criterio de las reglas europeas para estimar el valor del módulo de deslizamiento instantáneo expresa apropiadamente el comportamiento mecánico de las conexiones clavadas con el espaciamiento de referencia y cargadas en la dirección de las fibras. Este criterio sobreestimó la rigidez de las conexiones clavadas con espaciamiento reducido, de las uniones clavadas cargadas en dirección perpendicular a las fibras, y de las conexiones abulonadas.

Referidas al comportamiento mecánico de las conexiones con clavos de pequeño diámetro en estructuras portantes de tamaño real.

El comportamiento de las conexiones en las estructuras trianguladas fue congruente con el determinado sobre cuerpos de prueba estandarizados y se ratificó la particularmente elevada capacidad portante de estas conexiones. Los resultados confirmaron la necesidad de contemplar la influencia del deslizamiento de las uniones sobre la resistencia y sobre las deformaciones de la estructura global.

La rigidez de las conexiones decreció potencialmente ante un crecimiento lineal del esfuerzo y, para niveles usuales de éste en situación de servicio (del orden del 40% de la capacidad portante), fue posible analizar y satisfacer los requisitos del proyecto estructural empleando prácticas de diseño de uso habitual.

La contribución del deslizamiento de las conexiones sobre la deformación de las estructuras trianguladas fue muy superior que la correspondiente a la deformación elástica de las barras. Debido al comportamiento no lineal de las uniones, la relación entre ambas contribuciones creció al incrementarse la carga.

5.2 Conclusiones relacionadas al segundo objetivo general: conocer si el criterio adoptado por el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 (2013) interpreta adecuadamente el comportamiento mecánico de este tipo de conexiones con la especie estudiada.

Referidas a la resistencia al aplastamiento en conexiones simples con un clavo rígido.

Los resultados confirmaron para la especie investigada que es adecuado el criterio adoptado por el Reglamento Argentino CIRSOC 601 respecto de considerar la resistencia al aplastamiento en conexiones clavadas independientemente de la dirección del esfuerzo actuante respecto de las fibras.

No se encontró una diferencia significativa de la resistencia al aplastamiento entre cuerpos de prueba ejecutados con y sin pre-taladrado. Este resultado confirma que es correcto el criterio adoptado por las reglas de nuestro país, las cuales proporcionan valores de diseño para la resistencia al aplastamiento que se aplican a ambos tipos de conexiones clavadas, con y sin orificios pre-taladrados.

El valor característico de la resistencia al aplastamiento, derivado según el CIRSOC 601 para clavos con diámetro menor a 6,35 mm, resultó 59% y 47% mayor que el obtenido empíricamente para clavos colocados con y sin pre-taladrado, respectivamente. Estos resultados indican que la estimación de esta propiedad para la especie investigada según las reglas nacionales puede afectar la confiabilidad del diseño de las conexiones múltiples clavadas. En consecuencia -y mientras no se realice una revisión general del criterio de diseño- señalan la conveniencia de mantener los coeficientes de reducción (R_d) adoptados por estas reglas, los cuales oscilan entre 2,2 y 3 en función del diámetro del clavo.

Referidas a la resistencia al aplastamiento en conexiones simples con un bulón rígido.

El valor característico de la resistencia al aplastamiento, derivado según los lineamientos del CIRSOC 601, resultó 159% y 181% mayor que el obtenido empíricamente en la dirección

de las fibras y perpendicularmente a las mismas, respectivamente. Estos resultados indican que la estimación de la resistencia al aplastamiento de la especie estudiada según el criterio adoptado en nuestro país puede afectar la confiabilidad del diseño de las conexiones abulonadas. En consecuencia, justifican la aplicación de los relativamente elevados coeficientes de reducción (R_d) adoptados por estas reglas, que oscilan entre 3,2 y 5 para los distintos modos de rotura conforme al modelo de Johansen.

Referidas a la resistencia al aplastamiento en conexiones simples con un pasador rígido.

Los resultados confirmaron que la resistencia al aplastamiento bajo la acción de un pasador rígido mostró valores similares -tanto en dirección paralela como perpendicular a las fibras- que los encontrados bajo la acción de un bulón rígido, lo cual es congruente con el criterio adoptado por el Reglamento CIRSOC 601.

El valor característico de la resistencia al aplastamiento, calculado conforme al criterio del Reglamento CIRSOC 601, resultó 168% y 128% mayor que el obtenido experimentalmente para pasadores actuando en dirección paralela y perpendicular a las fibras, respectivamente. En línea con lo expresado para las uniones con bulones, estos resultados muestran que la estimación de la resistencia al aplastamiento de la especie siguiendo el criterio de las reglas adoptadas en nuestro país puede afectar la seguridad de las conexiones con pasadores. Consecuentemente, y hasta tanto se revise el criterio global de diseño, es prudente mantener los elevados coeficientes de reducción (R_d) adoptados.

Referidas al deslizamiento de las conexiones simples.

Los resultados experimentales pusieron en evidencia la necesidad de revisar el criterio de las reglas nacionales para estimar el valor del módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}). Del análisis emergió claramente la necesidad de tener en cuenta la dirección de las fibras respecto del esfuerzo. La no consideración de esta variable en el cálculo de K_{ser} conduce a resultados que sobreestiman excesivamente la rigidez de las juntas en dirección perpendicular al grano.

El valor del módulo de deslizamiento instantáneo (K_{ser}) obtenido conforme al criterio de las reglas nacionales para situaciones donde el deslizamiento no es un requerimiento importante de proyecto resultó aún mayor que el calculado conforme a las reglas europeas y sobreestima

excesivamente los resultados experimentales. El valor de K_{ser} derivado para juntas abulonadas cuando el deslizamiento es un requerimiento importante de proyecto expresa más apropiadamente el comportamiento obtenido en los ensayos con un bulón rígido, alcanzando el 91% del resultado experimental en la dirección de las fibras y superándolo un 39% perpendicularmente al grano.

Referidas a la capacidad portante y el modo de rotura de conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro.

Las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro mostraron una capacidad portante muy superior a la calculada según el criterio del CIRSOC 601. El valor característico de la resistencia en las conexiones con clavos de 2,5 mm de diámetro calculado según los lineamientos de este reglamento alcanzó el 47% del determinado experimentalmente sobre los cuerpos de prueba con el espaciamiento de referencia. Estos resultados indican que el criterio de cálculo adoptado por el CIRSOC 601 no expresa la particularmente elevada capacidad portante encontrada en este trabajo para las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro.

El valor característico de la capacidad portante calculado mediante la aplicación de las reglas de Argentina fue menor al obtenido aplicando las ecuaciones provistas en las reglas europeas. La diferencia se explica porque el CIRSOC 601 no considera dos componentes de la resistencia que son tenidos en cuenta por el Eurocódigo 5: i) la capacidad adicional -que se suma a la determinada con el modelo original de Johansen- producida por la oposición a la extracción de los elementos de fijación y por la fricción entre las piezas unidas (rope effect), la cual se desarrolla en el proceso final de deformación, y ii) el incremento de la resistencia al aplastamiento de la madera en función de la disminución del diámetro del clavo para valores de éste menores a 6,35 mm.

Los resultados experimentales probaron la conveniencia de adoptar distancias al extremo y entre clavos de al menos 10 y 7 veces el diámetro del clavo, respectivamente. La adopción de estas distancias implica una reducción del 47% en la longitud (y el área) de las uniones con respecto a la que requiere el espaciamiento adoptado por el CIRSOC 601. Esta

disminución se logra manteniendo un valor característico de la resistencia 89% superior al calculado según estas reglas y con un comportamiento dúctil de las conexiones.

Referidas a la capacidad portante y el modo de rotura de conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro que transmiten carga perpendicular a las fibras.

Los resultados probaron que -cuando la resistencia a cortante en la madera no es superada- una distancia mínima entre los clavos y el borde cargado perpendicularmente a las fibras igual a 7 veces el diámetro permitió desarrollar toda la capacidad portante de la conexión. Esta distancia coincide con la adoptada por el Reglamento CIRSOC 601 para conexiones clavadas con perforación previa. No obstante, estas reglas estipulan una distancia de 10 veces el diámetro para uniones sin perforación previa.

Referidas a la capacidad portante y el modo de rotura de conexiones múltiples con bulones de pequeño diámetro.

El valor característico calculado conforme a los lineamientos del Reglamento CIRSOC 601 alcanzó el 54% del determinado experimentalmente para la sub-muestra de referencia. Estos resultados confirman (en línea con los obtenidos para las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro), que la particularmente elevada capacidad portante encontrada experimentalmente para las uniones múltiples con bulones de pequeño diámetro no es expresada por el criterio de cálculo adoptado en nuestro país.

Los resultados probaron que es posible reducir un 38% la longitud (y el área) de las conexiones respecto de la geometría adoptada por el CIRSOC 601, manteniendo una capacidad portante 77% mayor que la calculada conforme al criterio de este reglamento. Esta reducción de los parámetros geométricos es congruente con la configuración recomendada por las reglas de EEUU.

El valor característico derivado según las reglas adoptadas por nuestro país alcanzó el 93% del obtenido según las reglas europeas. Ambos criterios asumen que la resistencia se define por aplastamiento de la tabla central contra el bulón. Sin embargo -a diferencia del europeo- el CIRSOC 601 ignora la influencia del diámetro del bulón sobre la resistencia al aplastamiento en dirección paralela a las fibras, lo cual explica la diferencia señalada.

Referidas al deslizamiento de las conexiones múltiples.

El análisis ratificó -para las conexiones múltiples con clavos de pequeño diámetro- la necesidad de considerar la influencia de la dirección de las fibras sobre el valor del módulo de deslizamiento instantáneo. Esta influencia no es tenida en cuenta por las reglas nacionales, lo cual conduce a que las expresiones provistas sobreestimen excesivamente la rigidez en dirección perpendicular a las fibras.

El valor del módulo de deslizamiento instantáneo -obtenido conforme al criterio de las reglas nacionales para situaciones donde el deslizamiento no es un requerimiento importante de proyecto- expresó adecuadamente el comportamiento de las sub-muestras clavadas con el espaciamiento de referencia y cargadas en la dirección de las fibras. El criterio de las reglas nacionales -aplicable cuando el deslizamiento es un requerimiento importante del diseño- interpretó razonablemente el comportamiento de las conexiones clavadas con espaciamiento reducido y cargadas en la dirección de las fibras, así como también el de las conexiones abulonadas.

Referidas al comportamiento mecánico de las conexiones con clavos de pequeño diámetro en estructuras portantes de tamaño real.

Los límites recomendados por el CIRSOC 601 para la deformación instantánea producida por las cargas variables y para la deformación final originada por la totalidad de las cargas fueron verificados considerando la influencia del deslizamiento de las conexiones sobre la deformación global de la estructura. Los resultados probaron que los requerimientos de funcionalidad de estas reglas pueden ser satisfechos sin inconvenientes cuando la carga sobre las conexiones no supera los niveles usuales considerados por la experiencia internacional en situación de servicio (del orden del 40% de la capacidad portante).

5.3 Futuras investigaciones.

Dada la amplitud de aspectos abordados en este Trabajo de Tesis, son numerosos los interrogantes que emergieron del análisis de los resultados y es necesario responder para continuar consolidando la confiabilidad de las uniones de tipo clavija realizadas con la especie investigada y, por extensión, con las especies cultivadas en el país. A continuación

se citan los tópicos más destacados que se considera necesario abordar a través de proyectos específicos.

Revisión de las expresiones adoptadas por el Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) para determinar la resistencia al aplastamiento bajo la acción de un elemento de fijación rígido (clavo, bulón, pasador). Para ese fin considerar la influencia de i) la dirección de las fibras, ii) la densidad de la madera, iii) el diámetro del elemento y iv) el diámetro del orificio cuando es pre-taladrado. Diseño de alternativas que expresen más ajustadamente esta propiedad que las actuales expresiones.

Análisis de las causas por las cuales ni el modelo inicial de Johansen adoptado en nuestro país, ni el modelo extendido por la experiencia europea, explican la particularmente elevada capacidad portante encontrada en este trabajo para las conexiones múltiples con clavos y bulones de pequeño diámetro. Se señalan como aspectos relevantes a investigar i) la relación entre la resistencia al aplastamiento y el diámetro (d) del elemento para $2,2 \text{ mm} \leq d \leq 6,35 \text{ mm}$, ii) el momento de plastificación de los elementos con diámetros del rango señalado antes, iii) la resistencia a la extracción de los elementos en la fase final del proceso, y iv) el rozamiento entre las partes que conforman la conexión.

Revisión de las expresiones adoptadas por el Reglamento CIRSOC 601 (INTI CIRSOC 2013b) para estimar el valor del módulo de deslizamiento instantáneo en conexiones simples y múltiples, que actualmente consideran la influencia del diámetro del elemento y la densidad de la madera. Con ese propósito, incorporar como variable la dirección de las fibras respecto del esfuerzo, no tenida en cuenta actualmente por la experiencia internacional aunque es congruente con la anisotropía del material y fue confirmada empíricamente en este trabajo. Diseño de alternativas que expresen más ajustadamente que las actuales expresiones la rigidez de las conexiones.

Diseño de modelos numéricos que simulen el comportamiento mecánico de las conexiones múltiples y permitan, a través de estudios paramétricos, determinar las configuraciones geométricas óptimas, tomando la base experimental determinada en este trabajo y la información internacional obtenida sobre otras especies.

6.- Bibliografía

ABNT (2010) Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7190 Projeto de estruturas de madeira. Brasil.

Andriamitantsoa L. D. (1995) Creep. Timber Engineering STEP 1, pp. A19/1-A19/5. Centrum Hout, The Netherlands.

Argüelles Álvarez R., Arriaga Martitegui F., Martínez Calleja J.J. (2000) Estructuras de Madera. Diseño y cálculo. Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera y el Corcho. AITIM. 720 p.

Aune P. & Patton-Mallory M. (1986) Lateral load-bearing capacity of nailed joints based on the yield theory. Theoretical development and experimental verification. US Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, Research Papers FPL 469-470.

Bejtka I. & Blaß H.J. (2002) Joints with inclined screws. Proceeding, CIB - W18 Meeting Kyoto, Japan. Paper 35-7-5.

Bejtka I. & Blaß H.J. (2005) Self-tapping screws as reinforcements in connections with dowel-type fasteners. Proceeding, CIB - W18 Meeting Karlsruhe, Germany. Paper 38-7-4.

Belvisi D., Blanc P., Calvo C., Cotrina A., Cuffré A., Larocca F., Piter J.C., Torrán E., Villalba D. (1998a) Diseño en flexión según el Eurocódigo 5 - Parte 1-1. XVI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires, 22 al 25 de setiembre de 1998.

Publicado completo en CD ROM pág. 338-362, resumen en anales pág. 47.

Belvisi D., Blanc P., Calvo C., Cotrina A., Cuffré A., Larocca F., Piter J.C., Torrán E., Villalba D. (1998b) Utilización de nuestras maderas con fines estructurales. Análisis y propuesta. XVI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires, 22 al 25 de setiembre de 1998. Publicado completo en CD ROM pág. 293-317, resumen en anales pág. 41.

Blaß H.J. & Werner H. (1988) Stabdübelverbindungen mit verstärkten Anschluß bereichen. In: Bauen mit Holz 90: 601-607.

Blaß H.J. (1991) Untersuchungen zur Lastverteilung in Nagel verbindungen. Holz Roh Werkst 49:21-26

Blaß H.J. (1994) Variation of load-slip behavior in nailed joints: variation parallel to the grain. Forest Products Journal 44(1): 15-20.

Blaß H.J. (1995a) Multiple fastener joints. Timber Engineering STEP 1, pp C15/1-C15/8. Centrum Hout, The Netherlands.

Blaß H.J. (1995b) Ring and shear-plate connector joints. Timber Engineering STEP 1, pp C9/1-C9/8. Centrum Hout, The Netherlands.

Blaß H.J., Bienhaus A., Krämer V. (2000) Effective bending capacity of dowel-type fasteners. Proceeding, CIB -W18 Meeting Delft, The Netherlands. Paper 33-7-5.

Blaß H.J. (2003) Self-drilling screws for mechanical timber connections and reinforcements. Wood research, knowledge and concepts for future demands. Symposium proceedings, research and work report 115/50, S. 125-134. Dübendorf, Switzerland.

Blaß H.J. & Schädle P. (2011) Ductility aspects of reinforced and non-reinforced timber joints. Engineering Structures 33, 3018-3026.

Branco J.M., Cruz P.J.S., Piazza M. (2009) Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections. Construction and Building Materials 23(1) 400-410.

Brown A. G. & Hillis W. E. (1978) General introduction. In Eucalypts for Wood Production, eds. W. E. Hillis and A. G. Brown, pp. 3-5. CSIRO, Melbourne.

Calvo C.F., Cotrina A.D., Cuffré A.G., Piter J. C., Stefani P.M., Torrán E.A. (2006) Variación radial y axial del hinchamiento, del factor anisotrópico y de la densidad, en el *Eucalyptus grandis* de Argentina. Maderas: Ciencia y Tecnología 8(3): 159-168.

- Chen C.J., Lee T.L., Jeng D.S. (2003) Finite element modeling for the mechanical behavior of dowel-type timber joints. *Computers and Structures* 81: 2731-2738.
- Coronel E. O. (1994) Fundamentos de las propiedades físicas y mecánicas de las maderas. 1º parte: Fundamentos de las propiedades físicas de las maderas. Instituto de Tecnología de la Madera, Facultad de Ciencias Forestales, Universidad Nacional de Santiago del Estero, Argentina.
- Cramer C.O. (1968) Load distribution in multiple-bolt tension joints. *Journal of the Structural Division, ASCE* 94 (ST5): 1101-1117.
- Cuffré A.G., Calvo C.F., Genovese F.V., Dorado M.L., Piter J.C. (2010) Caracterización de la durabilidad natural de la madera de *Eucalyptus grandis* de Argentina para su utilización en construcciones. VI Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras (CINPAR 2010). Córdoba, 02 al 04 de Junio de 2010. Publicado completo en CD ROM con el código 063 en 11 pág. pdf, resumen en anales pág. 74
- Dadswell H. (1972) The Anatomy of Eucalypt Woods. CSIRO Div. Appl. Chem. Tech. Pap. N° 66, Australia.
- DIN 4074 (2008) Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- Ehlbeck J. & Görlacher R. (1995) Tension perpendicular to the grain in joints. *Timber Engineering STEP 1*, pp C2/1-C2/7. Centrum Hout, The Netherlands.
- Ehlbeck J. & Kromer M. (1995) Carpentry joints. *Timber Engineering STEP 1*, pp C12/1-C12/7. Centrum Hout, The Netherlands.
- Ehlbeck J. & Werner H. (1992) Softwood and hardwood embedding strength for dowel-type fasteners. Background of the formulae in Eurocode 5, draft April 1992. Proceedings, CIB - W18A, Meeting Åhus, Sweden. Paper 25-7-2.
- Ehlbeck J. & Werner H. (1995a) Bolted and dowelled joints I. *Timber Engineering STEP 1*, pp C6/1-C6/6. Centrum Hout, The Netherlands.
- Ehlbeck J. & Werner H. (1995b) Bolted and dowelled joints II. *Timber Engineering STEP 1*, pp C7/1-C7/6. Centrum Hout, The Netherlands.
- EN 1995-1-1 (2005) Eurocode 5: Design of timber structures- Part 1-1: General. Common rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels.

EN 338 (2010) Structural timber. Strength classes. European Committee for Standardization, Brussels.

EN 383 (2007) Timber structures. Test methods. Determination of embedment strength and foundation values for dowel type fasteners. European Committee for Standardization, Brussels.

EN 384 (2010) Structural timber. Determination of characteristic values of mechanical properties and density. European Committee for Standardization, Brussels.

EN 408 (2010) Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties. European Committee for Standardization, Brussels.

EN 409 (2009) Timber structures. Test methods. Determination of the yield moment of dowel type fasteners. European Committee for Standardization, Brussels.

EN 1380 (2009) Timber structures. Test methods. Load bearing nails, screws, dowels and bolts. European Committee for Standardization, Brussels.

EN 1382 (2000) Timber structures. Test methods. Withdrawal capacity of timber fasteners. European Committee for Standardization, Brussels.

EN 14358 (2007) Timber structures. Calculation of characteristic 5-percentile values and acceptance criteria for a sample. European Committee for Standardization, Brussels.

EN 26891 (1991) Estructuras de madera. Uniones realizadas con elementos de fijación mecánicos. Principios generales para la determinación de las características de resistencia y deslizamiento. AENOR, Madrid.

Glos P. (1995) Strength grading. Timber Engineering STEP 1, pp A6/1- A6/8. Centrum Hout, The Netherlands.

Gómez R., Ramos R., Villalba I., Vivian A., Cuffré A., Piter J.C. (2012) Estructuras reticuladas de madera para establecimientos avícolas. Análisis de la resistencia y la deformación de un prototipo bajo la acción del peso propio, la sobrecarga de uso y la acción del viento. XXVI Jornadas Forestales de Entre Ríos. Concordia, 04 al 05 de octubre de 2012. Publicado completo en CD ROM con el código 551.26.TE en 8 pág pdf.

Guan Z.W. & Rodd P. D. (2001) Hollow steel dowels: a new application in semi-rigid timber connections. Engineering Structures 23, 110-119.

Hartl H. (1995) Connector joints in trusses. Timber Engineering STEP 2, pp D2/1-D2/12. Centrum Hout, The Netherlands.

Hartl H. & Leijten A. (1995) Truss connections with dowel-type fasteners. Timber Engineering STEP 2, pp D1/1-D1/13. Centrum Hout, The Netherlands.

Hillis W. E. (1978) Wood quality and utilization. In Eucalypts for Wood Production, eds. W. E. Hillis and A. G. Brown, pp. 258-289. CSIRO, Melbourne.

Hilson B.O (1995a) Joints with dowel-type fasteners-Theory. Timber Engineering STEP 1, pp C3/1-C3/11. Centrum Hout, The Netherlands.

Hilson B.O (1995b) Nailed joints. In: Informationsdienst Holz, Holzbauwerke, STEP 3. Arbeitsgemeinschaft Holz e. V., Düsseldorf, pp 7/1-7/22.

Hilson B.O (1995c) Nailed joints I. Timber Engineering STEP 1, pp C4/1-C4/8. Centrum Hout, The Netherlands.

Hilson B.O (1995d) Nailed joints II. Timber Engineering STEP 1, pp C5/1-C5/6. Centrum Hout, The Netherlands.

Hoffmeyer P. (1995) Wood as a building material. Timber Engineering STEP 1, pp A4/1-A4/21. Centrum Hout, The Netherlands.

Hunt D. G. (1999) A unified approach to creep of wood. The Royal Society 455: 4077- 4095.

INTA (1995) Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria. Manual para Productores de Eucaliptos de la Mesopotamia Argentina. Grupo Forestal, EEA INTA Concordia, Argentina.

INTI CIRSOC (2013a)) Manual de aplicación de los criterios de diseño adoptados por el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601. Buenos Aires, Instituto Nacional de Tecnología Industrial y Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 1 volumen de 125 pág. pdf (<http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/manual601-completo.pdf>).

INTI CIRSOC (2013b) Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601. Buenos Aires, Instituto Nacional de Tecnología Industrial y Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 1 volumen de 176 pág. pdf (<http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/601/CIRSOC601-completo.pdf>).

IRAM 9532 (1963) Maderas. Método de determinación de la humedad. Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, Buenos Aires, Argentina.

IRAM 9544 (1973) Maderas. Método de determinación de la densidad aparente. Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, Buenos Aires, Argentina.

IRAM 9660-1 (2006) Madera laminada encolada estructural. Parte 1: Clases de resistencia y requisitos de fabricación y control. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires, Argentina.

IRAM 9660-2 (2006) Madera laminada encolada estructural. Parte 2: Métodos de ensayo. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires, Argentina.

IRAM 9661 (2006) Madera laminada encolada estructural. Requisitos de los empalmes por unión dentada. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires, Argentina.

IRAM 9662-1 (2006) Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 1: Tablas de pino Paraná (*Araucaria angustifolia*). Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires, Argentina.

IRAM 9662-2 (2006) Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 2: Tablas de eucalipto grandis (*Eucalyptus grandis*). Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Buenos Aires, Argentina. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires, Argentina.

IRAM 9662-3 (2006) Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 3: Tablas de pino taeda y elliotti (*Pinus taeda* y *elliotti*). Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires, Argentina.

IRAM 9663 (2013) Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de las propiedades físicas y mecánicas. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires, Argentina.

IRAM 9664 (2013) Madera estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Buenos Aires, Argentina.

ISO 3130 (1975) Wood. Determination of moisture content for physical and mechanical tests. International Organization for Standardization.

ISO 3131 (1975) Wood. Determination of density for physical and mechanical tests. International Organization for Standardization.

Johansen K.W. (1949) Theory of timber connections. International Association of Bridge

and Structural Engineering. Publication 9: 249-262, Bern.

Johansson C.J. (1995) Glued-in bolts. Timber Engineering STEP 1, pp C14/1-C14/7. Centrum Hout, The Netherlands.

Johnsson H. & Stehn L. (2004) Plug shear failure in nailed timber connections. Load distribution and failure initiation. Holz Roh Werkst 62: 455- 464.

Jorissen A. (1998) Double shear timber connections with dowel type fasteners. Doctoral Thesis. Delft University Press, Delft, The Netherlands. 264 p.

Jorissen A. (1999) Multiple fastener timber connections with dowel type fasteners. Forest Research Bulletin 212, Proceedings of Pacific Timber Engineering Conference, Rotorua, New Zealand. pp 267-274.

Kessel M.H. (1995) Trusses. Timber Engineering STEP 1, pp B12/1-B12/8. Centrum Hout, The Netherlands.

Kharouf N., McClure G., Smith I. (2003) Elasto-plastic modeling of wood bolted connections. Computers and Structures 81: 747-754.

Lantos G. (1969) Load distribution in a row of fasteners subjected to lateral load. Wood Science 1(3): 129-136.

Lorenzo D., Troya M.T., Piter J.C., Sánchez M., Baso C. (2009) Study of the natural durability of *Eucalyptus grandis* wood from Argentina. The 40 th Annual Meeting of IRG/WP. Beijing, 24 al 29 de mayo de 2009. Publicado completo en CD ROM con el código IRG/WP 09-10689 en 13 páginas pdf.

Meierhofer A.U. (1993) Tests on Timber Concrete Composite Structural Elements (TCCs). Proceeding, CIB - W18 Georgia, USA. Paper 26-7-5.

Meyer A. (1957) Die Tragfähigkeit von Nagelverbindungen bei statischer Belastung. Holz als Roh- und Werkstoff, 15 Jg. Heft 2, S. 96-109.

Möller T. (1951) En ny metod för beräkning av spikförband. Report N° 117. Chalmers University of Technology, Sweden.

NCh 1198 (2007) Madera. Construcciones en madera. Cálculo. Instituto Nacional de Normalización INN. Santiago.

NDS (2012) National Design Specification for Wood Construction. American Wood Council. Leesburg.

Nunes L.M.R. & de Sousa P.P. (1995) Durability- Preservative treatment. Timber Engineering STEP 1, pp A15/1- A15/8. Centrum Hout, The Netherlands.

Pérez del Castillo A. (2001) Propiedades mecánicas y calidad de madera de *Eucalyptus Grandis* del norte de Uruguay. Informe de Investigación N°4, LATU, Montevideo.

Piter J.C., Zerbino R. L., Blaß H. J (2003) Relationship between global and local Modulus of Elasticity in beams of Argentinean *Eucalyptus grandis*. Maderas: Ciencia y Tecnología 5(2): 107-116.

Piter J.C., Zerbino R. L., Blaß H. J. (2004a) Effectiveness of Fundamental Resonant Frequency for determining the elastic properties of Argentinean *Eucalyptus grandis* in structural sizes. Holz als Roh- und Werkstoff 62(2): 88-92.

Piter J.C., Zerbino R. L., Blaß H. J. (2004b) Machine strength grading of Argentinean *Eucalyptus grandis*. Main grading parameters and analysis of strength profiles according to European standards. Holz als Roh- und Werkstoff 62(1): 9-15.

Piter J.C., Zerbino R. L., Blaß H. J. (2004c) Visual strength grading of Argentinean *Eucalyptus grandis*. Strength, stiffness and density profiles and corresponding limits for the main grading parameters. Holz als Roh- und Werkstoff 62(1): 1-8.

Piter J.C., Zerbino R. L., Blaß H. J. (2006) Deflections in beams of Argentinean *Eucalyptus grandis* under long-term loading. Holz als Roh- und Werkstoff 64(5): 351-355.

Piter J.C., Cotrina A.D., Sosa Zitto M.A., Stefani P.M., Torrán E.A. (2007a) Determination of characteristic strength and stiffness values in glued laminated beams of Argentinean *Eucalyptus grandis* according to European standards. Holz als Roh- und Werkstoff 65(4): 261-266.

Piter J.C., Calvo C.F., Cuffré A.G., Sanchez Acosta M.M., Sosa Zitto M.A., Villalba D.I. (2007b) Estudio de la durabilidad natural de la madera de *Eucalyptus grandis* de la Mesopotamia a través de ensayos de campo (Poster). III Congreso Iberoamericano de Productos Forestales IBEROMADERA 2007. Buenos Aires 03 al 05 de julio de 2007. Publicado completo en CD ROM con el código C 15, resumen en anales con el código C 15.

Piter J.C. (2012) Size effect on bending strength in sawn timber of fast-growing Argentinean *Eucalyptus grandis*. Analysis according to the criterion of European standards. European Journal of Wood and Wood Products 70(1-3): 17-24.

Racher P. (1995) Mechanical timber joints- General. Timber Engineering STEP 1, pp C1/1-C1/10. Centrum Hout, The Netherlands.

Rougier V.C., Cotrina A.D., Piter J.C. (2008) Entrepisos residenciales de madera maciza de *Eucalyptus grandis* de Argentina. Una propuesta desde lo estructural, lo estético y lo constructivo. XX Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires, 15 al 17 de octubre de 2008. Publicado completo en CD ROM con el código 034 en 10 pág. pdf, resumen en anales pág. 36.

Santos C.L., De Jesús A.M.P., Morais J.J.L, Lousada J.L.P.C. (2009) Quasi-static mechanical behaviour of a double-shear single dowel wood connection. Construction and Building Materials 23(1): 171 - 182.

Schmid M. & Blaß H.J. (2002) Effect of distances, spacing and number of dowels in a row on the load carrying capacity of connections with dowels failing by splitting. Proceeding, CIB - W18 Meeting Kyoto, Japan. Paper 35-7-7.

Sosa Zitto M.A., Torrán E. A., Cuffré A. G., Piter J.C. (2009) Relationship between timber quality and the influence of moisture content above fibre saturation on mechanical properties in beams of fast-growing Argentinean *Eucalyptus grandis*. European Journal of Wood and Wood Products 67(1): 47-53.

Standards Association of Australia (1986) AS 2878-1986, Timber - Classification into strength groups. Standards Association of Australia, North Sydney, N.S.W.

Standards Australia (2000) AS 2082-2000, Timber - Hardwood - Visually stress-graded for structural purposes. Standards Australia, Australia.

Stehn L. & Börjes K. (2004) The influence of nail ductility on the load capacity of a glulam truss structure. Engineering Structures 26: 809 - 816.

Thelandersson S. (1995) Serviceability limit states. Deformations. Timber Engineering STEP 1, pp A17/1-A17/8. Centrum Hout, The Netherlands.

Torrán E.A., Sosa Zitto M.A., Gonzalez A. A., Piter J.C. (2008) Creep in beams of Argentinean *Eucalyptus grandis* loaded in unseasoned state. Holz als Roh- und Werkstoff 66(3): 201-205.

Torrán E.A., Villalba D. I., Piter J. C. (2010) Determinación de la durabilidad natural de la madera a través de ensayos de laboratorio y de campo según las normas europeas. Comparación de ambos métodos sobre la base de resultados obtenidos con *Eucalyptus grandis* de Argentina. 2º Congreso Iberoamericano de Protección de la Madera (RIPMA

2010). Mar del Plata, 5 al 8 de diciembre de 2010. Publicado el resumen con el código A 38 en el Libro de resúmenes, pág. 32.

Uibel T. & Blaß H.J. (2006) Load carrying capacity of joints with dowel type fasteners in solid wood panels. Proceeding CIB - W18 Meeting Florence, Italy. Paper 39-7-5.

Vihavainen T. (1995) Environmental aspects of timber. Timber Engineering STEP 1, pp. A16/1- A16/8. Centrum Hout, The Netherlands.

Werner H. (1995) Design procedure for locally reinforced joints with dowel-type fasteners. Proceeding CIB - W18 Meeting Copenhagen, Denmark. Paper 28-7-6.

Whale & Smith (1986) The derivation of design clauses for nailed and bolted joints in Eurocode 5. Proceeding of CIB - W18. Paper 19-7-6.

Whale L.R.J. (1995) Punched metal plate fastener joints. Timber Engineering STEP 1, pp. C11/1- C11/8. Centrum Hout, The Netherlands.

Wilkinson T.L. & Rowlands R.E. (1981) Analysis of mechanical joints in wood. Journal of Experimental Mechanics 21(11): 408-414.

Wilkinson T.L. (1986) Load distribution among bolts parallel to load. Journal of Structural Engineering 112(4): 835-852.

Anexo

En el presente Anexo se presentan los datos particulares de cada cuerpo de prueba. Estos valores son los que se emplearon en el desarrollo del trabajo y permiten, por lo tanto, verificar los resultados presentados y discutidos.

En las tablas correspondientes a las conexiones simples, ensayadas según EN 383 (2007), se indican para cada cuerpo de prueba los datos del mismo: espesor, densidad al contenido de humedad que presentaba la probeta al momento del ensayo y dicho contenido de humedad, luego los datos obtenidos del ensayo: carga de rotura y por último valores calculados: resistencia al aplastamiento y módulo de deslizamiento instantáneo.

En las tablas correspondientes a las conexiones múltiples, ensayadas según EN 1380 (2009), se indican para cada cuerpo de prueba los datos del mismo: espesor, densidad al contenido de humedad que presentaba la probeta al momento del ensayo y dicho contenido de humedad, luego los datos obtenidos del ensayo: carga de rotura y deslizamiento a carga de rotura y por último valores calculados: módulo de deslizamiento instantáneo.

Conexiones Simples. Clavo rígido d=5,5 mm- PT								
sub-muestras	Cuerpo de prueba N°	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Resistencia al aplastamiento	Módulo de deslizamiento instantáneo.	Módulo de deslizamiento instantáneo.
		t	ρ	H	$F_{m\acute{a}x}$	f_h	K_{ser}	K_{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	N/mm ²	N/mm ³	N/mm
PT tracción paralela	13	22,0	423	13,3	3.240	26,8	20,9	2.532
	14	21,8	436	13,2	4.400	36,7	14,0	1.682
	15	21,8	525	13,0	4.900	40,8	56,0	6.727
	16	21,9	516	13,1	4.440	36,9	29,6	3.567
	17	21,8	445	11,8	4.110	34,3	13,7	1.646
	18	21,8	473	12,0	4.600	38,4	19,4	2.331
	19	21,9	421	12,6	3.620	30,0	12,9	1.559
	20	21,9	434	12,4	3.860	32,0	16,6	1.995
	21	21,7	583	12,7	5.920	49,7	24,1	2.871
	22	21,9	405	11,2	3.730	31,0	17,5	2.102
	23	19,5	490	11,0	4.510	42,0	17,5	1.884
	24	21,8	518	10,3	5.290	44,2	22,3	2.675
25	21,9	524	11,1	5.830	48,4	20,6	2.478	
PT compresión paralela	14	21,9	426	12,5	4.170	34,7	21,3	2.559
	15	21,9	462	12,6	4.809	40,0	27,2	3.270
	16	21,9	532	12,5	5.338	44,4	35,8	4.307
	17	22,1	431	12,5	3.614	29,7	29,0	3.532
	18	22,0	569	12,8	4.448	36,8	37,5	4.528
	19	22,7	398	12,9	3.419	27,4	50,6	6.306
	20	21,9	462	12,5	3.753	31,2	52,4	6.306
	21	22,0	540	12,6	4.587	37,9	36,5	4.415
	22	22,0	500	12,6	4.281	35,4	41,7	5.045
	23	21,9	507	13,2	3.753	31,2	35,8	4.307
	24	22,0	413	12,6	3.030	25,1	31,1	3.757
	25	22,0	447	13,1	3.753	31,0	36,5	4.415
PT compresión perpendicular	26	22,0	461	12,2	4.087	33,8	15,8	1.914
	27	21,9	580	13,1	7.756	64,5	38,4	4.616
	28	21,9	411	12,2	3.086	25,6	9,5	1.143
	29	21,8	492	12,9	5.171	43,1	19,6	2.354
	30	21,8	460	12,9	4.587	38,2	33,8	4.059
	31	21,8	517	12,7	6.005	50,0	40,9	4.905
	32	21,9	417	12,7	3.169	26,3	9,6	1.160
	33	21,8	368	12,2	3.225	26,9	5,3	642
	34	21,7	427	12,5	3.336	27,9	6,2	743
	35	21,8	407	13,2	2.613	21,8	8,2	989
	36	21,7	413	12,1	2.891	24,2	5,9	707
	37	21,8	420	12,4	4.142	34,6	16,6	1.995
	38	21,8	529	12,8	2.975	24,8	22,3	2.675
	39	21,9	426	13,1	3.114	25,9	11,2	1.345
	40	21,9	400	12,9	2.613	21,7	7,0	850
	41	21,9	452	12,6	5.199	43,2	25,8	3.098
	42	21,8	379	12,5	2.391	19,9	4,2	499
	43	21,9	468	13,2	4.392	36,4	17,1	2.065
	44	21,7	498	13,0	5.087	42,6	28,6	3.412
	45	21,8	562	12,4	5.254	43,8	20,9	2.505
	46	21,7	495	12,2	5.393	45,1	21,9	2.616
	47	21,9	550	12,7	3.670	30,5	11,4	1.369
	48	21,9	431	12,5	4.059	33,7	21,5	2.587
	49	21,9	478	12,6	3.920	32,6	19,6	2.354
50	21,9	436	12,8	2.224	18,5	3,0	356	

<i>Conexiones Simples. Clavo rígido d=5,5 mm- Sin PT</i>								
sub-muestras	Cuerpo de prueba N°	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Resistencia al aplastamiento	Módulo de deslizamiento instantáneo.	Módulo de deslizamiento instantáneo.
		t	ρ	H	F _{máx}	f _h	K _{ser}	K _{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	N/mm ²	N/mm ³	N/mm
Sin PT tracción paralela	1	21,9	463	12,6	4.110	34,1	20,4	2.453
	2	21,9	431	12,7	3.670	30,4	13,7	1.646
	3	21,9	549	12,8	5.000	41,4	19,1	2.308
	4	21,7	517	12,9	4.800	40,3	17,0	2.030
	5	21,9	439	12,5	3.900	32,4	15,8	1.899
	6	22,0	439	12,9	3.800	31,5	19,1	2.308
	7	21,9	449	12,7	3.928	32,7	13,2	1.591
	9	19,5	462	12,9	3.650	34,1	20,3	2.180
	10	21,9	513	11,8	4.587	38,2	26,8	3.225
	11	21,9	470	12,6	4.350	36,1	9,8	1.177
	12	19,4	491	12,5	3.810	35,6	24,5	2.616
	Sin PT compresión paralela	1	21,9	472	12,3	3.753	31,2	81,6
2		21,8	545	12,9	4.420	36,8	49,0	5.886
3		21,8	592	13,1	4.226	35,3	40,9	4.905
4		21,9	516	12,6	4.142	34,4	28,7	3.462
5		21,7	498	12,3	3.558	29,8	12,9	1.535
6		21,9	488	12,5	3.614	30,0	43,1	5.194
7		21,9	372	12,5	2.919	24,3	20,4	2.453
8		21,9	453	12,5	3.697	30,7	22,9	2.759
9		21,7	540	12,5	4.837	40,5	33,6	4.013
10		21,9	493	13,1	4.559	37,8	43,1	5.194
11		21,8	399	13,0	3.197	26,6	31,3	3.757
12		21,9	474	12,9	4.059	33,7	39,6	4.772
13		21,8	434	13,3	3.753	31,4	47,6	5.696
Sin PT compresión perpendicular	1	21,9	477	12,6	3.892	32,3	9,5	1.148
	3	21,9	528	12,2	5.699	47,2	32,0	3.858
	4	21,9	549	12,9	5.282	43,9	16,5	1.987
	5	21,7	512	13,0	5.282	44,3	11,9	1.417
	6	21,8	512	13,3	4.782	39,8	11,9	1.426
	8	22,0	451	12,2	4.976	41,1	11,7	1.421
	9	21,8	505	13,2	5.671	47,3	17,9	2.145
	10	22,0	532	12,6	5.171	42,8	22,8	2.749
	11	21,6	488	12,4	3.781	31,9	6,3	750
	12	21,6	475	13,0	5.838	49,2	20,9	2.482
	13	21,9	616	12,5	8.618	71,5	52,9	6.377
	14	21,9	434	12,0	4.114	34,1	12,7	1.535
	15	21,9	486	12,9	3.475	28,9	10,6	1.279
	16	21,9	458	13,2	3.670	30,5	6,0	720
	17	21,9	494	13,6	5.365	44,5	11,8	1.421
	18	21,9	439	14,0	3.892	32,3	8,2	987
	19	22,2	381	12,0	3.280	26,9	5,3	644
20	21,8	526	12,0	6.728	56,2	25,0	3.001	
21	21,9	388	12,6	3.614	30,0	12,1	1.462	
22	21,8	590	12,3	7.061	58,9	46,8	5.606	
23	21,8	405	13,0	2.419	20,2	5,6	675	
24	21,8	404	12,9	3.030	25,3	11,4	1.369	
25	21,9	426	12,8	2.613	21,7	8,0	961	

Conexiones Simples. Bulón rígido d=12,7 mm								
sub-muestras	Cuerpo de prueba N°	Espeor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Resistencia al aplastamiento	Módulo de deslizamiento instantáneo.	Módulo de deslizamiento instantáneo.
		t	ρ	H	F _{máx}	f _h	K _{ser}	K _{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	N/mm ²	N/mm ³	N/mm
tracción paralela	1	21,5	514	12,2	8.480	31,1	89,8	24.500
	2	21,5	530	13,0	7.720	28,3	53,9	14.700
	3	21,5	502	12,1	9.290	34,0	47,9	13.067
	4	21,0	447	13,0	6.320	23,7	56,6	15.077
	5	21,8	493	12,8	7.140	25,8	47,4	13.067
	6	21,5	598	12,2	11.360	41,6	77,0	21.000
	7	21,4	476	13,4	9.370	34,6	52,9	14.356
	8	21,4	511	12,3	8.520	31,4	38,7	10.511
	9	21,5	538	12,6	8.400	30,8	71,9	19.620
	10	21,5	546	12,9	7.680	28,1	44,9	12.263
	11	21,3	455	12,9	5.790	21,5	31,2	8.409
	12	21,5	397	12,5	6.690	24,6	61,7	16.817
	13	21,3	589	13,0	10.000	37,1	70,4	18.987
	14	22,0	435	12,5	6.860	24,6	19,2	5.351
	15	21,4	507	12,5	9.100	33,5	40,1	10.900
	16	19,3	447	12,7	6.080	24,8	18,6	4.563
	17	19,6	469	12,7	6.030	24,2	53,7	13.377
	18	21,9	476	12,3	7.050	25,3	62,2	17.312
	19	21,9	482	12,6	8.720	31,4	62,2	17.312
	20	19,5	518	11,7	10.490	42,4	66,1	16.350
	21	19,5	441	12,5	7.650	31,0	44,1	10.900
	22	19,5	498	11,6	9.860	39,7	48,4	12.012
	23	19,5	441	12,3	8.000	32,3	41,7	10.326
	25	19,5	460	12,4	9.300	37,5	91,4	22.638
	26	22,1	395	12,1	8.360	29,8	46,7	13.080
	27	19,5	517	12,2	9.110	36,8	59,4	14.715
	28	19,5	440	12,3	7.440	30,1	26,8	6.613
	compresión paralela	1	21,8	426	12,2	8.209	29,7	38,7
2		22,0	422	12,3	6.885	24,7	31,0	8.656
3		22,0	498	11,4	9.467	34,0	43,1	12.012
4		21,9	521	12,0	8.275	29,8	33,1	9.197
5		21,9	604	12,0	11.784	42,3	48,0	13.377
6		21,9	416	12,9	6.554	23,6	11,6	3.216
7		21,9	476	12,7	6.070	21,8	10,9	3.034
8		22,0	466	12,0	7.679	27,5	18,8	5.255
9		21,9	463	13,0	5.826	20,9	9,0	2.515
10		21,9	444	12,1	6.752	24,3	14,9	4.145
11		21,9	495	12,5	8.076	29,0	24,3	6.766
12		21,8	419	12,7	7.017	25,3	36,0	9.976
13		21,7	435	12,8	5.759	20,9	23,5	6.468
14		21,9	450	12,4	7.216	26,0	17,4	4.825
15		21,9	431	12,7	6.355	22,9	23,3	6.468
16		21,9	388	12,8	5.290	19,0	7,6	2.125
17		21,9	440	12,5	7.150	25,7	11,5	3.199
18		21,9	423	12,5	6.421	23,1	14,3	3.977
19		21,8	421	11,7	8.143	29,5	28,0	7.745
20		21,9	518	12,9	8.606	30,9	48,1	13.377
21		21,8	427	12,8	5.826	21,0	12,7	3.525
22		21,9	498	12,0	6.620	23,8	26,4	7.358
23		21,9	360	12,2	4.340	15,6	10,6	2.943
24		21,9	478	12,1	8.870	31,9	22,5	6.262
26		22,0	491	12,5	7.481	26,8	27,8	7.745
27		22,0	480	13,0	8.606	30,8	26,0	7.267

Conexiones Simples. Bulón rígido d=12,7 mm- Continuación.								
sub-muestras	Cuerpo de prueba N°	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Resistencia al aplastamiento	Módulo de deslizamiento instantáneo.	Módulo de deslizamiento instantáneo.
		t	ρ	H	F _{máx}	f _h	K _{ser}	K _{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	N/mm ²	N/mm ³	N/mm
compresión perpendicular	1	22,0	450	12,5	5.338	19,1	17,8	4.974
	2	22,2	476	13,3	5.699	20,2	13,8	3.881
	3	21,9	456	12,1	5.643	20,3	14,9	4.155
	4	21,8	376	12,0	3.725	13,4	3,4	954
	5	21,8	356	12,4	3.670	13,3	3,7	1.021
	6	21,7	529	12,8	6.505	23,6	10,6	2.919
	7	21,9	464	12,3	3.114	11,2	8,7	2.419
	8	21,8	407	12,2	3.809	13,7	6,0	1.674
	9	21,8	426	12,7	3.614	13,0	6,6	1.820
	10	21,9	464	12,4	3.447	12,4	6,8	1.889
	11	21,8	457	12,6	3.960	14,3	8,1	2.235
	12	21,7	495	12,9	3.753	13,6	8,1	2.221
	13	21,9	441	12,0	5.363	19,3	10,4	2.895
	14	21,8	421	12,0	4.865	17,6	7,2	1.984
	15	21,9	465	12,0	5.588	20,1	8,6	2.386
	16	21,9	434	12,4	4.198	15,1	6,4	1.775
	18	21,8	435	11,8	5.421	19,6	8,4	2.323
	19	21,8	460	12,7	5.393	19,5	9,7	2.675
	20	22,0	439	11,7	5.143	18,4	11,4	3.182
	21	22,1	534	11,5	7.506	26,8	13,1	3.679
	23	21,8	432	12,1	2.669	9,6	4,8	1.333
	25	21,9	491	12,0	6.283	22,6	10,9	3.018
	26	21,9	402	13,0	4.530	16,3	6,5	1.811
	27	21,9	429	11,9	4.080	14,7	9,9	2.759
	28	21,8	430	12,9	2.860	10,3	5,7	1.591
	29	21,9	534	11,5	7.370	26,5	11,9	3.301
	30	21,7	630	12,7	6.394	23,2	19,4	5.351
	31	21,9	636	11,5	9.591	34,5	16,1	4.470
	32	21,8	487	11,7	3.531	12,7	10,2	2.825
	33	21,9	412	12,5	3.197	11,5	5,2	1.453
	34	21,9	479	13,4	3.280	11,8	5,8	1.613
35	21,9	564	12,6	8.090	29,1	12,0	3.332	
36	21,9	534	11,3	5.421	19,5	11,3	3.153	
37	21,8	463	12,3	5.504	19,9	9,3	2.559	
38	21,8	571	12,7	7.923	28,6	13,1	3.641	
39	21,8	449	12,2	5.143	18,6	11,8	3.270	
40	21,8	474	11,7	5.588	20,2	12,8	3.532	
41	21,9	467	11,8	3.002	10,8	8,3	2.308	
42	21,8	475	11,5	3.002	10,8	8,2	2.278	
43	21,9	539	12,1	6.199	22,3	9,7	2.696	
44	21,8	455	12,3	2.400	8,7	6,5	1.793	
45	21,9	541	12,0	6.644	23,9	14,6	4.059	
46	21,8	475	11,6	3.864	14,0	9,3	2.578	
48	21,9	440	11,7	3.197	11,5	6,8	1.889	
49	22,1	511	11,0	7.228	25,8	12,6	3.532	
51	22,1	453	12,3	3.200	11,4	6,4	1.793	

Conexiones Simples. Pasador rígido d=12,7 mm									
sub-muestras	Cuerpo de prueba N°	Esesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Resistencia al aplastamiento	Módulo de deslizamiento instantáneo.	Módulo de deslizamiento instantáneo.	
		t	ρ	H	F _{máx}	f _h	K _{ser}	K _{ser}	
		mm	kg/m ³	%	N	N/mm ²	N/mm ³	N/mm	
tracción paralela	1	21,8	471	12,2	6.520	23,5	20,6	5.715	
	2	21,8	416	12,9	7.360	26,6	42,5	11.772	
	4	21,8	452	13,3	6.400	23,1	25,6	7.092	
	5	21,9	641	12,3	11.480	41,2	100,6	28.029	
	6	21,8	506	12,1	9.610	34,7	68,6	18.987	
	7	21,8	411	12,5	7.000	25,3	24,2	6.689	
	8	21,9	430	12,3	8.320	29,9	28,6	7.954	
	10	22,0	383	12,2	7.000	25,1	22,7	6.329	
	11	22,0	424	12,3	6.800	24,3	22,9	6.398	
	12	22,0	488	11,9	9.000	32,2	49,0	13.688	
	13	21,9	596	12,9	11.640	41,8	75,5	21.021	
	14	21,8	470	11,7	9.140	33,0	60,7	16.817	
	15	21,7	477	12,0	8.100	29,4	79,2	21.800	
	16	21,8	522	11,7	8.620	31,2	68,7	18.987	
	17	21,9	419	12,2	6.870	24,7	18,1	5.031	
	18	21,8	430	11,8	7.290	26,4	23,7	6.540	
	19	21,9	514	12,2	9.510	34,3	124,7	34.624	
	20	22,1	363	11,4	5.400	19,3	15,7	4.393	
	21	21,8	458	12,3	8.300	30,0	25,0	6.925	
	22	21,1	551	11,8	9.230	34,5	88,0	23.544	
	23	21,9	503	11,8	9.330	33,5	72,8	20.297	
	24	19,6	517	11,5	8.830	35,5	71,8	17.836	
	25	21,9	489	12,4	9.770	35,2	141,2	39.240	
	compresión paralela		21,8	581	12,5	10.460	37,7	111,7	30.979
		2	21,5	564	12,8	4.634	17,0	8,3	2.264
3		21,9	492	12,1	7.613	27,4	54,3	15.092	
4		21,9	507	12,8	7.812	28,1	81,5	22.638	
5		21,7	529	11,7	10.857	39,3	152,3	42.043	
6		21,9	419	12,6	6.951	25,0	29,8	8.290	
7		21,7	473	12,1	6.488	23,6	35,1	9.649	
8		21,9	425	11,6	8.738	31,4	100,8	28.029	
9		21,7	427	12,6	7.679	27,9	49,7	13.688	
10		21,8	556	11,4	10.261	37,0	96,5	26.755	
11		22,0	408	12,0	4.965	17,8	13,6	3.797	
12		21,9	445	11,7	6.355	22,8	33,0	9.197	
13		21,9	434	12,1	7.282	26,2	70,7	19.620	
14		21,9	436	11,8	8.738	31,5	88,3	24.525	
15		21,8	577	12,0	11.784	42,5	132,8	36.788	
16		21,9	406	12,0	8.341	30,0	38,5	10.702	
17		21,6	572	12,2	10.724	39,1	134,0	36.788	
18		21,9	443	12,2	4.899	17,6	17,2	4.785	
19		21,8	461	12,1	6.488	23,5	20,5	5.660	
20		21,9	455	12,3	5.892	21,2	20,0	5.553	
21		21,8	438	12,4	6.000	21,7	14,8	4.088	
22		21,9	373	12,3	5.428	19,5	12,7	3.525	
23		21,9	463	11,8	9.334	33,6	66,2	18.394	
24		19,5	496	10,9	9.533	38,5	66,0	16.350	
25		21,9	436	11,6	7.414	26,7	28,2	7.848	
26		21,8	438	11,8	7.348	26,5	34,8	9.649	

Conexiones Simples. Pasador rígido d=12,7 mm- Continuación								
sub-muestras	Cuerpo de prueba N°	Esesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Resistencia al aplastamiento	Módulo de deslizamiento instantáneo.	Módulo de deslizamiento instantáneo.
		t	ρ	H	$F_{m\acute{a}x}$	f_h	K_{ser}	K_{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	N/mm ²	N/mm ³	N/mm
compresión perpendicular	1	21,9	532	11,8	8.340	30,0	52,9	14.715
	2	21,9	437	12,4	3.475	12,5	15,7	4.360
	3	21,9	492	11,6	6.005	21,6	20,5	5.696
	4	21,9	485	11,7	6.533	23,5	35,3	9.810
	5	21,8	521	12,0	6.644	24,0	42,5	11.772
	6	21,9	462	11,5	6.255	22,5	39,7	11.036
	7	21,7	457	11,3	5.921	21,5	27,2	7.514
	8	19,5	516	12,6	4.198	17,0	18,1	4.470
	9	19,5	506	12,1	6.255	25,3	39,7	9.810
	10	21,9	432	12,9	4.003	14,4	12,4	3.462
	11	21,9	455	12,1	4.670	16,8	15,7	4.360
	12	21,8	486	11,9	4.976	18,0	26,1	7.207
	13	21,7	610	12,3	7.840	28,4	98,6	27.166
	14	21,9	517	12,3	5.671	20,4	45,3	12.613
	15	21,7	638	11,7	7.200	26,1	67,4	18.587
	16	21,9	542	12,5	7.562	27,2	52,9	14.715
	17	21,9	524	12,0	7.200	25,9	25,4	7.063
	18	22,0	409	12,6	3.336	11,9	5,0	1.385
	19	21,8	550	12,7	8.006	28,9	42,4	11.772
	20	22,0	421	12,2	4.504	16,1	12,1	3.363
	21	21,9	437	12,5	4.087	14,7	7,0	1.940
	22	21,8	502	12,9	5.449	19,7	27,2	7.514
	23	21,8	465	12,3	6.227	22,5	27,7	7.677
	24	21,9	622	12,1	9.591	34,5	55,2	15.355
	25	21,9	448	12,6	5.560	20,0	22,3	6.196
	26	21,9	431	12,8	3.975	14,3	24,9	6.925
	27	22,0	436	12,2	5.393	19,3	23,9	6.663
	28	19,5	501	13,1	5.032	20,3	44,6	11.036
	29	19,5	451	12,7	4.198	17,0	12,0	2.968
	30	21,7	542	13,3	7.617	27,6	26,1	7.207
	31	21,9	407	12,9	4.198	15,1	5,7	1.577
	32	21,9	438	12,4	5.393	19,4	19,5	5.433
	33	21,9	370	12,7	3.558	12,8	3,2	883
	34	21,9	540	12,8	7.200	25,9	32,5	9.055
	35	21,9	473	12,6	4.309	15,5	16,3	4.528
	36	21,9	463	12,9	3.197	11,5	14,6	4.059
	37	22,0	554	13,3	7.756	27,8	23,9	6.663
	38	21,9	471	12,8	3.836	13,8	15,1	4.204
	39	21,8	398	13,5	4.198	15,2	9,0	2.487
	40	19,5	494	10,7	4.587	18,5	19,5	4.838
	41	21,8	411	11,1	4.170	15,1	5,7	1.570
	42	22,0	444	10,7	4.865	17,5	11,1	3.098
	43	21,9	476	11,7	3.169	11,4	3,5	978
	45	21,9	428	12,6	2.724	9,8	3,8	1.054
	46	21,9	439	11,1	5.671	20,4	21,2	5.886
	47	19,5	446	11,8	3.781	15,3	8,7	2.167
	48	21,7	614	11,2	5.643	20,5	23,7	6.540
	49	21,9	487	12,4	5.643	20,3	13,7	3.797
	50	21,7	455	12,0	4.337	15,7	12,4	3.429

Conexiones Múltiples. Clavo d=2,5 mm (carga paralela a las fibras)							
sub-muestras	Cuerpo de prueba	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Deslizamiento a carga rotura	Módulo de deslizamiento inst.
		t	ρ	H	$F_{\text{máx por clavo}}$		K_{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	mm	N/mm
1C_{ref 2,5}	CH25-1	23,7	495	10,7	2.560	6,1	2.583
	CH25-7	22,7	487	10,8	1.728	9,9	901
	CH25-8	23,2	508	10,8	1.714	10,1	760
	CH25-9	22,5	482	10,8	2.060	14,0	1.443
	CH25-10	22,4	497	10,6	2.523	10,1	2.803
	CH25-11	23,0	459	11,2	2.392	8,5	1.635
	CH25-12	23,6	487	10,7	2.471	12,5	2.582
	CH25-13	23,3	508	10,7	1.738	13,2	755
	CH25-14	23,3	528	10,7	2.434	8,0	2.087
	CH25-15	23,2	480	10,8	2.242	10,7	1.226
CH25-16	23,6	488	10,8	2.438	11,0	1.962	
CH25-17	23,6	487	10,9	2.261	16,8	1.090	
2C_{2,5}	C25-1	22,0	485	11,0	1.565	10,0	749
	C25-2	21,7	556	11,1	1.822	12,6	862
	C25-3	24,8	503	11,7	1.481	5,0	1.151
	C25-4	22,0	565	11,2	1.668	10,3	1.473
	C25-5	21,9	436	11,1	1.495	10,7	1.657
	C25-6	21,9	459	11,2	1.486	5,7	1.251
	C25-8	21,7	502	11,1	1.714	10,1	791
	C25-9	22,0	509	11,0	1.803	9,4	1.351
	C25-10	22,0	521	11,2	1.476	11,5	964
	C25-11	22,0	545	11,3	1.528	5,0	1.176
	C25-12	21,3	543	11,1	1.855	7,7	979
	C25-13	21,7	494	11,4	1.598	10,2	709
	3C_{2,5}	B25-1	21,4	557	11,4	2.041	12,4
B25-3		22,4	534	11,7	1.677	11,1	1.128
B25-4		21,2	562	11,3	1.789	11,5	936
B25-5		22,1	484	11,1	1.663	8,8	1.088
B25-7		22,1	474	11,4	1.658	11,8	1.220
B25-8		22,1	533	11,4	1.598	12,3	1.226
B25-9		21,8	481	10,8	1.761	10,9	855
B25-10		22,1	454	10,9	1.434	7,5	841
B25-12		22,1	542	11,6	1.841	6,6	969
B25-13		22,0	469	11,2	1.500	10,4	743
B25-14		22,2	511	11,1	1.626	5,7	770
B25-15		21,6	520	11,3	1.808	10,5	1.179
B25-16	22,2	495	11,0	1.813	10,5	1.613	
4C_{2,5}	A25-1	22,3	447	10,7	1.299	10,4	666
	A25-2	22,1	519	11,5	1.570	12,9	844
	A25-4	22,1	527	11,3	1.350	11,4	614
	A25-5	21,8	558	11,1	1.728	9,3	807
	A25-6	21,8	529	11,6	1.476	8,2	658
	A25-7	21,7	484	11,0	1.532	10,5	649
	A25-8	22,1	455	11,2	1.233	7,3	658
	A25-11	22,1	555	11,7	1.644	9,2	1.092
	A25-12	21,7	479	11,5	1.443	9,8	1.016
	A25-13	22,2	534	11,4	1.682	7,0	801
	A25-14	22,2	502	11,1	1.121	3,5	1.254

Conexiones Múltiples. Clavo d=2,5 mm (carga paralela a las fibras)- Continuación.							
sub-muestras	Cuerpo de prueba	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Deslizamiento a carga rotura	Módulo de deslizamiento inst.
		t	ρ	H	F _{máx} por clavo		K _{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	mm	N/mm
5C _{2,5}	D25-1	22,0	486	11,7	1.159	3,0	694
	D25-2	22,2	542	11,3	1.098	10,2	734
	D25-3	22,1	516	11,6	1.626	9,3	828
	D25-4	22,0	508	11,6	995	3,8	862
	D25-5	22,1	490	11,5	1.271	10,3	776
	D25-6	22,1	481	11,6	1.196	9,0	609
	D25-7	21,9	492	11,4	920	9,5	532
	D25-8	22,1	550	11,3	1.429	10,8	547
	D25-9	22,0	545	11,4	1.182	10,7	630
	D25-10	22,0	520	11,4	1.093	7,5	902
	D25-11	22,0	504	11,3	1.102	7,8	675
	D25-12	21,9	495	11,5	1.285	8,8	570
	D25-13	22,0	533	12,0	1.504	11,3	1.056
	D25-14	22,0	531	11,4	1.140	5,9	941
	D25-15	22,0	539	11,7	1.163	7,8	615
	D25-16	22,1	600	11,6	1.350	5,8	528

Conexiones Múltiples. Clavo d=2,2 mm (carga paralela a las fibras)							
sub-muestras	Cuerpo de prueba	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Deslizamiento a carga rotura	Módulo de deslizamiento inst.
		t	ρ	H	F _{máx} por clavo		K _{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	mm	N/mm
1C_{ref 2,2}	CH22-1	22,4	530	10,8	1.852	9,5	933
	CH22-2	22,8	544	12,1	1.974	5,9	1.341
	CH22-5	22,8	513	10,9	1.929	12,0	1.590
	CH22-6	23,2	517	10,8	1.978	9,8	1.160
	CH22-8	23,5	533	10,9	1.856	4,4	727
	CH22-9	22,1	487	10,6	1.843	11,9	943
	CH22-15	23,6	437	11,0	1.762	8,1	1.933
	CH22-16	23,6	478	11,1	1.954	9,8	3.066
	CH22-17	23,6	486	12,4	2.003	9,4	2.960
	CH22-18	23,6	484	10,7	1.921	8,9	2.525
CH22-19	23,2	487	10,8	2.113	9,6	2.384	
CH22-20	22,7	506	10,4	2.089	7,8	3.577	
2C_{2,2}	C22-1	21,7	544	11,8	1.181	4,7	771
	C22-3	21,3	468	12,1	1.202	12,1	455
	C22-4	21,1	546	12,4	1.304	12,1	531
	C22-5	21,1	586	11,5	1.717	8,0	739
	C22-7	21,1	562	11,8	1.406	14,5	1.039
	C22-8	21,2	582	11,4	1.369	8,8	694
	C22-9	21,6	519	11,8	1.570	9,7	1.126
	C22-11	21,4	551	12,0	1.488	6,2	685
	C22-12	21,2	501	12,6	1.418	13,0	913
	C22-13	21,3	527	12,1	1.377	12,3	1.109
C22-14	21,7	567	11,6	1.406	8,2	917	
3C_{2,2}	B22-1	21,3	547	11,6	1.500	11,1	789
	B22-2	21,2	468	11,6	1.439	11,2	521
	B22-4	21,3	504	11,5	1.357	9,5	691
	B22-5	21,9	525	11,7	1.365	6,3	514
	B22-6	21,3	451	11,5	1.267	11,7	575
	B22-10	21,2	549	11,4	1.308	13,1	574
	B22-11	21,4	474	11,6	1.320	11,7	577
	B22-12	21,2	541	11,7	1.283	9,0	620
	B22-13	21,6	507	11,2	1.561	10,3	1.354
B22-15	21,2	479	11,2	1.185	10,7	617	
4C_{2,2}	A22-6	-	-	-	1.570	5,9	1.354
	A22-8	-	-	-	1.239	9,8	862
	A22-10	-	-	-	1.447	10,3	741
	A22-11	21,3	504	12,6	1.288	12,6	571
	A22-12	21,3	490	12,4	1.001	6,1	452
	A22-13	22,1	677	11,7	2.391	9,9	1.212
	A22-14	22,1	527	11,3	1.872	6,6	-
	A22-15	21,8	550	11,6	2.097	11,7	-
	A22-19	20,6	554	12,5	1.570	5,9	1.095
A22-20	20,4	630	12,4	1.177	3,6	902	
A22-23	23,6	493	11,0	1.970	9,3	1.270	

Conexiones Múltiples. Clavo d=2,2 mm (carga paralela a las fibras)- Continuación.							
sub-muestras	Cuerpo de prueba	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Deslizamiento a carga rotura	Módulo de deslizamiento inst.
		t	ρ	H	F _{máx} por clavo		K _{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	mm	N/mm
5C _{2,2}	D22-2	22,3	528	11,1	1.194	10,7	498
	D22-5	22,4	469	10,9	867	10,9	411
	D22-6	21,1	594	10,8	1.075	6,0	798
	D22-8	21,6	519	11,3	1.059	7,1	1.053
	D22-9	21,4	516	11,5	1.071	7,6	1.277
	D22-11	22,5	451	11,0	1.071	7,1	665
	D22-12	21,6	495	11,5	879	4,7	569
	D22-13	22,5	568	11,3	1.406	10,7	750
	D22-14	22,4	490	11,0	1.116	5,6	453
D22-15	22,2	493	11,1	1.251	5,3	639	

Conexiones Múltiples. Clavo d=2,5 mm (carga perpendicular a las fibras)							
sub-muestras	Cuerpo de prueba	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Deslizamiento a carga rotura	Módulo de deslizamiento inst.
		t	ρ	H	F _{máx por clavo}		K _{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	mm	N/mm
6C _{2,5}	E25-1	21,5	461	10,6	1.526	-	-
	E25-2	21,3	469	10,9	879	8,6	179
	E25-3	21,7	533	11,0	1.621	8,5	441
	E25-4	21,3	519	11,0	1.574	11,4	379
7C _{2,5}	F25-1	22,1	499	10,9	1.687	-	661
	F25-2	23,1	414	10,9	1.915	17,8	492
	F25-3	22,1	447	11,1	1.436	7,7	477
	F25-4	22,0	463	10,9	1.523	8,5	407
	F25-5	22,5	480	10,8	1.923	-	305
	F25-6	21,3	510	10,7	1.727	18,1	449
8C _{2,5}	G25-1	23,3	466	11,3	765	1,6	541
	G25-2	23,2	471	11,1	1.130	-	680
	G25-3	22,8	542	11,2	993	8,2	315
	G25-4	23,4	456	11,1	871	1,9	708
	G25-5	23,4	520	11,1	1.126	-	-
9C _{2,5}	H25-1	23,5	447	12,6	1.130	2,3	904
	H25-2	22,8	512	11,2	1.044	-	-
	H25-3	23,5	475	11,0	710	1,8	474
	H25-4	23,3	528	11,1	1.515	4,4	827
	H25-5	23,2	502	10,9	1.099	-	-

Conexiones Múltiples. Clavo d=2,2 mm (carga perpendicular a las fibras)							
sub-muestras	Cuerpo de prueba	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Deslizamiento a carga rotura	Módulo de deslizamiento inst.
		t	ρ	H	F _{máx por clavo}		K _{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	mm	N/mm
6C _{2,2}	E22-2	22,6	486	11,0	1.746	14,7	613
	E22-3	22,9	507	11,0	2.033	17,1	541
	E22-4	22,8	472	10,8	1.660	14,8	430
	E22-5	23,1	508	10,9	1.695	18,1	421
7C _{2,2}	F22-1	22,7	491	10,9	1.997	-	-
	F22-2	22,8	458	10,9	1.915	23,2	319
	F22-3	22,3	494	10,7	2.064	17,0	397
	F22-4	21,9	517	10,8	1.903	12,8	528
	F22-5	22,7	553	10,9	2.401	12,8	456
8C _{2,2}	G22-1	21,4	500	11,7	1.005	3,3	576
	G22-2	21,8	503	11,9	852	1,7	1.369
	G22-3	21,3	489	12,9	973	2,9	557
	G22-4	21,3	553	11,2	1.001	-	-
	G22-5	21,9	534	11,4	793	-	-
9C _{2,2}	H22-1	21,8	465	10,8	1.067	3,3	798
	H22-2	21,7	532	11,2	1.209	-	-
	H22-3	21,6	522	11,4	1.342	5,7	879
	H22-4	22,2	488	11,4	926	-	-
	H22-5	21,5	579	11,3	1.150	2,8	871

Conexiones Múltiples. Bulón d=6,35 mm (carga paralela a las fibras)							
sub-muestras	Cuerpo de prueba	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Deslizamiento a carga rotura	Módulo de deslizamiento inst.
		t	ρ	H	F _{máx} por bulón		K _{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	mm	N/mm
1B	R-2	22,3	574	9,1	8.829	3,7	3.781
	R-4	23,2	509	8,7	8.829	4,0	3.858
	R-5	22,4	571	8,9	8.993	4,0	4.088
	R-11	22,8	493	9,0	8.469	4,0	6.603
	R-12	-	-	-	7.521	2,3	4.088
	R-13	-	-	-	7.848	3,5	3.333
2B_{ref}	Q-2	22,5	488	10,1	5.723	2,5	1.866
	Q-4	23,2	453	10,0	6.197	3,2	1.620
	Q-5	22,3	599	10,1	8.012	2,9	3.179
	Q-6	22,7	488	10,1	8.486	3,5	3.038
	Q-7	22,8	491	10,2	7.521	3,7	3.540
	Q-8	22,4	480	10,3	8.502	2,7	3.038
	Q-9	21,9	642	10,5	9.238	2,4	4.402
	Q-10	23,5	468	10,3	5.772	2,1	2.725
	Q-11	23,1	474	10,1	6.556	3,2	2.488
Q-13	22,8	543	10,3	9.074	2,8	-	
3B	P-1	23,3	452	9,7	6.785	2,6	-
	P-3	22,9	507	9,7	7.848	3,2	-
	P-4	24,9	466	9,7	7.766	2,7	-
	P-5	23,3	504	9,9	6.213	1,9	-
	P-6	22,0	512	9,9	7.521	2,5	4.976
	P-7	22,4	560	9,8	6.115	2,1	9.280
	P-8	22,7	600	9,7	8.502	2,4	10.099
	P-11	22,9	463	9,8	6.213	2,7	4.039
	P-13	22,2	546	10,1	8.666	3,1	-
	P-14	22,2	499	10,2	8.666	2,8	-
	P-15	22,2	547	10,1	7.521	2,4	-
	P-17	22,2	514	10,1	7.521	3,1	-
P-18	22,1	493	10,5	7.194	2,5	-	
4B	O-3	22,1	445	10,3	6.278	3,3	1.807
	O-4	21,8	506	10,2	6.867	2,6	3.093
	O-5	21,9	501	10,4	6.867	3,2	2.187
	O-9	21,7	522	10,6	6.654	2,6	3.468
	O-10	21,8	487	10,7	6.213	4,0	2.008
	O-13	22,7	527	10,1	7.799	3,6	-
	O-14	22,2	567	10,5	6.540	3,1	2.986
	O-15	22,2	589	10,2	9.483	3,7	2.986
	O-16	22,3	472	10,2	8.666	3,0	6.131
	O-17	22,3	507	10,2	7.848	3,5	2.900
	O-18	22,2	479	10,2	8.012	3,3	-

Bulón d=6,35 mm (carga paralela a las fibras)- Continuación.							
sub-muestras	Cuerpo de prueba	Espesor	Densidad	Humedad	Carga de rotura	Deslizamiento a carga rotura	Módulo de deslizamiento inst.
		t	ρ	H	F _{máx} por bulón		K _{ser}
		mm	kg/m ³	%	N	mm	N/mm
5B	Ñ-1	22,8	494	9,8	6.540	2,9	3.012
	Ñ-2	22,3	494	9,7	6.377	3,5	2.173
	Ñ-3	23,3	529	9,8	7.848	3,0	2.682
	Ñ-4	21,9	604	9,9	9.156	3,1	4.976
	Ñ-6	22,9	530	9,9	6.295	3,3	-
	Ñ-7	22,8	433	9,8	5.984	3,2	2.662
	Ñ-14	22,2	501	10,2	7.913	2,8	-
	Ñ-15	22,2	490	10,1	8.012	3,0	-
	Ñ-16	22,2	513	10,1	9.647	2,7	-
	Ñ-17	22,2	479	10,2	8.339	3,5	4.976
6B	N-1	22,5	567	10,0	6.932	2,0	4.836
	N-2	22,2	548	10,0	8.715	2,6	3.270
	N-3	22,3	602	9,9	6.998	2,6	3.504
	N-5	22,2	480	9,9	6.589	2,3	3.066
	N-7	22,0	546	10,2	4.545	1,1	2.791
	N-10	22,0	546	10,0	8.666	2,0	10.099
	N-11	23,3	552	9,9	7.259	2,4	15.607
	N-12	22,1	544	10,1	10.055	3,6	9.538
	N-13	22,4	558	10,1	7.292	3,1	7.007
	N-14	22,2	500	10,3	8.175	2,8	-
	N-15	22,2	500	10,1	6.246	3,1	3.270
N-16	22,2	539	10,3	7.848	3,6	-	

