SÉRIE III NÚMERO 7 JULHO 2018

rpee

http://rpee.lnec.pt/

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of ***structural engineering***

Diretor: José Manuel Catarino

número temático:
estruturas de madeira

ISSN: 2183-8488

LNEC
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

APEE
Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas

GPBE
Grupo Português de Betão Estrutural

SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA

rpee
revista portuguesa de engenharia de estruturas

série III número 7 julho 2018

Revista quadrimestral – gratuita Diretor: José Manuel Catarino

índice

editorial

3 Nota prévia

5 Editorial

artigos científicos(*)

7 Desarrollo de un método prescriptivo para el diseño sísmico de estructuras de madera de mediana altura basado en el desempeño
Peter A. Dechent ∞ Rodrigo A. Silva ∞ Gian Carlo Giuliano ∞ James D. Dolan ∞ Jorge Crempien ∞ José M. Matamala ∞ Gustavo A. Acuña

15 Estruturas de suporte em rolaria de madeira para parques fotovoltaicos
João H. Negrão ∞ Tiago Pires ∞ Telmo Morgado

23 Previsão da temperatura em secções de madeira utilizando redes neuronais artificiais
Paulo B. Cachim

31 Modelación numérica no lineal de muros de corte de madera sometidos a cargas laterales monotónicas
Alexander I. Opazo ∞ José L. Lopez ∞ Franco P. Benedetti

41 How monitoring CLT buildings can remove market barriers and support designers in North America: an introduction to preliminary environmental studies
Evan L. Schmidt ∞ Mariapaola Riggio ∞ Paul F. Laleicke ∞ Andre R. Barbosa ∞ Kevin van den Wymelenberg

49 Projeto, construção e teste de duas treliças Howe em madeira
Daniele Filippini ∞ Thiago L. Boll ∞ Felipe F. Almeida ∞ Alfredo Petrauski ∞ Sandra M. F. C. Petrauski ∞ Mauro J. Valcanaia Jr.

55 Grouted joints for modern round wood bridge and truss structures
Kay-Uwe Schober ∞ Wieland Becker ∞ João H. Negrão

65 Avaliação experimental da resistência de ligações em madeira com parafusos passantes
Jorge Luís Nunes de Góes ∞ Josué da Silva Júnior

73 Determinação das constantes elásticas do osb e do Eucalyptus grandis com vistas a simulação numérica de vigas i-Joists
Jorge Luís Nunes de Góes ∞ Paulo Roberto Pizzini ∞ Tatiana Carlin

81 Sistemas mistos madeira-betão – Aplicação e dimensionamento
Alfredo M.P.G. Dias

87 Técnicas de reabilitação na estrutura de madeira da Passarela Pênsil de Piracicaba, Brasil
Leandro Dussarrat Brito ∞ Carlito Calil Junior

101 Recent developments in timber-concrete composite
K. Holschemacher ∞ H. Kieslich

divulgação

Entidades apoiantes e parceiros

Os textos assinados são da exclusiva responsabilidade dos seus autores

(*) Sujeitos a revisão por pares académicos

rpee
revista portuguesa de engenharia estruturas

Diretor

José Manuel Catarino

Administração

José Manuel Catarino
(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes
(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Manuel Pipa
(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

João Azevedo
(SPES - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Helena Cruz
(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Humberto Varum
(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Direção Executiva: Sandra Neves
Secretariado: Marta Rodrigues
Design Gráfico: Helder David

Fotografia da Capa
Aeroporto Internacional de Ushuaia, Argentina
(Fotografia cedida por Eng. Helena Cruz)

Administração
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.
Departamento de Estruturas
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
tel: (+351) 21 844 32 60 | fax: (+351) 21 844 30 25
rpee@lnec.pt | http://rpee.lnec.pt

Edição e divulgação eletrónica
LNEC | Divisão de Divulgação Científica e Técnica
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
NIPC: 501 389 660
tel: (+351) 21 844 36 95 | fax: (+351) 21 844 30 18
livraria@lnec.pt | www.lnec.pt

ISSN 2183-8488

Painel de Revisores (*)

Alfredo Campos Costa
LNEC, Portugal

Álvaro Cunha
FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes
Univ. Industrial de Santander, Colômbia

André Barbosa
Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa
UA, Portugal

António Abel Henriques
FEUP, Portugal

António Arêde
FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro
LNEC, Portugal

António M. Baptista
LNEC, Portugal

Antonio Marí
Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

António Santos Silva
LNEC, Portugal

Artur Pinto
ELSA Laboratory - JRC, Itália

Baldomiro Xavier
Teixeira Duarte, SA, Portugal

Carlito Calil Júnior
Univ. de São Paulo, Brasil

Dinar Camotim
IST, Portugal

Eduardo Júlio
IST, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho
Univ. Federal Fluminense, Brasil

Enrico Spacone
Univ. Chieti Pescara, Itália

Fabio Biondini
Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco
IST, Portugal

Filipe Teixeira-Dias
Univ. of Edinburgh, Reino Unido

Francisco Antônio Rocco Lahr
Univ. de São Paulo, Brasil

Francisco Javier Crisafulli
Univ. Nacional de Cuyo, Argentina

Galo Valdebenito
Univ. Austral de Chile, Chile

Giorgio Monti
Univ. di Roma, Itália

Giuseppe Mancini
Politecnico di Torino, Itália

Gustavo Ayala
Univ. Nacional Autónoma do México, México

Halil Sezen
Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti
FHECOR Ingenieros Consultores, Espanha

Hugo Rodrigues
IPLeiria, Portugal

Joan Ramon Casas
Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

João Casaca
LNEC, Portugal

João Ramôa Correia
IST, Portugal

João Henrique Negrão
FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes
FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca
UBI, Portugal

Jorge de Brito
IST, Portugal

José Calavera
INTEMAC, Espanha

José Jara
Univ. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

José Luiz Rangel Paes
Univ. Federal de Viçosa, Brasil

José Turmo
Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos
LNEC, Portugal

Juan A. Sobrino
PEDELTA, Espanha

Júlio Flórez-López
Univ. de los Andes, Venezuela

Ka-Veng Yuen
Univ. of Macau, Républica Popular da China

Lídia Shehata
Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Luís Guerreiro
IST, Portugal

Luís Oliveira Santos
LNEC, Portugal

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Univ. Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Manuel Pipa
LNEC, Portugal

Marcial Blondet
Pontificia Univ. Católica del Perú, Peru

Mário Castanheta
LNEC, Portugal

Mario Ordaz
Univ. Nacional Autónoma do México, México

Mary Mun
LNEC, Portugal

Maurizio Piazza
Univ. di Trento, Itália

Oscar A. López
Univ. Central de Venezuela, Venezuela

Paulo Candeias
LNEC, Portugal

Paulo Lourenço
UM, Portugal

Paulo Roberto Lopes Lima
Univ. Estadual de Feira de Santana, Brasil

Paulo Vila Real
UA, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa
LNEC, Portugal

Petr Stepanek
Univ. Brno, República Checa

Rui Calçada
FEUP, Portugal

Rui Faria
FEUP, Portugal

Rui Pinho
Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos
Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Sergio Lagomarsino
Univ. di Genova, Itália

Sérgio Lopes
FCTUC, Portugal

Válter Lúcio
UNL, Portugal

Vanderley M. John
Univ. de São Paulo, Brasil

Vítor Leitão
IST, Portugal

(*) A Coordenação Científica da rp**ee** poderá recorrer a outros revisores quando necessário

nota prévia

Este número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (rp**ee**) é dedicado às estruturas de madeira, estando associado ao II Congresso Latino-americano de Estruturas de Madeira, realizado em conjunto com o II Congresso Ibero-Latino-americano da Madeira na Construção (CLEM+CIMAD2017), em Junín (Argentina), em maio de 2017.

Como tem sido feito para os números temáticos, a qualidade científica é assegurada pela colaboração da coordenação da comissão científica da rp**ee** com representantes da comissão científica das reuniões a que se referem, neste caso membros da Comissão Científica do Congresso.

A administração da rp**ee** deixa aqui expresso o seu agradecimento à comissão constituída pelos colegas Miguel Tortoriello e Helena Cruz, pela sua contribuição para edição do presente número da rp**ee**.

A administração da rp**ee**
José Manuel Catarino (LNEC)
João Almeida Fernandes (APEE)
Manuel Pipa (GPBE)
João Azevedo (SPES)

editorial

A madeira tem sido amplamente utilizada na construção de edifícios em todo o mundo. Atualmente, a par de utilizações tradicionais, que refletiam sobretudo a disponibilidade deste recurso natural, os aspetos culturais e a tradição locais, multiplicam-se as estruturas de madeira modernas, com soluções arquitetónicas arrojadas e realizações estruturais inovadoras.

Com efeito, tem-se assistido a uma evolução contínua em termos dos materiais disponíveis, incluindo madeiras modificadas para melhoria das suas propriedades, e uma variedade de materiais derivados de madeira, de ligações, formas arquitetónicas, soluções estruturais e utilizações. É também cada vez mais valorizada a utilização de matérias primas renováveis, o reduzido impacte ambiental associado à produção, transformação e utilização da madeira, sobretudo se produzida localmente, as boas qualidades estéticas, a integração no ambiente natural e a versatilidade que a madeira permitem.

O presente número da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas é dedicado ao tema Estruturas de Madeira, divulgando à comunidade técnica e científica trabalhos apresentados ao II Congresso Latino-americano de Estruturas de Madeira, realizado em conjunto com o II Congresso Ibero-Latino-americano da Madeira na Construção (CLEM+CIMAD2017), em Junín (Argentina), de 17 a 19 de maio de 2017.

O conjunto de trabalhos selecionados mostra o interesse da comunidade científica em contribuir para o conhecimento sobre as características e propriedades deste material para aplicação estrutural e reflete uma preocupação com a utilização de recursos locais e com a escolha de soluções robustas e duráveis, bem como com a conservação e reabilitação do património edificado, pilares fundamentais de uma construção sustentável.

Helena Cruz e Miguel Tortoriello

Coordenadores do número temático

estruturas de madeira

Desarrollo de un método prescriptivo para el diseño sísmico de estructuras de madera de mediana altura basado en el desempeño

Development of a prescriptive method for seismic design of middle height wood structures based on performance

Peter A. Dechent
Rodrigo A. Silva
Gian Carlo Giuliano
James D. Dolan
Jorge Crempien
José M. Matamala
Gustavo A. Acuña

Resumen

En este trabajo se propone un método de diseño prescriptivo para edificios de madera tipo plataforma de mediana altura. Los métodos de diseño actuales basados en resistencia no prestan atención al desempeño estructural para sismos menores, y los métodos que si lo hacen son muy complejos lo que impide su uso extensivo. Este nuevo enfoque simplificará el diseño sísmico de edificios de madera evitando análisis complejos, y al mismo tiempo garantizará un desempeño óptimo para diferentes niveles de riesgo sísmico. El estudio se basó en el análisis de modelos estructurales de varios arquetipos de edificios residenciales con una selección apropiada de resistencia y rigidez. A través de análisis pseudo-tridimensional dinámico no lineal de los modelos, es posible obtener curvas de fragilidad que permiten de manera simple tomar decisiones con respecto a los parámetros de diseño. El drift fue el principal parámetro indicador de la respuesta de los modelos.

Palavras-chave: Estructuras de madera / Diseño sísmico / Curvas de fragilidad

Abstract

In this research a prescriptive methodology for preliminary seismic design of mid-rise light-frame shear wall buildings is proposed. The current methods based on strength, do not pay attention to performance under minor ground motions, and the methods that do so are complex for extensive application. This new design approach will simplify the seismic design of timber building avoiding complex analyses and simultaneously will guarantee an optimum performance under several levels of seismic risk. The research is based on the analysis of structural models of several residential buildings archetypes with a suitable selection of strength and stiffness. Through pseudo 3-D nonlinear dynamic analysis of the structural models, it is possible to define simplified models that allow the realization of parametric studies in relatively short time, which allows to use fragility curves for making decisions regarding design parameters. The drift was selected as a principal response parameter of the models.

Keywords: Wood structures / Seismic design / Fragility curves

Peter A. Dechent
Dr. Prof., Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería
Concepción, Chile
pdechen@udec.cl

Rodrigo A. Silva
Dr. Prof., Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería
Concepción, Chile
rosilva@udec.cl

Gian Carlo Giuliano
MSc., Universidad de San Sebastian, Facultad de Ingeniería
Concepción, Chile
gian.giuliano@uss.cl

James D. Dolan
Dr. Prof., University of Washington, USA
jddolan@wsu.edu

Jorge Crempien
Dr. Prof., Pontificia Universidad Católica
Santiago, Chile
jocrempien@ing.puc.cl

José M. Matamala
Estudiante de Ingeniería Civil
Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería
Concepción, Chile
jmatamalac@udec.cl

Gustavo A. Acuña
Estudiante de Ingeniería Civil
Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería
Concepción, Chile
gustavoacunaale@gmail.com

Aviso legal
As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice
The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

DECHENT, P. A. [*et al.*] – Desarrollo de un método prescriptivo para el diseño sísmico de estructuras de madera de mediana altura basado en el desempeño. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 7-14.

1 Introducción

Se sabe por experiencias realizadas en países como Japón, Estados Unidos, Canadá, entre otros que las edificaciones de madera tienen buen desempeño frente a sismos cuando son diseñadas bajo requerimientos comprobados, y que representan una alternativa competitiva frente a materiales de construcción más tradicionales. Si bien este desempeño ha sido satisfactorio en relación a asegurar la vida de las personas, no ha sido así en cuanto al daño que han padecido en sus elementos estructurales y no estructurales.

En la actualidad la altura de estructuras de madera en zonas sísmicas se encuentra limitada a aproximadamente 4 pisos, principalmente por una falta de comprensión de la respuesta dinámica de estructuras más altas, y por limitaciones tales como la seguridad al fuego y consideraciones de daño no estructural. En particular en Chile hay poco conocimiento al respecto, no están calibrados los métodos de diseño, y en general la normativa chilena para diseñar sistemas sismorresistentes en base a muros y diafragmas de madera es muy limitada. Es posible afirmar que los requerimientos de muchos códigos de diseño para la construcción de edificaciones en madera no se encuentran basados en el marco de una filosofía de diseño sísmico bien comprendida, lo que significa desconocer los mecanismos de deformación y de trayectoria de cargas que ocurren en construcciones de madera durante un movimiento sísmico. La totalidad de estos factores son los que han limitado el uso de la madera en construcciones de mediana altura, y por tanto han reducido la competitividad de la madera frente al acero y al hormigón.

El presente trabajo muestra el principio de una investigación orientada a desarrollar una metodología prescriptiva para diseñar edificios de madera de hasta 6 pisos frente a cargas sísmicas, cuya tipología estructural es de tipo plataforma con muros de corte rigidizados por planchas de OSB. La investigación se basa en el análisis de modelos estructurales de arquetipos orientados a vivienda, y que posean una excentricidad controlada. Esta metodología puede ser considerada como complementaria a las normas de diseño actuales.

El objetivo básico es obtener una variación en la resistencia horizontal por piso, a efecto que todas las líneas resistentes tengan una participación activa en la disipación de energía. Los resultados del estudio permiten proponer una proporción de la resistencia, para cada nivel en relación a las del primero, lo que permite lograr un buen desempeño en edificios de hasta 6 pisos.

A través de análisis pseudo 3-D de los modelos estructurales de los arquetipos y de la identificación de su comportamiento dinámico es posible definir modelos simplificados que permiten la realización de estudios paramétricos en tiempos de análisis relativamente cortos, lo que hace atractiva la utilización de curvas de fragilidad para la toma de decisiones en relación a parámetros de diseño.

Un resultado importante de este trabajo es la introducción de coeficientes sísmicos de diseño, como una alternativa al factor de Modificación de Respuesta que reduce el espectro elástico. El coeficiente sísmico de diseño otorga una manera simple de diseñar, y además incorpora un control sobre el desplazamiento relativo de

entre pisos. Cada coeficiente sísmico ha sido analizado a efecto de cumplir con objetivos de desempeño que se proponen para estructuras de madera, condición que es verificada en este trabajo mediante curvas de fragilidad.

2 Sistema constructivo y capacidad del modelo

El sistema de construcción en madera tipo plataforma se utiliza frecuentemente en Norteamérica, Europa y Japón en construcciones residenciales de baja y mediana altura. El sistema sismorresistente está conformado por muros de corte y diafragmas horizontales hechos de tableros estructurales de contrachapado u OSB. Estos elementos estructurales constan de los siguientes componentes:

- Pies derechos dobles en los extremos del muro.
- Pies derechos intermedios, separados a una distancia predeterminada (menor a 610 mm).
- Soleras simples o dobles (cuerdas superior e inferior).
- Uno o dos paneles de refuerzo de igual o distinto espesor (OSB o contrachapado).
- Un patrón de clavos o tornillos en los bordes e interior del panel, a una distancia predeterminada.
- Anclajes especiales (no siempre son utilizados).

Una gran cantidad de ensayos del tipo *pushover* y cíclicos en especímenes de muros de corte de madera han sido realizados demostrando que la respuesta "fuerza vs. desplazamiento" en la parte superior es altamente no lineal (Salenikovich 2000, Gatto and Uang, 2001; Pardoen *et al.*, 2003; Tissell *et al.*, 1999). También se han desarrollado numerosos modelos numéricos en la últimas dos décadas, siendo uno de los más difundidos y aceptados internacionalmente el propuesto por Folz y Filiatrault, 2001. Este permite modelar el comportamiento histerético de muros de madera y se encuentra además incorporado en el programa CASHEW, el cual permite la simulación de estructuras de madera construidas con muros de corte en madera. El programa CASHEW fue empleado en esta investigación.

En el diseño sísmico de estructuras de madera, los muros de corte se anclan a las fundaciones y entre sí en los pisos superiores para prevenir levantamiento y asegurar un modo de deformación deseado. Esto es consistente con los modos de deformación supuestos en la modelación mediante CASHEW, donde el muro de corte actúa como un mecanismo que se deforma como un paralelogramo en la medida que el extremo superior del muro es desplazado. El modelo es capaz de predecir la respuesta carga desplazamiento en la parte superior del muro. La flexión en el plano de los elementos de pie derechos o cadenetas tiene muy poco efecto en la respuesta global de los muros de corte (Gupta y Kuo, 1985). Basado en este supuesto los elementos del marco de madera son modelados como elementos rígidos con conexiones rotuladas en sus extremos y no contribuyen a la rigidez lateral de los muros de corte. El aporte más importante a la rigidez lateral proviene de la respuesta inelástica de los conectores entre las placas de OSB y el marco de madera.

3 Diseño según normativa chilena NCH 433 para diseño sísmico

El diseño utilizando el método de análisis estático explicado en la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios, NCh 433.Of96 Modificada el 2009 (INN, 2009) y 2011 a través del DS 60 y DS 61, considera fuerzas que son menores a las que se esperaría en un gran sismo, lo que induce a que la estructura incursione en el rango no lineal. Por lo tanto, se debe diseñar la estructura para que tenga suficiente ductilidad para permanecer estructuralmente segura cuando sea forzada a incursionar en el rango inelástico durante un gran sismo. Actualmente la Norma Chilena de Diseño utiliza un factor de reducción de respuesta (R) de 5.5, sin embargo no está clarificada la forma en que este factor fue establecido en la legislación.

El método utilizado para calcular las fuerzas horizontales a nivel de piso consta de tres pasos. Primero se calcula el corte basal que actúa sobre la estructura. Luego se redistribuye un porcentaje de este corte basal a través de los distintos niveles. Finalmente, se determinan las fuerzas en los elementos individuales (tabiques, diafragmas, vigas, etc.), que se generan como resultado de las fuerzas sísmicas provenientes de cada nivel de piso. Mientras que la verificación de desplazamientos, la norma sólo los controla para estas cargas reducidas, pero sin hacer diferencias en relación a la materialidad, con excepción de estructuras de hormigón, donde la norma se modificó con la experiencia del terremoto del 27/02/2010. La norma no se encuentra actualizada para estructuras de madera, por lo tanto no es posible calcular la verdadera capacidad de los muros de corte de madera o para estimar la deformación inelástica que este tipo de estructuras puede llegar a experimentar.

4 Distribución de resistencia para un óptimo desempeño

La distribución de resistencia de una estructura para tener un óptimo desempeño es aquella en la que no existen concentraciones de *drift* en un nivel en particular. Es decir, se plantea el supuesto de que un buen desempeño sísmico se obtiene cuando todos los muros de corte, en los diferentes pisos, colaboran activamente en la disipación de energía.

Luego de realizar una serie de análisis no lineales usando una serie de registros de aceleraciones sísmicas en modelos simplificados, se propone una distribución de resistencia en altura (Dechent, 2014). A pesar que este estudio aún debe extenderse considerando una mayor cantidad de registros sísmicos considerando varios tipos de suelo, los resultados muestran que es posible alcanzar un desempeño aceptable. Los análisis se realizaron en un modelo unidimensional de masas concentradas capaz de deformarse únicamente por efecto del corte (debido a que en estructuras bajas se espera que la deformación por corte sea más predominante que la deformación por flexión), variando la capacidad de cada piso hasta obtener una respuesta promedio cercana a valores de desplazamientos considerados como óptimos. Los análisis no lineales fueron realizados en el programa Sapwood (Pei y Van de Lindt, 2007). Como el objetivo de esta investigación es lograr un diseño prescriptivo, se impone la condición

de que las estructuras sean regulares y con poca excentricidad. Esto se debiera esperar en estructuras bien concebidas desde el punto de vista estructural, e incluso en estructuras que muestren ciertos niveles de excentricidad, pero con un adecuado balance en resistencia y rigidez de los diferentes ejes estructurales.

Para la modelación se considera un modelo de masas concentradas, con igual masa en cada piso excepto en el último nivel donde se consideró únicamente la mitad. Esta condición se puede fundamentar en la existencia de una sobrelosa de 5 cm de hormigón liviano en todos los pisos con excepción del último. Este es requerimiento constructivo que se ha utilizado en Chile en los últimos años, y se puede comprobar que esta terminación de hormigón controla cerca del 50% del peso propio de la edificación. Luego, conociendo las dimensiones en planta es posible estimar la masa de cada piso basándose en experiencias constructivas, y a continuación se le asigna a cada nivel una cierta resistencia lateral de acuerdo al parámetro α (mostrado en la Ecuación 1), el cual es definido como la proporción entre la capacidad al corte del primer piso y el peso de la estructura.

$$\alpha = \frac{Q_y}{W} \tag{1}$$

donde Q_y corresponde a la capacidad al corte de la estructura y W es el peso de la estructura.

Una vez definido el factor α, la capacidad del primer piso puede ser determinada, y la capacidad de los pisos superiores son determinados relativos al primer nivel. Los análisis no lineales desarrollados por Salazar (2012) y Acuña (2016) propusieron una distribución de resistencia óptima para obtener *drifts* similares en todos los pisos. Esta distribución se muestra en la Figura 1.

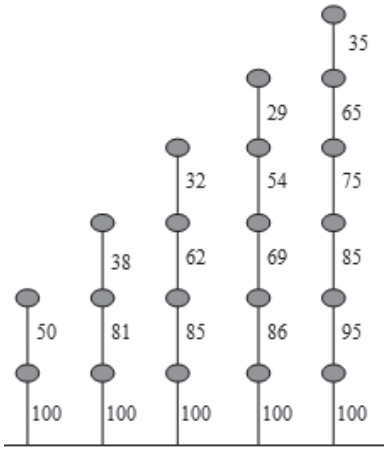


Figura 1 Propuesta preliminar de distribución de resistencia en altura para la estructura

Los valores de capacidades analizadas en los modelos fueron: α = 0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.60 0.70, 0.80, 1.0. Estos valores están asociados a distintos períodos, desde 0.3 s a 1.0 s, todos referidos a la rigidez inicial de los modelos.

Una vez determinada la capacidad de la estructura, se debe determinar la combinación de muros para obtener la combinación deseada de resistencia y rigidez para cada piso.

Para evaluar el desempeño y determinar el parámetro α, se propone en esta investigación limitar el *drift* de entrepiso a un valor entre 0.5% y 1.0% para sismos frecuentes, 2.0% para sismos de diseño, y 3.0% para sismos máximos creíbles. Se considera que la condición de colapso de la estructura se alcanza para *drift* de un 4.0% en cualquiera de los pisos. Esta definición aún debe ser discutida y aprobada por un comité de expertos, porque los valores establecidos en este trabajo están basados en códigos internacionales. Los *drift* propuestos para sismos frecuentes están destinados a limitar las pérdidas económicas.

5 Selección de registros sísmicos para la evaluación del arquetipo

Para realizar los múltiples análisis no lineales requeridos para desarrollar la metodología, se seleccionaron 264 registros de estaciones chilenas. La clasificación del suelo de aquellas estaciones es tipo D y E, según la clasificación del Artículo 6 del Decreto Supremo 61 (2011) de la norma chilena NCh 433. Este tipo de suelo fue escogido porque de acuerdo a observaciones históricas, los sismos en Chile sobre 7.5 M_w causaron gran daño a las estructuras construidas en esos tipos de suelo. Los registros representan sismos subductivos de diversas magnitudes, y éstos fueron agrupados por magnitud, el detalle de cada categoría es mostrado en la Tabla I. Los grupos se definen de la siguiente forma: G1 aquellos sismos con magnitud menor a 5.5, G2 aquellos con magnitud entre 5.5 y 7.5, y G3 aquellos sismos cuya magnitud es superior a 7.5. Esos registros representan el rango de intensidad, duración y contenido de frecuencias que puede ser esperado para sismos frecuentes y de diseño.

Tabla I Número de registros sísmicos, agrupados por magnitud, M_w

Tipo de suelo	$M_w \leq 5.5$	$5.5 < M_w \leq 7.5$	$M_w \geq 7.5$
D	152	84	25
E	0	2	1
Número de registros	93	45	13

Los registros sísmicos con magnitud superior a 7.5 M_w pueden ser considerados como sismos de diseño y no como máximos creíbles, debido a que existe una breve historia de eventos registrados, lo que dificulta su clasificación. Sin embargo, desde el punto de vista de las aceleraciones que son incluidas en las curvas de fragilidad, y en términos de riesgo sísmico, es posible definir el nivel de aceleración que divide el sismo de diseño y el máximo creíble.

Los primeros resultados indican que el nivel de deformación que producen los sismos frecuentes (M_w menor a 5.5) no causa daño estructural. Además, al amplificar esos registros para lograr aceleraciones similares a aquellas que producen los registros de magnitud mayor a 7.5, se observa que la Intensidad de Arias (Arias *et al.*, 1969) es la mitad con respecto a la categoría más alta, lo que

implica que no tienen el potencial para causar un daño importante en la estructura, luego no hay una razón física para incluir en los análisis a los sismos con M_w menor a 5.5. El detalle de la Intensidad de Arias para cada grupo se muestra en la Tabla II.

Tabla II Intensidad de Arias para cada grupo

Intensidad de Arias (cm/s)	$M_w \leq 5.5$	$5.5 < M_w \leq 7.5$	$M_w \geq 7.5$
Media (μ)	418	456	1031
Desviación Estándar (σ)	362	250	530
$\mu + \sigma$	780	706	1561

Además esto indica que las curvas de fragilidad obtenidas para aquellos registros de menor magnitud (grupo G1) son menores que aquellas determinadas para el grupo sísmico G3. Las curvas de fragilidad obtenidas a través de los registros sísmicos chilenos de diversas magnitudes son mostradas en las Figuras 2, 3 y 4. Las curvas muestran la probabilidad de excedencia de un *drift* límite para un cierto nivel de desempeño, *versus* la aceleración máxima del suelo (PGA) para una variedad de registros en suelo tipo D. Claramente los registros de aceleraciones para sismos con magnitud mayor a 7.5 conducen a unas curvas de fragilidad más conservadores que los dos grupos restantes (G1 y G2) para un mismo nivel de PGA. Por esta razón y para simplificar el número de resultados, las curvas de fragilidad únicamente fueron desarrolladas con registros de eventos con $M_w > 7.5$, produciendo resultados más conservadores para los niveles de aceleración más bajos.

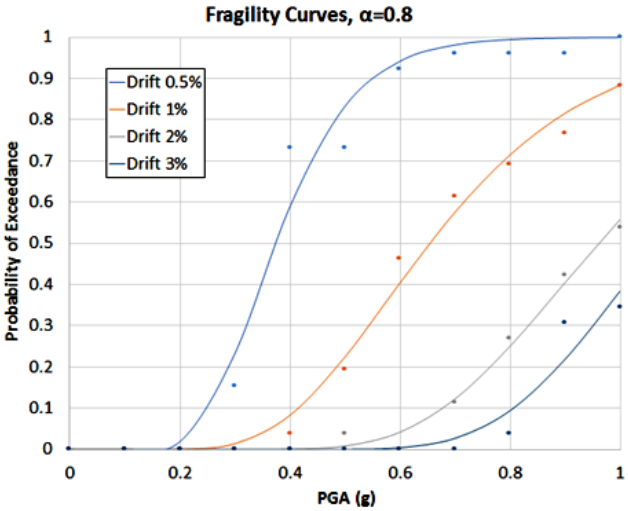


Figura 2 Curvas de fragilidad para $M_w \geq 7.5$

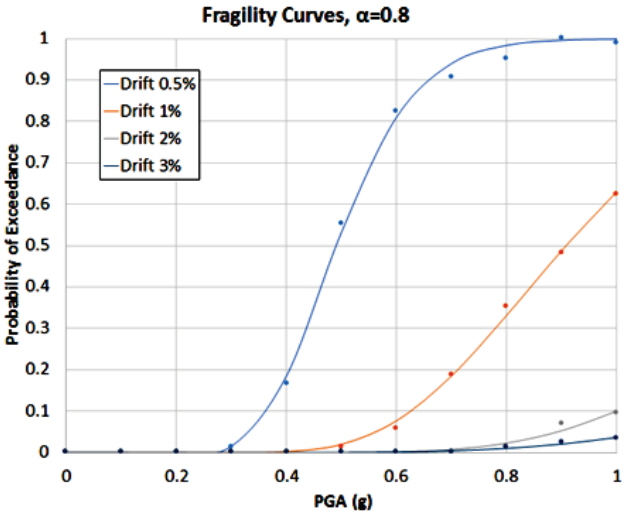


Figura 3 Curvas de fragilidad para $5.5 \leq M_w \leq 7.5$

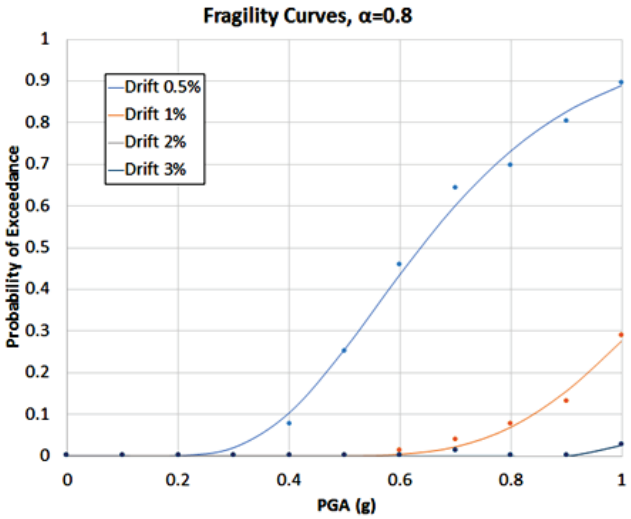


Figura 4 Curvas de fragilidad para $M_w \leq 5.5$

6 Análisis de resultados

En la Figura 5 se muestran los resultados de *drift* promedio obtenidos en una estructura de seis pisos con una capacidad al corte del primer piso de un 40% del peso sísmico de la estructura, y con una variación de ésta de acuerdo al esquema presentado en la Figura 1. Los registros considerados en el análisis corresponden a aquellos con $M_w > 7.5$, considerados en la categoría de sismos de diseño.

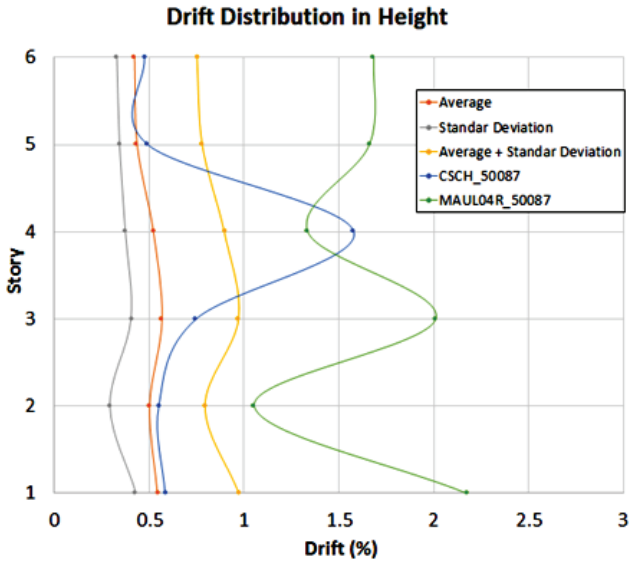


Figura 5 Distribución del *drift* máximo

En la Figura 5 se presenta el promedio y la desviación estándar del *drift* para cada piso de la estructura analizada. Para el caso presentado, solamente hay dos registros que producen variaciones importantes en comparación al promedio, sin embargo el nivel de deformación sigue siendo menor a un 2.5% y la distribución de capacidad en altura es aceptable. Aquellos registros que presentan anomalías en sus resultados deben ser analizados por separado para analizar y comprender la causa subyacente de la concentración de *drift*.

7 Aplicación de la metodología en un arquetipo

La planta de arquitectura de la estructura que será diseñada a través el método prescriptivo es mostrada en las Figuras 6-7. Esta es un arquetipo típico de las viviendas sociales en algunas regiones de Chile. Todos los muros con una razón de aspecto menor a 2 son seleccionados como muros estructurales (porque en este tipo de muros predomina la deformación por corte por sobre la deformación por flexión). El modelo del edificio a ser analizado tiene 4 niveles de resistencia definidos por los valores de α de 0.3, 0.4, 0.6 y 0.8. Para cada valor de α, la capacidad del primer nivel es determinada usando el corte basal, y luego la curva de distribución de capacidad es utilizada para estimar la resistencia de los pisos superiores. El hecho de que en el diseño de estructuras hay variaciones entre los valores sugeridos y la resistencia real (debido a la configuración física de los conectores de los muros), no tiene impacto significativo en los resultados finales.

Con este diseño, la estructura tiene una alta probabilidad de lograr un desempeño adecuado. Este método de diseño podría ser considerado para su adopción dentro de la norma sísmica de edificios chilena NCh 433. Los diseñadores podrían completar el diseño de una manera simple y directa. La metodología debe ser verificada para casos irregulares y en otros tipos de suelo para asegurar que la distribución de capacidad obtenida no es menor que la que se requiere para cargas de viento.

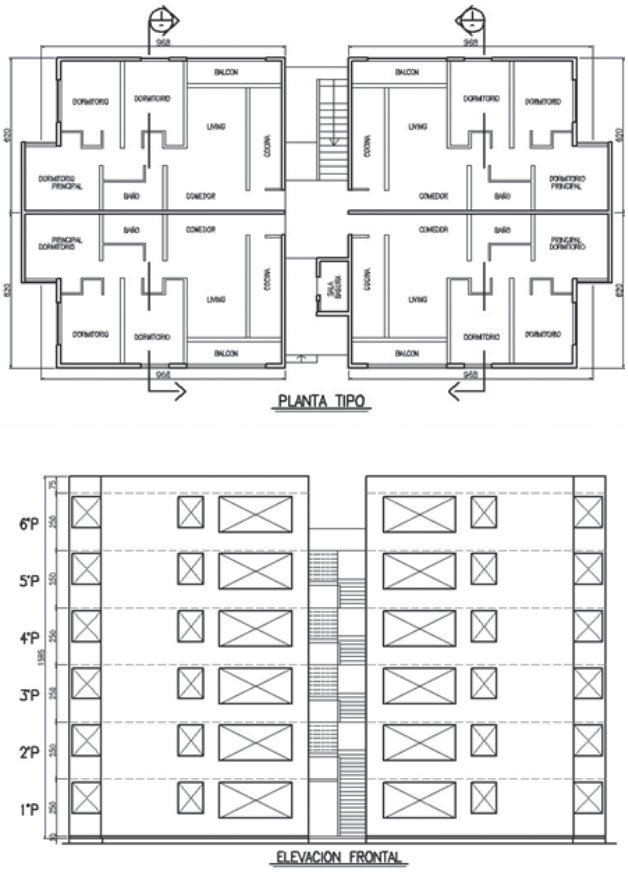


Figura 6 Planta y elevación de vivienda social típica en Chile

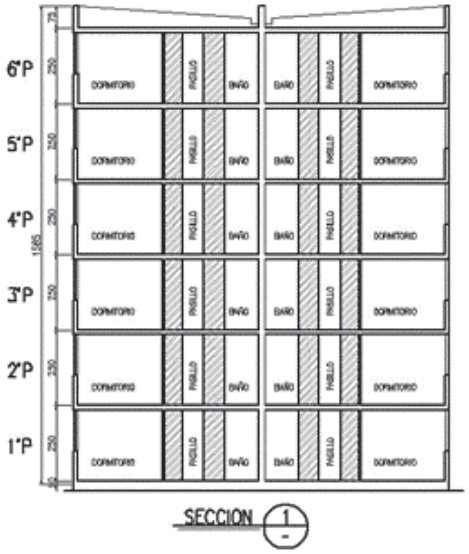


Figura 7 Corte de vivienda social típica en Chile

Las curvas de fragilidad para la variación de resistencia en altura presentadas en la Figura 1 son presentadas en las Figuras 6–11. Todos los modelos tienen la misma variación de capacidad, y esta coincide con aquella que en promedio logra una distribución uniforme del *drift* en todos los pisos. Las curvas de fragilidad fueron desarrolladas para niveles de *drift* de 0.5%, 1.0%, 2.0% y 3.0%, utilizando registros con magnitud superior a 7.5. Esto permite obtener curvas de fragilidad más conservadoras para eventos con bajo PGA, debido a la menor cantidad de energía que poseen los registros de esos grupos (G1 y G2).

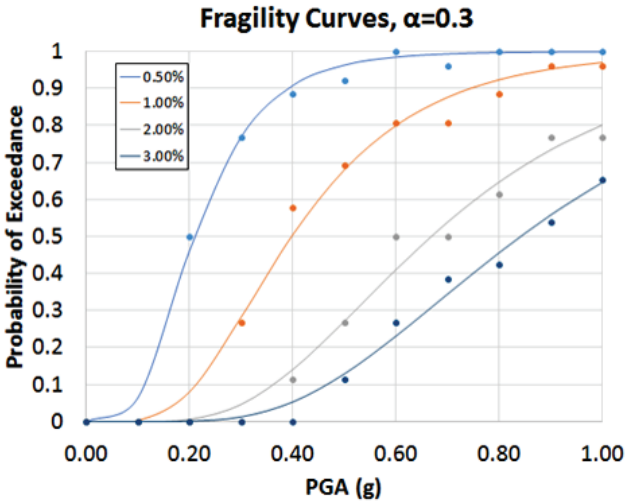


Figura 8 Curva de fragilidad: probabilidad de excedencia vs. PGA para $\alpha = 0.3$

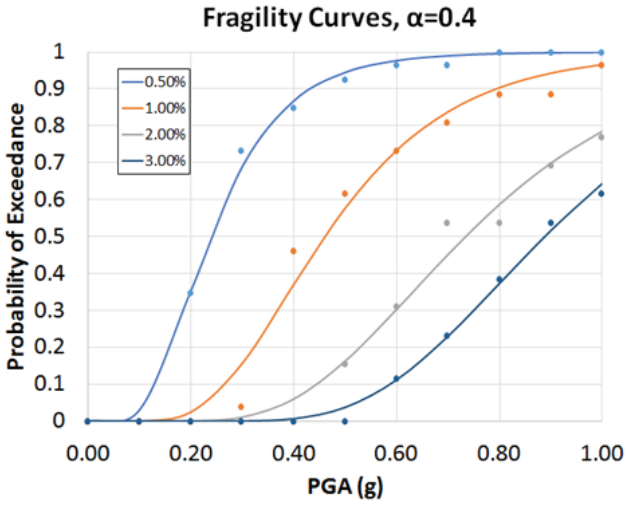


Figura 9 Curva de fragilidad: probabilidad de excedencia vs. PGA para $\alpha = 0.4$

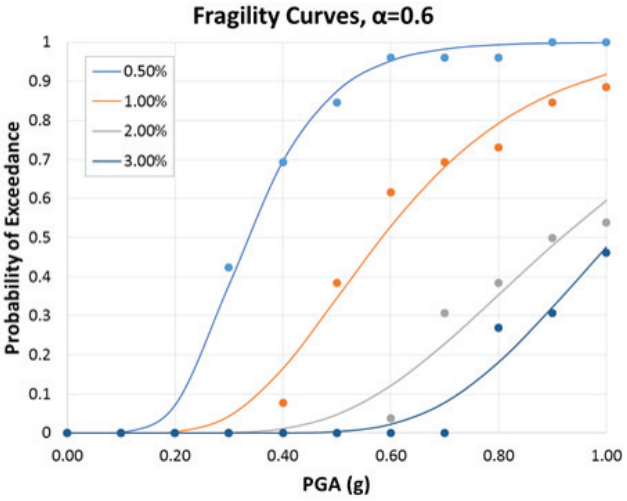


Figura 10 Curva de fragilidad: probabilidad de excedencia vs. PGA para $\alpha = 0.6$

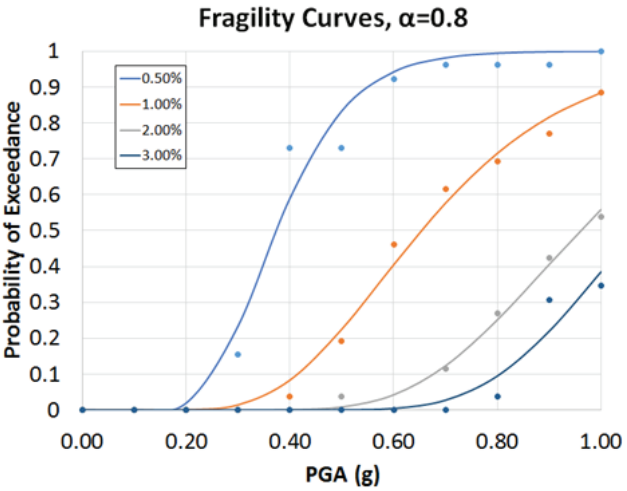


Figura 11 Curva de fragilidad: probabilidad de excedencia vs. PGA para $\alpha = 0.8$

De la observación de las diferentes curvas de *drift* vs. PGA, se puede concluir que a medida que el factor de resistencia de la estructura aumenta (definido por el factor α), el *drift* se reduce para una gran cantidad de registros. Para esas mismas curvas es posible inferir que hay algunos registros para los cuales el *drift* incrementa abruptamente cuando se excede un cierto nivel de aceleración. Esos registros deben analizarse para determinar si ellos deben ser eliminados del estudio debido a consideraciones especiales que están fuera de la consideración del grupo de movimientos sísmicos. También se demuestra a través de las curvas de fragilidad que a medida que el factor α aumenta, la fragilidad de la estructura se reduce.

8 Conclusiones

Se obtuvieron curvas de distribución de capacidad en altura para estructuras de hasta 6 pisos, a modo de facilitar el diseño sísmico, controlando la respuesta estructural para lograr una distribución uniforme de *drift*. Los resultados preliminares del estudio sugieren un coeficiente sísmico de diseño mínimo cercano al 15% del peso de la estructura, para lograr los objetivos de seguridad y serviciabilidad para todos los sismos posibles, siempre y cuando se respete la aplicación al arquetipo estudiado. Los resultados del estudio son válidos para registros que provienen de sismos subductivos.

Este coeficiente corresponde al mínimo corte basal que se determina usando el método de las tensiones admisibles. La capacidad requerida se obtiene amplificando por un factor de aproximadamente tres, la que representa el máximo valor de la curva carga – deformación de un muro cargado horizontalmente.

Referencias

[1] Acuña, G. – "Desempeño Sísmico en Estructuras de Madera Basado en Curvas de Fragilidad". *Memoria de título*, Universidad de Concepción, Chile, 2016.

[2] Arias, A.; Lange, G.; Arnold, P. – "Una medida de la Intensidad Sísmica". *I Jornadas Peruanas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Lima, Perú, 1969.

[3] Breyer, D.; Friedley, K.; Cobeen, K.; Pollock, D. – *Design of Wood Structures ASD/LRFD*. McGraw-Hill. New York, EE.UU, 2007.

[4] CSA – Engineering Design in Wood. Canadian Standards Association, Canadá, 2009.

[5] Dechent, P.; Giuliano, M.; Silva, R.; Salazar, J. C. – "Factores de desempeño sísmico para un diseño óptimo de edificios de madera de mediana altura". *XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, 2014.

[6] FEMA – "Quantification of Buildings Seismic Performance Factors". ATC-63. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., EE.UU, 2009.

[7] Folz, B.; Filiatrault, A. – "Cyclic analysis of wood shear walls". *Journal of Civil Engineering*, 127(4), 433-441, 1990.

[8] Folz, B.; Filiatrault, A. – SAWS. Versión 1.0. University of California, San Diego, EE.UU, 2001.

[9] Gatto, K.; Uang, C. M. – "Cyclic response of woodframe shearwalls". .CUREE. Richmond, Calif, 2001.

[10] Gupta, A. K.; Kuo, G. P. – "Behaviour of wood-framed shear walls". *ASCE J. Struc.Eng.*, 111(8): 1722-1733, 1985.

[11] INN – Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.Of96 Modificado en 2009. Instituto de Normalización, Santiago, 2009.

[12] Pang, W.; Rosowsky, D. – "Report NW-02 Direct Displacement Procedure for Performance-Based Seismic Design of Multistory Woodframe Structures", 2007.

[13] Pardoen, G.; Waltman, A.; Kazanjy, R.; Freud, E.; Hamilton, C. – "Testing and analysis of one story and two-story shear walls under cyclic loadings". CUREE, Richmond, Calif., 2003.

[14] Pei, S.; Van de Lindt, J. W. – SAPWOOD Versión 1.0. Colorado State University, EE.UU, 2007.

[15] Salazar, J. C. – "Desarrollo conceptual de un desempeño sísmico óptimo para estructuras de madera". *Memoria de título,* Universidad de Concepción, Chile, 2012.

[16] Salenikovich, A. J. – *The Racking Performance of Light-Frame Shear Walls*. PhD Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, EE.UU, 2000.

[17] Tissell, J. R. – "Wood Structural Panel Shear Walls. Research Report 138". American Plywood Association, Washington D.C., EE, UU, 1999.

[18] Van de Lindt, J. W.; Pei, S.; Pryor, S. E.; Shimizu, H.; Isoda, H. – "Experimental Seismic Response of a Full-Scale Six-Story Light-Frame Wood Buildings." *ASCE Journal of Structural Engineering*, 136(10), 1262-1272, 2010.

Estruturas de suporte em rolaria de madeira para parques fotovoltaicos

Timber-logs bearing structures for photovoltaic power stations

João H. Negrão
Tiago Pires
Telmo Morgado

Resumo

Os parques de painéis solares fotovoltaicos requerem áreas relativamente extensas, ocupadas de forma compacta. Não estando em causa valores elevados de cargas de utilização ou de ações ambientais, as estruturas de suporte são relativamente ligeiras, geralmente de tipo porticado com barras metálicas de gama comercial. Este parece ser o tipo de utilização na qual uma estrutura constituída por rolaria pode ter vantagens competitivas, porque a dimensão e secção das peças é pequena, compatível com a rolaria disponível de operações de desbaste e manutenção. Além do mais, esta aplicação constitui um fator de valorização para este material, que é de muito baixo custo e escassa aplicabilidade industrial. Neste trabalho são analisadas e comparadas soluções metálica e em madeira de rolaria para um caso concreto. A primeira corresponde a um caso real construído, e a segunda a uma alternativa em rolaria, concebida com vista a ultrapassar os constrangimentos relativos ao tipo de material, nomeadamente na disponibilidade de dimensões e na problemática das ligações.

Palavras-chave: Estrutura / Parques fotovoltaicos / Rolaria de madeira

Abstract

Photovoltaic power stations require extensive areas with a compact occupation. As the service or environmental loadings are moderate, the bearing structures are relatively light, usually of framed type made up with commercially available laminate steels profiles. This seems to be the type of use in which a structure made up with timber logs may have competitive advantages, because the size and cross-section of the elements is small, compatible with the logs available from thinning and maintenance forestry operations. Besides, this application adds value to this material, which has a very low cost and scarce industrial use. In this work, steel and timber-log solutions are analysed and compared for a concrete case. The former corresponds to an actually built solar park and the latter to a timber-log based alternative, designed in order to overcome the constraints related to the type of material, namely concerning the available sizes and the connections.

Keywords: Structure / Photovoltaic power stations / Timber logs

João H. Negrão

PhD, Professor Associado
Universidade de Coimbra
Coimbra, Portugal
jhnegrao@dec.uc.pt

Tiago Pires

MSc, Engenheiro Civil
Portugal
tiagobalhau@gmail.com

Telmo Morgado

PhD, Engenheiro Civil
SERQ
Portugal
telmo.morgado@gmail.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

NEGRÃO, J. [*et al.*] – Estruturas de suporte em rolaria de madeira para parques fotovoltaicos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 15-22.

1 Introdução

As necessidades energéticas do mundo contemporâneo aumentam a um ritmo nunca visto, sob a pressão conjunta do desenvolvimento económico e social de regiões e populações do chamado Terceiro Mundo e dos elevados padrões de consumo dos países industrializados. Esta realidade coloca tremendos desafios de sustentabilidade, quer quanto à capacidade de responder a essa procura crescente, quer quanto à forma de o conseguir sem causar danos ambientais irreparáveis, que coloquem em causa ecossistemas inteiros e, em última análise, a própria preservação da habitabilidade do nosso planeta. Desde o início da Revolução Industrial, as energias fósseis (carvão, gás e petróleo) têm assegurado a maior parte das necessidades energéticas, mas a certeza de um esgotamento futuro dessas reservas e a crescente perceção das alterações climáticas, que a libertação diária de milhões de toneladas de dióxido de carbono vem provocando, têm pressionado a busca de fontes energéticas alternativas, que sejam simultaneamente renováveis e não poluentes.

Várias tecnologias estão atualmente em vias de desenvolvimento e exploração, com graus variáveis de sucesso e dependendo dos recursos regionais. Assim, e para além da energia hídrica, que pode considerar-se hoje uma fonte de energia tradicional, e da nuclear, que suscita as reservas conhecidas face ao seu potencial de contaminação na eventualidade de um acidente, têm sido propostos sistemas baseados em energia eólica, solar, geotérmica, ondas do mar e biomassa (Figura 1), sendo as primeiras duas as mais promissoras e já com uma significativa capacidade instalada.

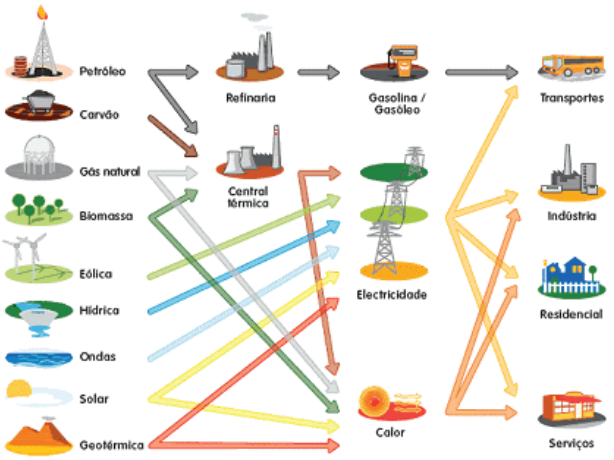


Figura 1 Ciclo de energia ([1], acedido em 2016-10-24)

A energia solar, em particular, constitui um recurso inesgotável, à dimensão humana, e tem a vantagem de tanto poder ser utilizada diretamente como convertida em energia elétrica por efeito fotovoltaico. A energia solar recebida pela Terra em 1 ano equivale a 15000 vezes a energia total utilizada em toda a história da Humanidade [5]. Regiões de baixas latitudes e/ou com climas temperados de tipo mediterrânico, como é o caso da Europa do Sul e de Portugal, têm condições ideais para instalação rentável de parques fotovoltaicos. O número de horas de sol em Portugal

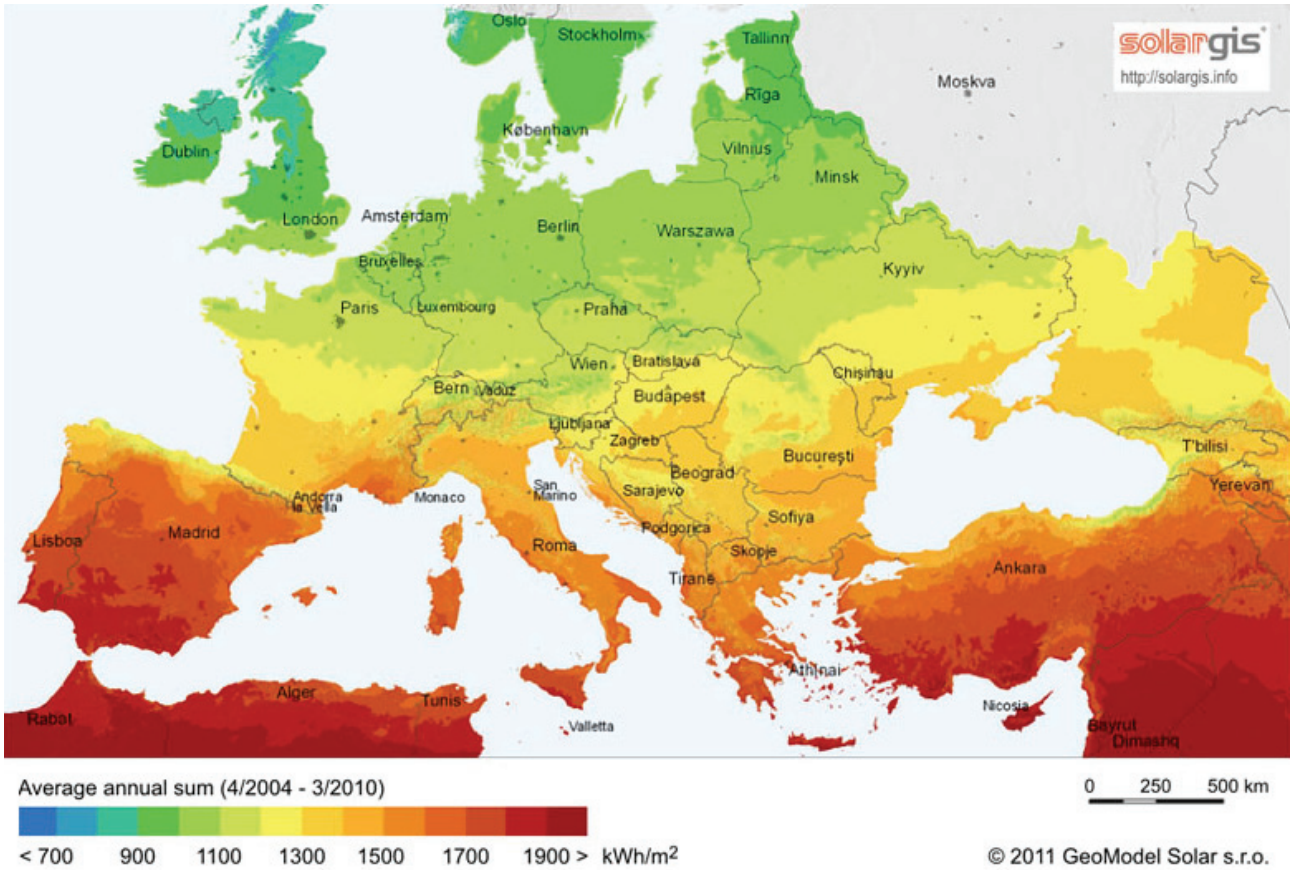


Figura 2 Irradiação solar na Europa ([3], acedido em 2016-10-24)

varia entre 2200 e 3000, contra 1200 a 1700 na Alemanha, por exemplo. A Figura 2 representa o mapa de irradiação solar na Europa, evidenciando bem este potencial. Segundo um relatório de 2016 da International Energy Agency [2], os custos de produção de energia fotovoltaica sofreram uma redução de 65% entre 2010 e 2015 e espera-se que sofram uma redução adicional de 25% até 2020. Estes indicadores colocam esta fonte de energia renovável, juntamente com a eólica como as mais promissoras para assegurar o abastecimento energético futuro.

Os parques fotovoltaicos, já construídos um pouco por todo o mundo, são constituídos por milhares de painéis fotovoltaicos, apoiados numa estrutura simples que lhes confere a orientação adequada à melhor exposição solar. Na maior parte dos casos, a estrutura é metálica, constituída por perfis laminados ligeiros, como Us ou cantoneiras. O valor relativamente modesto das cargas de projeto torna viável o uso alternativo de rolaria de madeira de baixo diâmetro, geralmente sem desempenho suficiente para aplicação estrutural. Este material resulta das operações de desbaste, indispensáveis ao desenvolvimento adequado de florestas economicamente exploradas.

Neste artigo procede-se ao estudo comparativo entre uma solução metálica real e uma possível alternativa em rolaria de madeira de baixo diâmetro. A consideração de uma situação de referência real teve como objetivo limitar, tanto quanto possível, as escolhas subjetivas de topologia e dimensões, que poderiam influenciar as conclusões em favor ou desfavor de algum dos materiais em confronto. O parque de referência situa-se na ilha de Reunião, território francês no Oceano Índico, e foi escolhido pelo facto de um dos autores exercer funções de diretor técnico da obra de construção. A área total do terreno de implantação é de cerca de 50 000 m^2, totalmente ocupado por estufas em cuja cobertura se situam os painéis.

3 Solução metálica real

3.1 Sistema estrutural

A estrutura construída é constituída por um sistema de pórticos contínuos com 2 vãos de 5 m (Figura 3). O espaçamento entre pórticos é de 4,048 m e os centrais estão contraventados (Figura 4).

Os pórticos e as madres são em aço. Os painéis assentam em perfis de alumínio apoiados nestas, como mostra a Figura 5.

As ações relevantes para o cálculo desta estrutura são as permanentes (peso da estrutura e dos painéis) e o vento. Para os painéis, considerou-se uma carga uniformemente distribuída de 0,11 kN/m^2, obtida a partir das dimensões e peso unitário fornecidos

pelo fabricante. Quanto ao vento, e tratando-se de um território francês, foram tidos em conta os coeficientes do Anexo Nacional Francês da EN 1991-1-4 (Eurocódigo 1 ou EC1, Parte 1-4) [4]. Para coberturas isoladas, como é o caso presente, a ação do vento deve ser considerada por meio dos coeficientes de pressão resultantes, que já exprimem o efeito conjunto nas faces de barlavento e sotavento da superfície exposta ao vento, e coeficientes de força, que permitem determinar os valores globais da força do vento na cobertura. Para as condições específicas do local, a pressão dinâmica de pico é de 0,99 kN/m^2 e, considerando os coeficientes de pressão resultantes do Quadro 7.6 do EC1:1-4, para uma cobertura com 2° de inclinação e um coeficiente de obstrução $\varphi = 0$, obtêm-se as pressões indicadas na Tabela I. As zonas B e C são as orlas da cobertura e os coeficientes correspondentes são usados apenas para verificação da segurança de elementos secundários nessas zonas localizadas. As combinações de ações fundamentais foram as do vento como ação variável de base, originando quer pressões quer sucções na cobertura. O estado-limite de utilização considerado foi o de deformação.

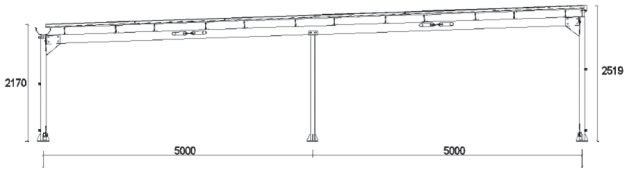


Figura 3 Esquema do pórtico-tipo

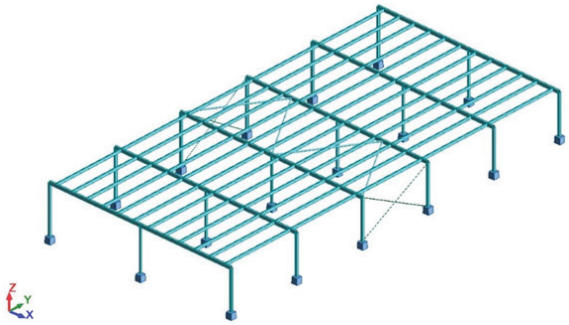


Figura 4 Esquema da estufa tipo (o número de pórticos é variável)

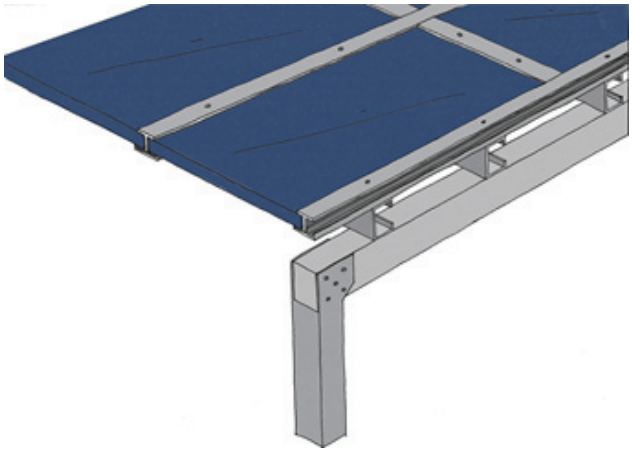


Figura 5 Pormenor de apoio dos painéis

Tabela I Valores caraterísticos das pressões do vento

Zona A pressão	+0,61	Zona B pressão	+1,89	Zona C pressão	+1,17
Zona A sucção	−0,79	Zona B sucção	−1,45	Zona C sucção	−1,55

Os esforços e deformações foram obtidos a partir de uma análise estrutural linear e elástica. O dimensionamento foi realizado em observância da EN 1993-1-1 (Eurocódigo 3, Parte 1-1) [5].

A Tabela II define as características e quantidades das barras de aço desta solução. Todas as secções são em aço laminado a quente da classe S275, à exceção das madres, executadas em chapa quinada (*Light Steel Framing*) e aço enformado a frio. Admitir-se-á que os preços unitários das duas variedades de aço são iguais. Os preços rigorosos são difíceis de determinar, pois incluem efeitos de fatores diversos, como o fabrico, transporte, montagem, pintura, conservação, manutenção e volume da encomenda. Por isso, considerar-se-á apenas o custo da estrutura à saída da serralharia, atribuindo-se ao aço um custo unitário de 1,5 €/kg, o que perfaz um total de 3986€ por pórtico, incluindo madres.

Tabela II Características das barras da solução em aço

Elementos	Tipo de secção	Comprimento (m)	Quantidades	Peso unitário (kg)	Peso total (kg)
Vigas pórticos	RHS 160 × 80 × 4	9,88	6	151,4	908,4
Pilares centrais	SHS 80 × 3	1,98	6	20,4	122,4
Pilares laterais curtos	SHS 100 × 4	2,21	6	36,0	216,0
Pilares laterais longos	SHS 100 × 5	2,44	6	41,3	247,8
Madres	LSF C140 × 50 × 14 × 2	4,10	60	17,2	1032,0
Travamentos cobertura	CHS 60 × 3	4,50	4	21,5	86,0
Travamentos laterais	Varão ϕ 20 mm	4,34	4	11,1	44,4

4 Solução alternativa em rolaria de pinho

4.1 Sistema estrutural

Embora, do ponto de vista estrito da comparação de soluções, fosse desejável que a alternativa proposta fosse geometricamente igual à da solução metálica, isso implicaria, para as vigas dos pórticos, o uso de rolos com 5 m de comprimento o que está acima da dimensão habitual deste tipo de elemento que, recorde-se, procede de operações de desbaste de árvores juvenis. Por isso, considerou-se uma solução com três em vez de dois vãos, com rolos de cerca de 3,3 m de comprimento (Figura 6). Os rolos são emendados sobre os apoios, podendo estabelecer-se continuidade parcial entre vãos usando chapas metálicas finas pregadas, para suportar as trações do momento negativo, como esquematizado na Figura 7a. Em alternativa, pode não se usar estas chapas, ficando os tramos das vigas simplesmente apoiados sobre os pilares, mas é então necessário verificar a admissibilidade das rotações relativas entre vigas adjacentes. Uma vez que não há continuidade de momentos das vigas para os pilares, pelo menos um destes deverá ser encastrado na base, a fim de evitar a ocorrência de mecanismos. Tendo em conta que os rolos de pinho serão necessariamente impregnados com produto preservador e podem ser encastrados no terreno sem risco de apodrecimento, a solução mais óbvia será a de encastrar todos os pilares na fundação, pelo que aquele requisito não implicará dificuldades adicionais, tendo sido por isso adotada esta variante no modelo analisado. Poderia ainda ter sido mantida a solução de dois vãos, emendando as vigas com rótulas metálicas na região de momento nulo dos vãos, o que permitiria continuidade dos rolos sobre os apoios, onde os esforços são maiores (Figura 7b). Todavia, esta solução requer continuidade de momentos nos apoios laterais, sem o que é instável.

Tanto as vigas como os pilares são de secção circular, com 160 mm no caso das primeiras e 130 mm para os últimos. As quantidades e os volumes correspondentes são indicados na Tabela IV. A massa volúmica, resistência à flexão, compressão paralela ao fio e módulo de elasticidade global foram determinados por Morgado [6], mediante ensaio de uma amostra de 120 toros torneados de pinho bravo com aproximadamente 12% de teor em água, apresentando-se os respetivos valores na Tabela III. Destes valores pôde inferir-se o de outras propriedades, seguindo o procedimento indicado na EN 384 [7].

Tabela III Propriedades mecânicas da rolaria de pinho bravo [6]

Propriedade	Valor médio	Valor característico
f_m (N/mm²)	69,3	38,6
$f_{c,0}$ (N/mm²)	37,7	24,6
$f_{t,0}$ (N/mm²) (*)	–	23,2
f_v (N/mm²) (*)	–	3,7
$E_{0,global}$ (kN/mm²)	13,9	9,3
ρ (kg/m³)	528,8	444,6

(*) Determinadas segundo a EN 384

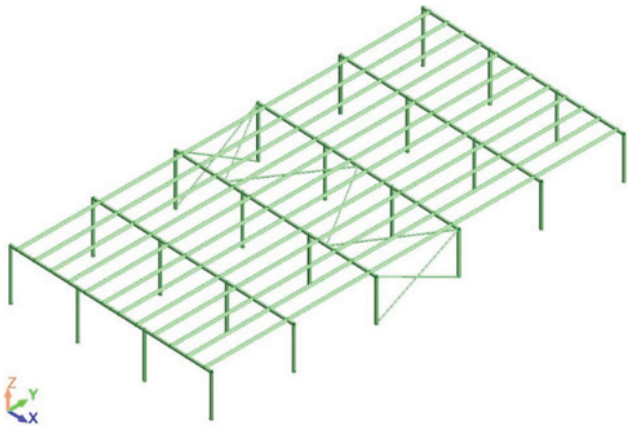


Figura 6 Esquema da estufa tipo (o número de pórticos é variável)

Embora para os elementos de travamento tenha sido considerada uma secção de 50 mm de diâmetro, esta deveria provavelmente ser substituída por um elemento de maior expressão, uma vez que não estão disponíveis rolos tão esbeltos e longos.

Tabela IV Características das barras da solução em rolaria de madeira

Elementos	Tipo de secção	Comprimento (m)	Quantidades	Volume unitário (m³)	Volume total (m³)
Vigas pórticos	ϕ 160 mm	9,88	6	0,198	1,192
Pilares centrais	ϕ 130 mm	2,21	12	0,029	0,352
Pilares laterais curtos	ϕ 130 mm	1,96	6	0,026	0,156
Pilares laterais longos	ϕ 130 mm	2,44	6	0,032	0,194
Madres	ϕ 130 mm	4,10	60	0,054	3,265
Travamentos cobertura	ϕ 50 mm	4,50	4	0,008	0,035
Travamentos laterais	ϕ 50 mm	4,34	4	0,007	0,034

As quantidades de material foram expressas em volume, como é mais frequente no caso de estruturas de madeira. O preço estimado da rolaria de pinho bravo é de 300 €/m^3, já incluindo tratamento, ligações e preparação para esta aplicação particular. Com esse valor-base, a estimativa de custo global da solução em rolaria de pinho será de 1567 €.

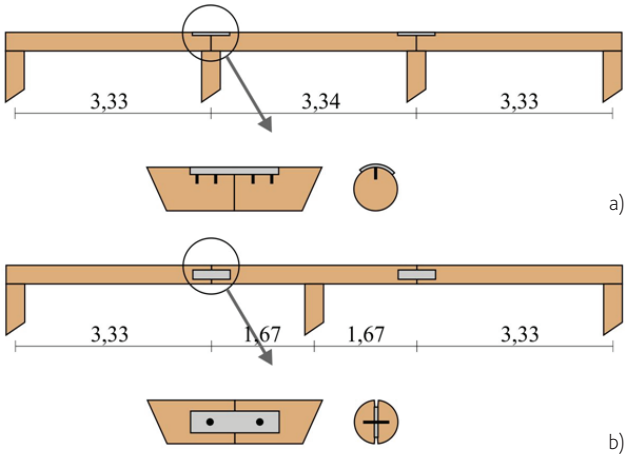


Figura 7 Pórticos de a) 3 vãos e b) 2 vãos

5 Discussão

Na estimativa de custo de ambas as soluções, não foi incluída a parcela relativa a fundações, porque se supõe que, dada a semelhança de peso próprio e topologia das duas propostas, a expressão das sapatas deve ser muito semelhante. A ser considerada aquela parcela, pensa-se até que a solução em rolaria de pinho resultaria ainda mais beneficiada uma vez que, podendo os pilares de madeira tratada ser enterrados sem problemas de durabilidade, a sua ligação às fundações seria mais simples e barata do que a da solução metálica.

Tendo em conta a estufa de referência considerada, com uma área de 202 m^2, os custos globais mencionados nas seções 3 e 4 correspondem a preços unitários de 19,7 € e 7,8 € para as soluções metálica e em rolaria de pinho, respetivamente. Uma diferença tão expressiva resiste mesmo à possibilidade de ter sido subavaliado o custo da variante em rolaria, uma vez que o custo unitário atribuído ao aço está seguramente abaixo do atualmente praticado no mercado.

Tendo este estudo o objetivo essencialmente genérico de avaliar a competitividade da variante de rolaria em relação à solução comum em aço, não foi prestada atenção especial à pormenorização, nomeadamente das ligações. Na Figura 8 representam-se algumas possibilidades de ligação madres-vigas (a, b e c) e vigas-pilares (c), todas de realização simples e dimensionáveis à luz dos métodos de cálculo já consagrados na EN 1995-1-1 (EC5, Parte 1-1) [8].

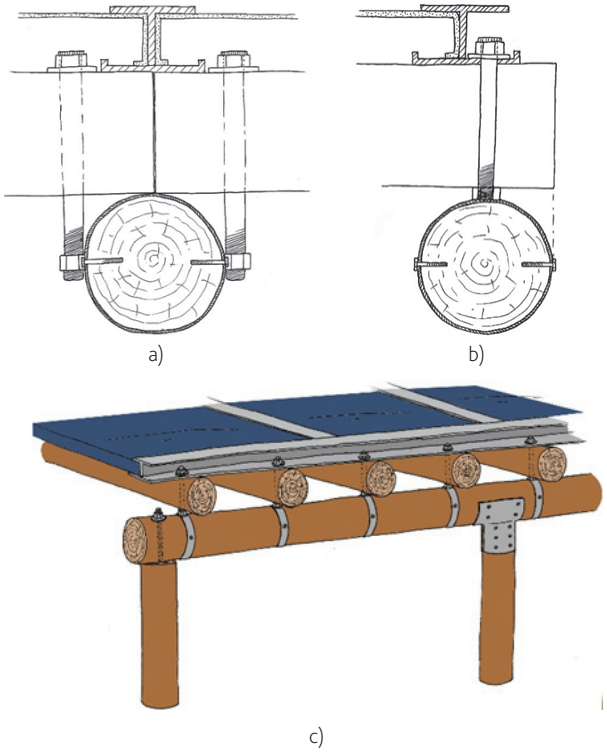


Figura 8 Possibilidades de ligação para estruturas em rolaria de madeira [9]

Para facilitar a comparabilidade das duas propostas, considerou-se uma estrutura porticada para a variante em rolaria de madeira. No entanto, pela sua secção e comprimentos correntes, estes elementos têm maior aptidão para a realização de estruturas total ou parcialmente treliçadas bi ou tridimensionais. A título exemplificativo, ilustram-se duas topologias na Figura 9, de entre as muitas possíveis para a volumetria pretendida para a construção, sendo na liberdade de formas e consequente otimização do desempenho das peças que reside a maior vantagem destas propostas.

Neste tipo de solução, muitas barras funcionam em esforço axial, pelo que é necessário recorrer a ligações adequadas, de tipos diferentes dos representados na Figura 8. Na Figura 10 representam-se alternativas possíveis de ligação. Na solução a), a transferência

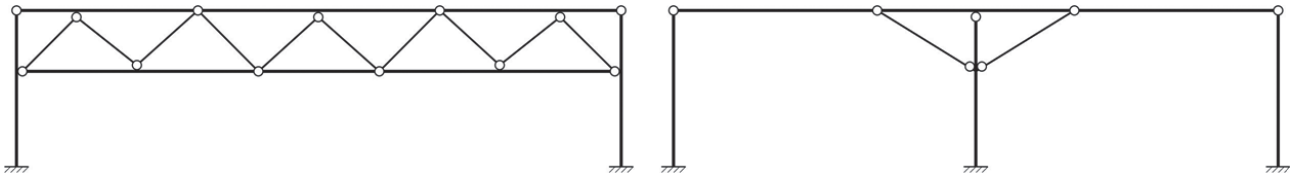


Figura 9 Possíveis topologias alternativas

de força axial é feita por corte nos parafusos ou cavilhas inseridos em furos da chapa metálica de ligação. Na configuração b), o varão de ligação axial está aparafusado num furo praticado num bloco circular transversal de ancoragem, que suporta a força por pressão axial contra a madeira envolvente. No esquema c), a força de tração é transmitida à madeira por aderência na interface lateral colada, sendo usada uma cola estrutural adequada, como uma resina epóxi. Do ponto de vista de execução é a solução mais simples e há propostas de regras de colagem para projeto, como a da Parte 2 do EC5 de 1997 [10], entretanto revogada. No entanto, a colagem só deve ser usada em situações de teor de água baixo a moderado (classes de serviço 1 e 2 segundo o EC5) e não ter exposição solar direta, condições que podem ser difíceis de assegurar numa aplicação exterior como aquela aqui discutida. Morgado [6] conduziu um estudo experimental sobre os três tipos de ligação, tendo concluído que o sistema c) é o que apresenta menor variabilidade, tanto na resistência como na rigidez, na condição de que o dimensionamento seja feito de modo a assegurar rotura dúctil pelo varão, como é desejável. Para as configurações ensaiadas, foi ainda o sistema que conduziu ao maior valor médio da carga de rotura. Vale a pena estender a comparação discutida neste trabalho a topologias treliçadas, que utilizem estes sistemas de ligação, mas esse objetivo já ultrapassa os limites deste trabalho.

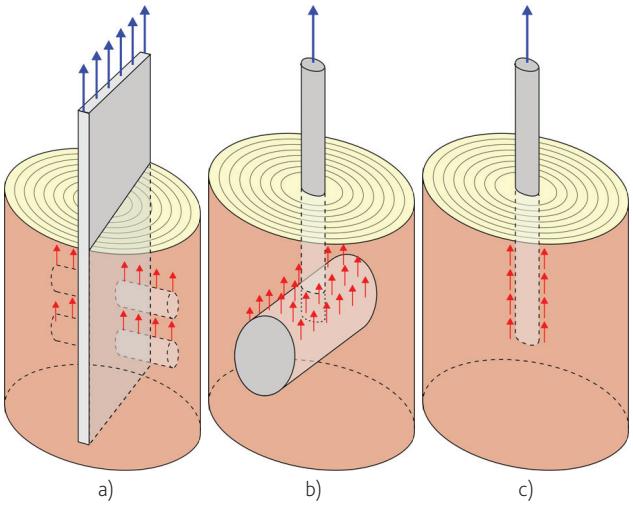


Figura 10 Sistemas de ligação topo a topo

6 Conclusões

As estruturas de suporte dos parques de painéis fotovoltaicos são pequenas e modulares, podendo inclusivamente repetir-se de uma para outra instalação. Essas caraterísticas ajustam-se a uma elevada componente de prefabricação e têm favorecido o uso de soluções metálicas, dada a gama normalizada de secções comercialmente disponíveis. No entanto, a dimensão dos elementos destas estruturas e o nível de esforços que devem suportar são igualmente compatíveis com o uso de rolaria de pinho de baixo diâmetro, obtida de operações de desbaste florestal e com muito baixo valor comercial. Neste estudo procedeu-se à comparação das soluções para uma situação de projeto real, obtidas com os dois materiais, sendo a solução metálica a que está efetivamente executada. A conclusão relevante é de que, mesmo tendo sido considerado um custo unitário baixo para a estrutura metálica, a solução em madeira tem um custo da ordem de 50% daquela, apresentando, por conseguinte, um elevado potencial de exploração e de aproveitamento de um recurso renovável, energeticamente limpo e disponível em Portugal e noutros países com vocação florestal.

Referências

[1] www.portal-energia.com

[2] International Energy Agency (IEA) – "Tracking Clean Energy Progress" 2016.

[3] http://solargis.info

[4] CEN-Comité Européen de Normalization – EN 1991-1-4: Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4: Actions générales – Actions du vent, Brussels, 2005.

[5] CEN-Comité Européen de Normalization – EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, 2005.

[6] Morgado, T. – *Classificação e Aplicação Estrutural da Madeira de Secção Circular de Pinheiro Bravo*. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Portugal, 2013.

[7] CEN-Comité Européen de Normalization – EN 384:2010, Structural timber – Determination of characteristic values of mechanical properties and density, Brussels, 2010.

[8] CEN-Comité Européen de Normalization – EN 1995-1-1:2005, Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings, Brussels, 2004.

[9] Pires, T. – *Estudo comparativo entre soluções metálicas e de rolaria de madeira de pequeno diâmetro para a produção de estruturas de suporte de painéis fotovoltaicos*. Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra, Portugal, 2016.

[10] CEN-Comité Européen de Normalization – EN 1995-2:1997, Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridges, Brussels, 1997 (withdrawn).

Previsão da temperatura em secções de madeira utilizando redes neuronais artificiais

Prediction of temperature in timber cross-sections using artificial neural networks

Paulo B. Cachim

Resumo

As redes neuronais artificiais constituem uma poderosa ferramenta para modelar as propriedades e o comportamento de materiais em muitas áreas da engenharia civil. Neste artigo, apresentam-se modelos de redes neuronais artificiais utilizados para prever as temperaturas em secções de madeira sob ação de incêndio. Para a construção destes modelos, utilizaram-se os resultados de simulações numéricas das temperaturas na madeira, calculados com o método avançado definido no Eurocódigo 5. Utilizou-se uma rede neuronal de alimentação direta, com seis parâmetros de entrada (massa específica, dimensão da secção, tempo de exposição ao fogo e distâncias aos bordos). Com estes parâmetros de entrada a RNA calcula a temperatura no ponto considerado. Os treinos e testes realizados com as redes neuronais demonstraram que estas podem ser utilizadas para prever as temperaturas em secções de madeira sujeitas a incêndio.

Palavras-chave: Redes neuronais artificiais / Temperaturas / Incêndio / Madeira

Abstract

Neural networks are a powerful tool used to model properties and behaviour of materials in many areas of civil engineering applications. In the present paper, the models in artificial neural networks for predicting the temperatures in timber under fire loading have been developed. For building these models, training and testing using the available numerical results obtained from design methods of Eurocode 5 have been used. The data to the multilayer feed forward neural network models are arranged for rectangular cross-sections in a format of six input parameters that cover the density of timber, the size of the cross-section, the time of fire exposure and the distance from exposed sides. With these input parameters used in the multilayer feed forward neural network the temperatures in timber are predicted. The training and testing results in the neural network model have shown that neural networks can accurately calculate the temperature in timber members subjected to fire.

Keywords: Artificial neural networks / Temperatures / Fire / Timber

Paulo B. Cachim

Professor
RISCO e Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro
Aveiro, Portugal
pcachim@ua.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

CACHIM, P. B. – Previsão da temperatura em secções de madeira utilizando redes neuronais artificais. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 23-30.

1 Introdução

O comportamento das estruturas de madeira em situação de incêndio é um dos problemas mais relevantes no estudo destas estruturas. O Eurocódigo 5, Parte 1-2 [1], apresenta métodos de cálculo simplificados para dimensionamento de elementos de madeira sob a ação do fogo. Contudo, os métodos simplificados indicados apresentam inconsistências entre si e não consideram parâmetros fundamentais do comportamento como a densidade ou, nalguns casos, a natureza do esforço a que a secção está sujeita [2].

As redes neuronais artificiais (RNA) têm vindo a adquirir nos últimos anos uma utilização crescente no domínio da Engenharia Civil. Os tipos de problemas aos quais podem ser aplicadas são muito diversos e a variedade de aplicações tem vindo a aumentar. No domínio da Engenharia Civil as redes neuronais têm vindo a ser aplicadas para a estimação de propriedades de materiais, como por exemplo a resistência do betão à compressão, abaixamento, ou módulo de elasticidade, mas também noutros domínios como a interação solo-estrutura ou a resistência de vigas ao corte [3-21]. As RNA foram também utilizadas para previsão de temperaturas em elementos de madeira com apenas uma face exposta ao fogo [22], demonstrando que a sua utilização é possível neste domínio. Contudo, o modelo apresentado em [22], por ser unidimensional, não permite a análise de elementos de madeira sujeitos ao fogo em três ou quatro faces.

O objetivo deste artigo é o de analisar a possibilidade de utilização de RNA para previsão das temperaturas em secções retangulares de madeira sujeitas à ação do fogo.

2 Cálculo da temperatura na madeira

O cálculo da temperatura na madeira em situação de incêndio pode ser efetuado utilizando o modelo de cálculo avançado proposto no Eurocódigo 5, Parte 1-2 [1]. Este modelo, baseado na condutividade da madeira, utiliza a equação diferencial de transporte de calor e propriedades da madeira dependentes da temperatura. O modelo apresentado no Eurocódigo 5 revela algumas limitações e não considera de forma explícita efeitos como a transferência de massa no elemento, fissuração na camada carbonizada, energia de reação libertada no interior da madeira pela pirólise ou degradação do material ou o teor de água da madeira. Apesar de tudo, o modelo consegue reproduzir de forma razoável o comportamento da madeira em situação de incêndio, através da utilização de propriedades modificadas para a madeira. Assim, a condutividade térmica da madeira foi modificada para simular a fissuração a temperaturas acima dos 500 ºC e o calor específico é apresentado com um pico entre os 100 e os 120 ºC, correspondente à energia necessária para a evaporação da água (considerada com um teor de água na madeira de 12%). Os valores da condutibilidade térmica, calor específico e densidade em função da temperatura da madeira especificados no Eurocódigo 5 encontram-se na Figura 1 [1].

O coeficiente de transferência de calor por convecção em superfícies não expostas foi considerado igual a 9 W/m^{2}K e em superfícies aquecidas com a curva de incêndio padrão foi considerado igual a 25 W/m^{2}K, conforme definido no Eurocódigo 1, Parte 1-2 [23]. A emissividade superficial da madeira foi considerada com o valor de 0.8 [1].

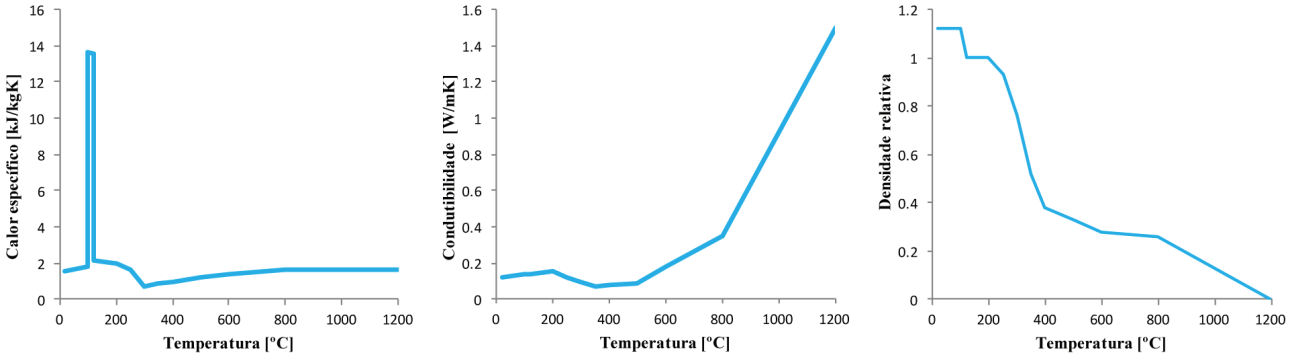


Figura 1 Propriedades térmicas da madeira

O cálculo das temperaturas na madeira foi efetuado recorrendo ao programa de elementos finitos SAFIR [24], que é um programa especialmente destinado à análise de estruturas em situação de incêndio. O programa calcula as temperaturas no interior da secção de madeira a intervalos de tempo definidos pelo utilizador. A temperatura num ponto no interior da secção é função da densidade da madeira, do tempo de exposição ao fogo, das dimensões da secção e da distância aos bordos do ponto. Sendo as propriedades mecânicas da madeira dependentes da temperatura, é possível posteriormente utilizar os valores reduzidos da resistência e rigidez da madeira, calculados em função da temperatura, para determinar o comportamento mecânico da secção ou elemento.

3 Redes neuronais artificiais

No presente trabalho utilizaram-se redes neuronais artificiais de alimentação direta ou avante (*feedforward networks*). Numa rede neuronal de alimentação direta os neurónios estão agrupados em camadas. Os neurónios de cada camada são independentes entre si, mas relacionam-se com todos os neurónios das camadas adjacentes. Uma rede deste tipo tem pelo menos três camadas: (i) a camada dos dados (*input layer*); (ii) a camada de saída (*output layer*); e (iii) uma camada oculta (*hidden layer*) com um determinado número de neurónios. As redes mais complexas podem ter várias camadas ocultas. A Figura 2 ilustra uma rede deste tipo onde é visível que cada neurónio de uma camada se relaciona com todos os neurónios das camadas adjacentes e que cada neurónio não se relaciona com neurónios da mesma camada nem das camadas que não lhe são adjacentes.

O princípio de funcionamento de uma rede de alimentação direta é o seguinte: cada neurónio da camada de dados recebe informação proveniente de dados de ensaios ou modelos que representa o *output* desta camada para a camada seguinte, depois de devidamente ponderado; em cada camada subsequente, cada neurónio recebe a soma ponderada dos *outputs* da camada anterior, s_j, e, através da função de ativação, transforma-os em *inputs* da camada seguinte (ver Figura 2). É comum a soma de um viés, b_j, à soma ponderada dos *outputs*, de acordo com a equação (1):

$$s_j = b_j + \sum_{i=1}^{n} w_{ij} o_i \qquad (1)$$

em que w_{ij} representa o peso no neurónio j de uma camada, do neurónio i da camada anterior.

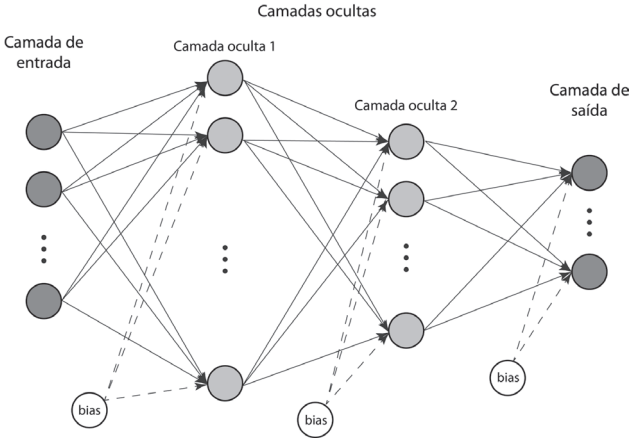


Figura 2 Esquema de uma RNA de alimentação direta

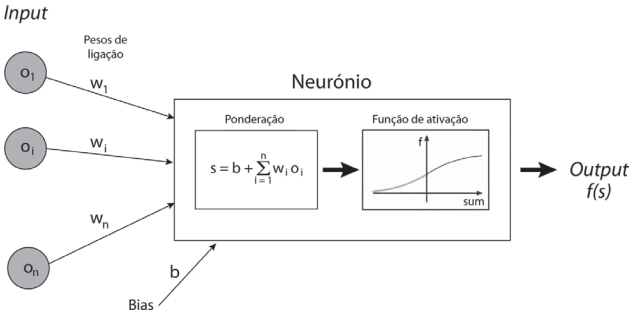


Figura 3 Esquema de cálculo de um neurónio individual

A soma ponderada dos neurónios da camada anterior (adicionada a um eventual viés) representa o *input* para cada neurónio. Este valor é ativado através da função de ativação, f, gerando o *output* do neurónio, o_j. Existem diversas expressões comummente utilizadas para a função de ativação, sendo uma das mais correntes a função sigmoide:

$$o_j = f(s_j) = \frac{1}{1 + exp(-\alpha\, s_j)} \qquad (2)$$

A razão de variação da função sigmoide é controlada pelo parâmetro α, verificando-se que o crescimento da função é mais acentuado à medida que o parâmetro α aumenta. Um valor correntemente utilizado para o parâmetro é $\alpha = 2$.

Os valores dos parâmetros de entrada e saída das RNA de alimentação direta são normalizados no intervalo [0, 1], sendo, por questões práticas e numéricas, utilizado normalmente o intervalo [0.1, 0.9].

3.1 Definição e treino da rede

Não existe nenhum método fiável para a determinação do número de camadas ocultas e do número de neurónios em cada camada. Assim, a determinação destes parâmetros tem de ser realizada por tentativas, procurando a configuração da rede que dê melhores resultados. Quanto maior for o número de parâmetros de entrada e saída do problema, maior será, em geral, o número de camadas e de neurónios por camada necessários.

O algoritmo de aprendizagem utilizado foi a retropropagação (*backpropagation*) que é um dos mais utilizados no treino de redes multicamada. É uma técnica de gradiente descendente para minimizar o erro de um determinado padrão, ajustando os pesos de uma pequena quantidade em cada iteração. O erro da rede é passado da camada de resultados para as camadas anteriores, até à camada de entrada. Os pesos são ajustados com base em estratégias de aprendizagem de forma a reduzir o erro final.

3.2 Teste da qualidade e resultados da rede

Após o processo de aprendizagem e treino da RNA, os *outputs* podem ser calculados para qualquer conjunto de dados de entrada utilizando um algoritmo como representado em pseudo-código na Figura 4. Neste, as camadas são numeradas de 0 até *nlayer*, com a camada 0 a corresponder à camada de entrada e *nlayer* à camada de saída. Os *outputs* da camada 0 são os valores de entrada na rede e são guardados no vetor *output*[0], enquanto os *outputs* são guardados no vetor *output*[*nlayer*].

```
for ilayer=1 to nlayer
    for in=1 to nneuron[ilayer]
        // calcular o peso de ativação
        sum[in] = bias[ilayer][in]
        for jn=1 to nneuron[ilayer-1]
            sum[in] += weight[ilayer][in][jn]*output[ilayer-1][jn]
        next jn
        // calcular output utilizando a função de ativação
        output[ilayer][in] = ActivationFunction( sum[in] )
    next in
next ilayer
```

Figura 4 Pseudo-código para cálculo de *outputs* numa RNA

Para validar o desempenho da rede neuronal, considereou-se, de todos os dados e resultados disponíveis, um subconjunto para treinar a rede e os restantes para validar a rede neuronal. Para o treino da rede, os resultados numéricos das temperaturas são utilizados como *outputs* e a diferença dos valores obtidos pela RNA para estes é utilizada para medir o erro. Este erro, que ocorre durante o treino e o teste da rede neuronal, pode ser calculado com diversas medidas de erro, sendo usualmente utilizadas a Raiz do Erro Quadrático Médio (*RMSE*) e o Erro Absoluto Médio (*MAE*) que podem ser calculados utilizando as equações (3) e (4), respetivamente:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{p}\sum_{i=1}^{p}\left(t_i - o_i\right)^2} \tag{3}$$

$$MAE = \frac{1}{p}\sum_{i=1}^{p}\left|t_i - o_i\right| \tag{4}$$

em que t_i é o resultado esperado (no caso presente, o valor obtido pela análise numérica), o_i é o resultado previsto (calculado pela rede) e p é o número de pontos nos quais as temperaturas foram calculadas.

Para além das medidas de erro anteriores, a precisão das previsões foi também calculada recorrendo ao Coeficiente de Distribuição (R^2) e ao erro de percentagem médio absoluto (*MAPE*) calculado de acordo com as equações (5) e (6), respetivamente. Na equação (5), $\bar{t}$ representa a média dos resultados esperados.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{p}\left(t_i - o_i\right)^2}{\sum_{i=1}^{p}\left(t_i - \bar{t}\right)^2} \tag{5}$$

$$MAPE = \frac{1}{p}\sum_{i=1}^{p}\left|\frac{t_i - o_i}{t_i}\right| \tag{6}$$

4 Aplicação das redes neuronais artificiais à madeira

4.1 Cálculo numérico das temperaturas na madeira

Devido à inexistência de dados experimentais de temperaturas em elementos de madeira que permitissem alimentar a rede neuronal, recorreu-se à utilização do cálculo numérico para obtenção das temperaturas. Para o cálculo das temperaturas utilizaram-se 13 secções transversais com dimensões entre os 120 x 120 mm^2 e os 300 x 300 mm^2, de acordo com a Tabela I. Na discretização da malha de elementos finitos foram utilizados elementos com dimensões que variaram dos 3 x 3 mm^2 aos 5 x 5 mm^2. Esta dimensão permite uma caracterização adequada do campo de temperaturas no interior da secção transversal. Foram utilizadas madeiras com densidades de 350, 450, 600 e 800 kg/m^3. O registo das temperaturas foi realizado a cada 300 segundos durante uma hora (3600 segundos).

Tabela I Secções de madeira analisadas

Dimensão x (mm)	Dimensão y (mm)						
	120	150	180	210	240	270	300
120	x		x		x		x
150		x					
180			x		x		x
210				x			
240					x		x
270						x	
300							x

As secções foram sujeitas à ação de incêndio, segundo a curva ISO 834, em todas as quatro faces. Devido à simetria das secções, foi analisado apenas 1/4 da secção transversal.

4.2 Previsão das temperaturas na madeira usando uma RNA

Para a definição de uma RNA que fosse capaz de modelar as temperaturas, escolheu-se uma rede neuronal artificial de alimentação direta com duas camadas ocultas (depois de se verificar que com apenas uma camada oculta os resultados não eram satisfatórios). Foram testadas diversas conjugações de neurónios em cada uma das camadas ocultas, conforme a Tabela II.

A RNA possui seis neurónios na camada de entrada e um na camada de saída. Na camada de entrada os neurónios são a densidade da madeira, a dimensão x da secção, a dimensão y da secção, o tempo de exposição ao fogo, a distância x ao bordo lateral e a distância y ao bordo inferior. O neurónio de saída é a temperatura.

Tabela II Configurações de RNA utilizadas no treino

Nº treino (40% dos pontos)	Nº Neurónios		Nº de Iterações	Erro
	1ª camada	2ª camada		
1	21	20	300000	0,2604
2	19	18	300000	0,2402
3	18	17	300000	0,1830
4	19	16	300000	0,4681
5	**17**	**16**	**300000**	**0,1796**
6	15	14	300000	0,4479
7	16	15	300000	0,3997
8	17	17	300000	0,4259

Das análises numéricas realizadas resultaram 82734 pontos com temperaturas. Para treinar a RNA utilizaram-se 40% destes pontos escolhidos aleatoriamente, o que perfaz um total de 32950 pontos para o treino da rede.

Das diferentes configurações da rede utilizadas, verificou-se, conforme se observa na Tabela II, que a configuração mais eficiente tem 17 neurónios na primeira camada oculta e 16 na segunda. A Tabela III apresenta diversas medidas de erro, conforme definidas pelas equações (3) a (6). Em termos de temperatura o erro médio varia entre os 2,4 e os 3,6 ºC, dependendo da medida utilizada, enquanto em termos de percentagem o erro médio se situa nos 2,84%, o que constitui um valor bastante aceitável.

Tabela III Erros obtidos após o treino da RNA

RMSE (ºC)	MAE (ºC)	MAPE %	R^2
3,608	2,405	2,841	0,99994

Em termos gráficos, a Figura 5 ilustra a comparação das temperaturas calculadas com o SAFIR (em abcissa) com as obtidas pela RNA (em ordenada). É possível observar que a previsão é bastante boa ao longo de toda a gama de temperaturas analisada.

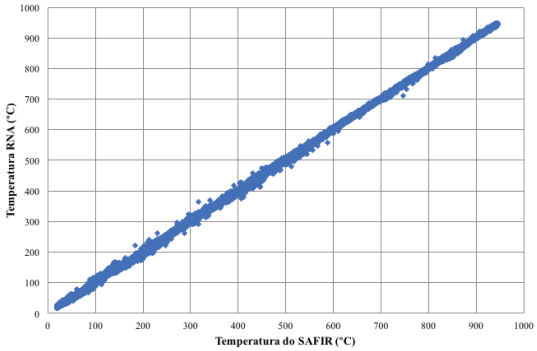


Figura 5 Comparação das temperaturas no SAFIR e na RNA após o treino da rede

Para testar a RNA, utilizou-se a totalidade dos pontos calculados com o SAFIR. A comparação gráfica dos resultados da RNA com o SAFIR está representada na Figura 6. Verifica-se igualmente uma boa concordância, embora com uma maior dispersão dos resultados.

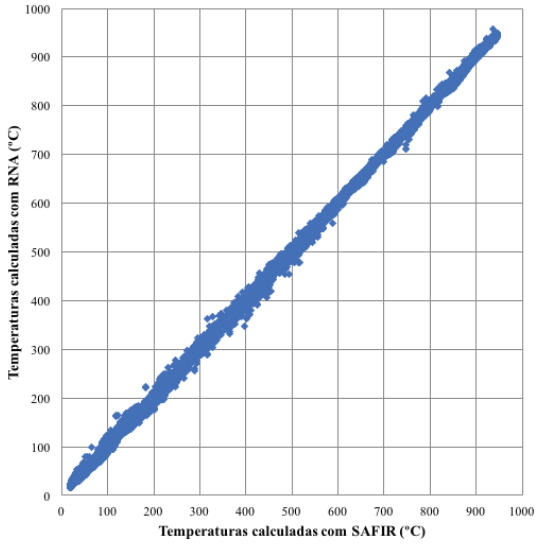


Figura 6 Aplicação do cálculo da RNA a todos os pontos

No que se refere às medidas de erro, apresentadas na Tabela IV, observa-se um ligeiro aumento face aos valores da Tabela III, mas continuam a mostrar um bom desempenho da RNA. O erro médio em termos de temperatura varia entre os 2,4 e os 3,7 ºC, enquanto o erro percentual médio se situa nos 3,0%, valores ligeiramente acima dos anteriores.

Tabela IV Erros obtidos após o teste da RNA

RMSE (ºC)	MAE (ºC)	MAPE %	R^2
3,681	2,426	3,014	0,99989

Apresentam-se na Figura 7 dois cortes horizontais com as temperaturas ao longo da secção, onde se comparam mais uma vez os resultados do SAFIR com os da RNA, para o caso de madeira com massa específica de 450 kg/m^3 e dimensão 120 x 240 mm^2, ao fim de 30 minutos. Nos dois casos, localizados a 80 e a 120 mm da face inferior, observa-se uma excelente previsão das temperaturas por parte da RNA, não sendo observáveis praticamente diferenças entre as curvas.

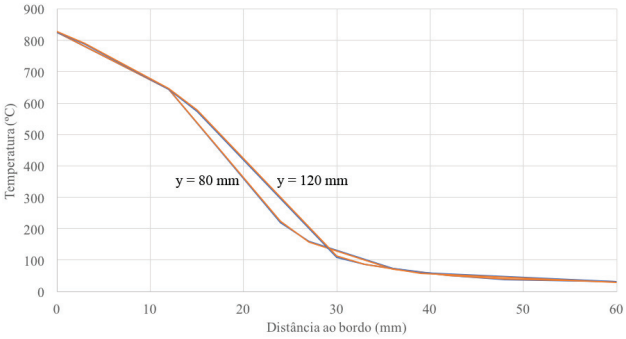


Figura 7 Cortes transversais, 450 kg/m^3, 120 x 240 mm^2

5 Conclusões

As redes neuronais artificiais são uma ferramenta capaz de resolver problemas complexos em diversas áreas da engenharia. Neste estudo, foram utilizadas redes neuronais artificiais de alimentação direta para previsão das temperaturas em secções retangulares de madeira, sujeitas a ação de incêndio padrão.

Os resultados foram validados para madeiras com densidade entre 350 e 800 kg/m^3, dimensões da secção entre 100 x 100 e 300 x 300 mm^2 e tempos de exposição ao fogo até 60 minutos, segundo os modelos do Eurocódigo 5.

A utilização das redes neuronais artificiais permite que os projetistas consigam, com um muito menor esforço computacional, determinar as temperaturas de secções retangulares expostas a incêndio, com a qualidade do método avançado de cálculo definido no Eurocódigo 5. As temperaturas assim calculadas podem posteriormente ser utilizadas nos modelos mecânicos, de forma a determinar o comportamento mecânico da secção em causa.

Agradecimentos

O autor gostaria de agradecer à Universidade de Aveiro, FCT/MEC pelo apoio financeiro à Unidade de Investigação RISCO (FCT/UID/ECI/04450/2013).

Referências

[1] CEN, EN 1995-1-2:2004: Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General – Structural fire design, CEN, Editor. Brussels, Belgium, 2004.

[2] Cachim, P.; Franssen, J. – "Comparison between the charring rate model and the conductive model of Eurocode 5". *Fire and Materials*, 33(3), p. 129-143, 2009.

[3] Topçu, I. B.; Karakurt, C.; Sarldemir, M. – "Predicting the strength development of cements produced with different pozzolans by neural network and fuzzy logic". *Materials and Design*, 29(10), p. 1986-1991, 2008.

[4] Sarldemir, M. – "Predicting the compressive strength of mortars containing metakaolin by artificial neural networks and fuzzy logic". *Advances in Engineering Software*, 40(9), p. 920-927, 2009.

[5] Sarldemir, M. – "Prediction of compressive strength of concretes containing metakaolin and silica fume by artificial neural networks". *Advances in Engineering Software*, 40(5), p. 350-355, 2009.

[6] Ashu, J.; Sanjeev Kumar, J.; Sudhir, M. – "Modeling and analysis of concrete slump using artificial neural networks". *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(9), p. 628-633, 2008.

[7] Dias, W. P. S.; Pooliyadda, S. P. – "Neural networks for predicting properties of concretes with admixtures". *Construction and Building Materials*, 15(7), p. 371-379, 2001.

[8] Adhikary, B. B.; Mutsuyoshi, H. – "Prediction of shear strength of steel fiber RC beams using neural networks". *Construction and Building Materials*, 20(9), p. 801-811, 2006.

[9] Alshihri, M. M.; Azmy, A. M.; El-Bisy, M. S. – "Neural networks for predicting compressive strength of structural light weight concrete". *Construction and Building Materials*, 23(6), p. 2214-2219, 2009.

[10] Altun, F.; Kisi, Ö.; Aydin, K. – "Predicting the compressive strength of steel fiber added lightweight concrete using neural network". *Computational Materials Science*, 42(2), p. 259-265, 2008.

[11] Bai, J. *et al.* – "Using neural networks to predict workability of concrete incorporating metakaolin and fly ash". *Advances in Engineering Software*, 34(11-12), p. 663-669, 2003.

[12] Bilim, C. *et al.* – "Predicting the compressive strength of ground granulated blast furnace slag concrete using artificial neural network". *Advances in Engineering Software*, 40(5), p. 334-340, 2009.

[13] Demir, F. – "Prediction of elastic modulus of normal and high strength concrete by artificial neural networks". *Construction and Building Materials*, 22(7), p. 1428-1435, 2008.

[14] Flood, I. – "Towards the next generation of artificial neural networks for civil engineering". *Advanced Engineering Informatics*, 22(1), p. 4-14, 2008.

[15] Ghaboussi, J.; Garrett Jr., J. H.; Wu, X. – "Knowledge-based modeling of material behavior with neural networks". *Journal of Engineering Mechanics*, 117(1), p. 132-153, 1991.

[16] Kim, J.-I. *et al*. – "Application of neural networks for estimation of concrete strength". *Journal of Materials in Civil Engineering*, 16(3), p. 257-264, 2004.

[17] Lai, S.; Serra, M. – "Concrete strength prediction by means of neural network". *Construction and Building Materials*, 11(2), p. 93-98, 1997.

[18] Öztas, A. *et al.* – "Predicting the compressive strength and slump of high strength concrete using neural network". *Construction and Building Materials*, 20(9), p. 769-775, 2006.

[19] Pala, M. *et al*. – "Appraisal of long-term effects of fly ash and silica fume on compressive strength of concrete by neural networks". *Construction and Building Materials*, 21(2), p. 384-394, 2007.

[20] Pala, M. *et al*. – "Dynamic soil-structure interaction analysis of buildings by neural networks". *Construction and Building Materials*, 22(3), p. 330-342, 2008.

[21] Parichatprecha, R.; Nimityongskul, P. – "Analysis of durability of high performance concrete using artificial neural networks". *Construction and Building Materials*, 23(2), p. 910-917, 2009.

[22] Cachim, P.; Kodur, V.; Franssen, J. – "Using artificial neural networks for predicting temperatures in timber". *Structures in fire. Proceedings of the 6th International Conference*, p. 602-610, 2010.

[23] CEN – EN 1991-1-2:2002. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, CEN, Editor. Brussels, Belgium, 2002.

[24] Franssen, J.-M.; Safir, A. – "Thermal/structural program modelling structures under fire". *Engineering Journal*, 42(3), p. 143-158, 2005.

Modelación numérica no lineal de muros de corte de madera sometidos a cargas laterales monotónicas

Non-linear numerical modeling of timber shear walls under monotonic lateral loads

Alexander I. Opazo
José L. Lopez
Franco P. Benedetti

Resumen

Este trabajo tiene por objetivo modelar numéricamente el comportamiento de muros de corte de madera sometidos a cargas laterales monotónicas, caracterizando las tipologías de muros más utilizadas en la construcción de viviendas sociales chilenas. Se presentan 5 configuraciones de muros y dos sistemas de anclaje a la fundación. Se definen propiedades fuerza-desplazamiento vertical y horizontal a los elementos de conexión tipo clavo, tanto para la conexión revestimiento-marco y conexión madera-madera. La validación de los modelos se obtiene a partir de los resultados de ensayos mecánicos publicados por el Instituto Forestal (INFOR). Se aprecia que al cambiar el sistema de anclaje de fierro estriado a un sistema de pernos y escuadra produce un incremento significativo en la resistencia promedio a la carga lateral, mientras que no se observa un incremento importante en la resistencia al aumentar el espesor de la placa de OSB.

Palabras clave: Muros de corte de madera / Análisis estático no lineal

Abstract

This work numerically model the behavior of timber shear walls subjected to monotonic lateral loads, characterizing the typologies of walls most used in the construction of Chilean social housing. Five configurations of shear walls and two systems of anchoring to the foundation are considered. Vertical and horizontal load-slip properties of the nail connections, in either in the sheathing-to-frame connection and timber-to-timber connection, are assigned. The validation of the models is done using mechanical tests of timber shear walls published by the Chilean Forestry Institute. It can be seen that changing the grooved iron anchors to a bolt and bracket system, a significant increase in the average resistance to lateral loading is obtained, while there is no significant increase in lateral load resistance by increasing the thickness of the OSB plate.

Keywords: Timber shear walls / Non-linear pushover analysis

Alexander I. Opazo

Mg. Ing. Civil, Profesor Asistente
Universidad del Bío-Bío
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Concepción
Chile
aopazove@ubiobio.cl

José L. Lopez

Ing. Civil
Universidad del Bío-Bío
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Concepción
Chile
jllopez@egresados.ubiobio.cl

Franco P. Benedetti

Mg. Ing. Civil, Profesor Asistente
Universidad del Bío-Bío
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Concepción
Chile
fbenedet@ubiobio.cl

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

OPAZO, Alexander I. [*et al.*] – Modelación numérica no lineal de muros de corte de madera sometidos a cargas laterales monotónicas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 31-40.

1 Introducción

Los muros de corte tienen un rol fundamental en el control de desplazamientos y de daño en los sistemas sismorresistentes. En el caso de las estructuras de marcos de madera, los muros están compuestos por el ensamble de piezas de madera (pies derechos y soleras), un tablero de recubrimiento, y conectores que los vinculan.

Debido a la escasa información existente en Chile respecto del comportamiento mecánico de las viviendas con estructura de madera, particularmente sobre la capacidad de los muros estructurales, el Instituto Forestal, junto con el apoyo de la División Técnica del Ministerio de Vivienda y Urbanismo realizaron una serie de ensayos para caracterizar las tipologías de muros de madera más utilizadas en las construcciones de viviendas que cuentan con financiamiento del Estado de Chile [1]. El propósito de estos ensayos fue investigar la influencia de distintas variables asociadas a la resistencia lateral máxima de los muros. De esta forma, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) podría generar recomendaciones constructivas y modificaciones a las especificaciones técnicas de viviendas sociales de madera.

Si bien la forma más rigorosa de caracterizar mecánicamente los elementos estructurales es por medio de ensayos mecánicos, se ha demostrado que el análisis y modelamiento numérico de muros de corte de marcos de madera son capaces de reproducir el comportamiento no lineal [2, 3], siempre que se disponga de parámetros calibrados con datos experimentales. De esta forma, los modelos numéricos representan una opción viable para ahorrar tiempo y dinero en futuros experimentos mecánicos de muros de corte de marcos de madera.

Este trabajo presenta un procedimiento para el modelamiento numérico de la respuesta no lineal de muros de corte de madera sometido a cargas laterales monotónicas, cuyos resultados son validados respecto de los ensayos experimentales ejecutados en Chile. Los modelos se implementan por medio del método de los elementos finitos en el software SAP2000 [4]. Se logra reproducir el comportamiento no lineal de los muros, obteniendo un buen ajuste entre los resultados experimentales y numéricos, lo que sugiere que se puede lograr un mejor entendimiento de su comportamiento en referencia a la carga-desplazamiento y así poder determinar cuáles son las variables más influyentes en la capacidad de resistir cargas laterales.

2 Ensayos experimentales de muros

Los ensayos mecánicos fueron realizados en el Laboratorio del Área de Ingeniería Estructural del Centro de Investigación en Tecnologías de la Construcción de la Universidad del Bío-Bío (CITEC UBB) por solicitud del Instituto Forestal (INFOR) y el Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile (MINVU) [1].

Se ensayan bajo carga horizontal monotónica cinco configuraciones de muros estructurales utilizadas en la construcción de viviendas sociales en Chile, los que se describen en la Tabla I. Todos los muros ensayados son de 1,22 m de ancho y 2,44 m de alto, sin cadenetas y con un espaciamiento de 600 mm entre pies derechos. La placa arriostrante de OSB se dispone en una cara del muro y es fijada con clavos helicoidales de 2” distanciados en la zona perimetral a

Tabla I Tipologías de muros ensayados

Nombre	Estructura	Placa de revestimiento	Sistema de anclaje
ME – 2 × 3 – 9	Madera aserrada de 45 × 69 mm (2 × 3")	OSB de 9,5 mm	2 Espárragos de barra de acero estriado 8 mm
MP – 2 × 3 – 9	Madera aserrada 45 × 69 mm (2 × 3")	OSB de 9,5 mm	2 Pernos de anclaje zincados de 3/8" grado 2 con escuadra Simpson A66
MP – 2 × 3 – 11	Madera aserrada 45 × 69 mm (2 × 3")	OSB de 11,1 mm	2 Pernos de anclaje zincados de 3/8" grado 2 con escuadra Simpson A66
MP – 2 × 4 – 9	Madera aserrada 45 × 94 mm (2 × 4")	OSB de 9,5 mm	2 Pernos de anclaje zincados de 3/8" grado 2 con escuadra Simpson A66
MP – 2 × 4 – 11	Madera aserrada 45 × 94 mm (2 × 4")	OSB de 11,1 mm	2 Pernos de anclaje zincados de 3/8" grado 2 con escuadra Simpson A66

10 cm y en la zona central a 20 cm. Los pies derechos y soleras son de madera aserrada de pino radiata impregnado y seco con grado estructural G2. La unión entre pie derecho y solera se realiza por medio de 2 clavos. La configuración general del ensayo se presenta en la Figura 1. Los sistemas de anclaje evaluados se muestran en la Figura 2.

Los ensayos se ejecutan según lo dispuesto en la normativa chilena [5]. considerando además lo siguiente:

- No se restringió el desplazamiento vertical del panel en la zona de aplicación de carga.
- Por cada tipología constructiva se evaluaron 5 probetas, dando un total de 25 ensayos.
- La carga horizontal se aplicó monotónicamente de manera continua hasta la falla.

Figura 1 Configuración del muro ensayado

a) Anclaje escuadra con perno

b) Anclaje de barra de acero estriado

Figura 2 Sistemas de anclaje evaluados

3 MEF de los muros de corte

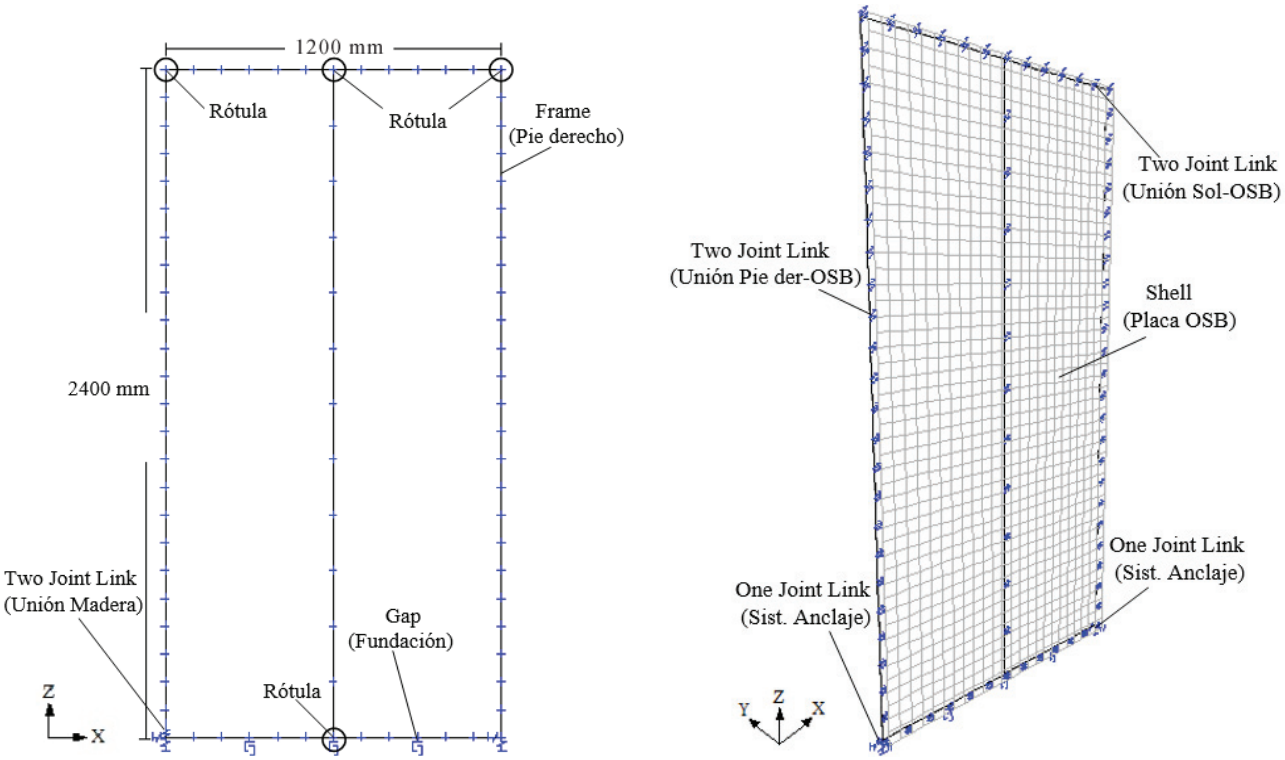
En esta sección se describe la metodología utilizada para modelar los muros de corte de madera, incluyendo argumentos de discretización, elección de elementos y sus respectivas asignaciones de propiedades. Se construyen 5 modelos con los mismos detalles constructivos que los muros ensayados, para lo cual se utiliza el software comercial SAP2000 [4].

3.1 Construcción del modelo

La Figura 3 muestra un esquema del modelo con sus dimensiones respectivas, se indican los elementos finitos y los elementos de la estructura física del muro, como se mostró en la Figura 1.

Los elementos físicos que conforman el muro de corte, así como sus respectivos elementos finitos y el detalle de las propiedades no lineales asignadas a cada uno de éstos se resumen en la Tabla II.

El revestimiento se modela como elemento *shell* con propiedades ortotrópicas y consiste en 1152 placas de OSB de 50 × 50 mm. El mallado de placa se utiliza para hacer coincidir los nodos necesarios de cada cuadrilátero con la ubicación de los clavos que lo conectan al bastidor y entregar un análisis de procesos más detallado.



a) Vista frontal

b) Vista 3-D

Figura 3 Modelo de elementos finitos

Tabla II Detalles modelo de elementos finitos

Elemento físico	Tipo	Elemento finito	Propiedades mecánicas
Marco de madera (G2)	Pie derecho	Frame	E = 89000 kg/cm²; υ = 0,3
	Soleras		
Revestimiento	OSB 9,5 mm	Shell ortotrópico	E_1 = 14666 kg/cm²; E_2 = 37332 kg/cm² υ = 0,3; G = 6200 kg/cm²
	OSB 11,1 mm		E_1 = 8396 kg/cm²; E_2 = 35264 kg/cm² υ = 0,3; G = 8300 kg/cm²
Conexión Tablero-madera	Pie derecho-OSB, Solera-OSB	Two joint link	Determinado por curvas carga-desplazamiento
Conexión Madera-madera	Escuadra	Two joint link	Determinado por curvas carga-desplazamiento
	Clavos		
Sistema de anclaje	Pernos	One joint link	Determinado por curvas carga-desplazamiento
	Barra estriada		
Fundación	Fundación	One joint link (gap)	K = 106 000 kg/cm

3.2 Conexión entre tablero de revestimiento y madera

La unión entre el revestimiento y el marco de madera es determinante en el comportamiento estructural del muro frente a solicitaciones externas, ya que es ésta unión la que permite que la placa de OSB pueda trabajar en conjunto con el marco o bastidor de madera [6].

Experimentalmente, se ha determinado que los clavos presentan un comportamiento no lineal [7]. Lo anterior debido a que el marco de madera falla en forma frágil, por lo tanto es necesario asegurar la ductilidad del muro revestido mediante apropiados espaciamientos y dimensiones de los clavos que conectan ambos elementos de madera. Con esto se pretende que la falla en el muro se deba al aflojamiento de los clavos, en lugar que ocurra en la madera y que se puedan producir cortes en la placa de OSB o en el bastidor [8].

La conexión revestimiento-madera fue modelada por elementos *two-joint link* de tipo Multilinear Elastic. En el modelo se considera que el comportamiento no lineal de los clavos es distinto frente a cargas laterales paralelas y perpendiculares a la fibra de la madera, y que la rigidez rotacional de los clavos es nula.

El comportamiento del clavo en dirección perpendicular a la fibra se determina de acuerdo a los ensayos realizados por [9]. La propiedad del resorte que define el comportamiento perpendicular a la fibra de la madera está representada por una curva carga-desplazamiento, como lo muestra el gráfico de la Figura 4. Cabe destacar que la curva de color rojo es una curva representativa de las 10 probetas ensayadas.

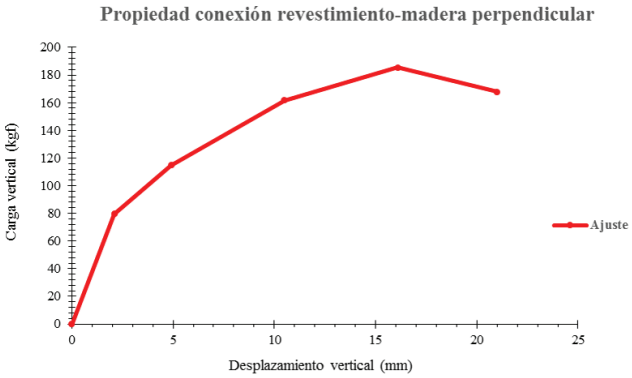


Figura 4 Curva constitutiva para conector tablero OSB-madera en dirección perpendicular a la fibra

La relación fuerza desplazamiento que define su comportamiento del conector revestimiento-madera en dirección paralela a la fibra se determina en base a las pruebas realizadas en [6]. La constitutiva que define el comportamiento paralelo a la fibra de la madera está representada en la Figura 5, la que es representativa del total de las 10 probetas ensayadas.

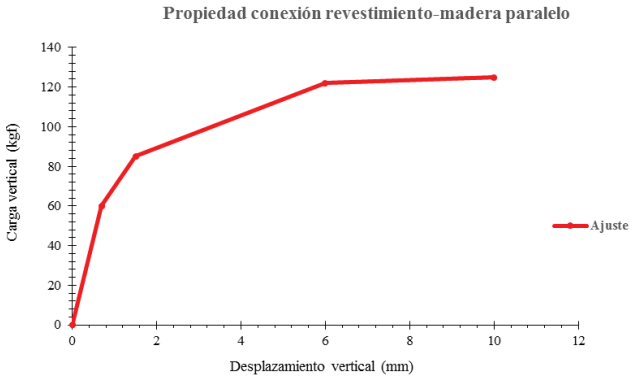


Figura 5 Curva constitutiva para conector tablero OSB-madera en dirección paralela a la fibra

3.3 Conexión madera-madera

La conexión madera-madera representa la unión entre pies derechos y soleras. Las conexiones madera-madera fueron modeladas aproximadamente a través de uniones tipo rótula por su baja capacidad para transmitir momento y no presentar una gran resistencia al giro de las piezas de madera.

Las conexiones externas entre la solera inferior y los pies derechos se modelan por elementos *two-joint link* de tipo Multilinear Elastic con propiedades no lineales y consisten en representar el efecto del desclavado del pie derecho exterior con la solera inferior debido a la tracción producida por las cargas laterales.

La asignación de propiedades mecánicas de la unión madera-madera está determinada por el sistema de anclaje al cual está sometido el muro de corte. Si bien en el sistema de barras estriadas y en el sistema de pernos y escuadra los pies derechos y soleras están unidos por dos clavos, en este último sistema de anclaje, es la escuadra la que refuerza la conexión pie derecho-solera sumándose a los clavos, aumentando la rigidez inicial y la capacidad a la extracción directa que en el sistema de barra estriada.

Para el sistema de pernos y escuadra, la constitutiva multilineal queda representada por una curva carga-desplazamiento obtenida en un ensayo de herrajes realizado en la Universidad del Bío-Bío (UBB). De la curva en tracción obtenida por el ensayo, se conservan los desplazamientos y se disminuye la capacidad resistente por un factor de ajuste debido a una diferencia de rigidez en la escuadra ensayada y la implementada en este estudio. Además, se le agrega una curva en compresión que considera el índice de aplastamiento normal a la fibra de la madera. El gráfico de la Figura 6 muestra la propiedad asignada.

Para el sistema de barras estriadas, la respuesta no lineal está representada por una curva carga-desplazamiento obtenida de los ensayos realizados en [2]. Se agrega también una curva en

compresión que considera el índice de aplastamiento a la fibra de la madera. La propiedad asignada a la conexión se muestra en la Figura 7.

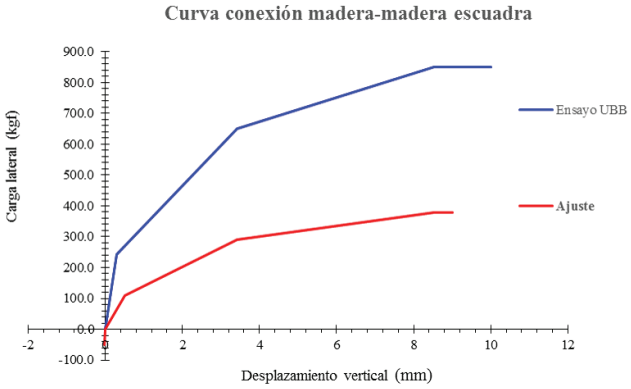


Figura 6 Curva constitutiva para extracción directa de conector madera-madera en sistema de anclaje escuadra-perno

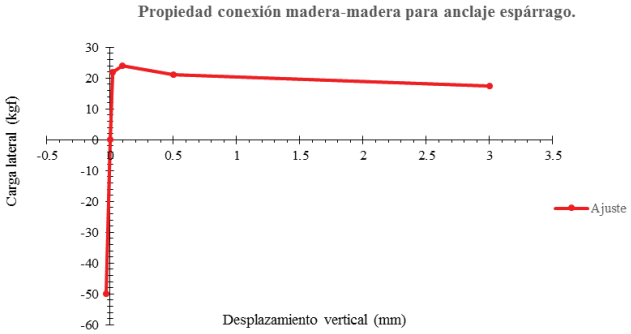


Figura 7 Curva constitutiva para extracción directa de conector madera-madera en sistema de anclaje de barra estriada

3.4 Conexión del sistema de anclaje

El sistema de anclaje del muro a la fundación aporta rigidez al muro al impedir la flexión de la solera inferior y el levantamiento producido por la tracción generada por las cargas laterales.

La conexión sistema de anclaje está modelado por elementos *one-joint link* tipo Multilinear Elastic con propiedades no lineales que definen el comportamiento de deformación de los sistemas de anclajes para el deslizamiento y el levantamiento. Las propiedades del sistema de anclaje de barra estriada y de pernos y escuadra están representadas por curvas carga-desplazamiento que se obtienen directamente de los ensayos de los muros, por medio de un análisis de equilibrio entre la fuerza horizontal y las reacciones horizontales y verticales en los apoyos, y de los registros de desplazamiento.

4 Resultados

En este capítulo se exponen los resultados de los muros de corte de madera modelados y calibrados en el software computacional SAP2000 mediante un análisis estático no lineal de elementos finitos.

4.1 Ajuste de los modelos

La calidad de los modelos es evaluada por medio de su capacidad para reproducir las curvas carga-desplazmiento obtenidas en los ensayos mecánicos ejecutados en [1]. La comparativa entre las curvas de capacidad obtenidas por el modelo y los ensayos de cada configuración de muro se presentan desde la Figura 8 a la Figura 12.

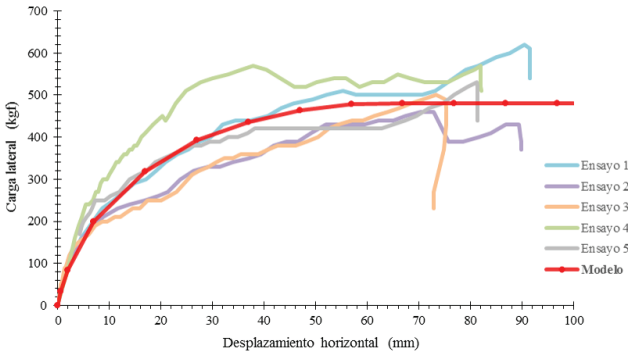


Figura 8 Curva de capacidad para muro ME – 2 × 3 – 9

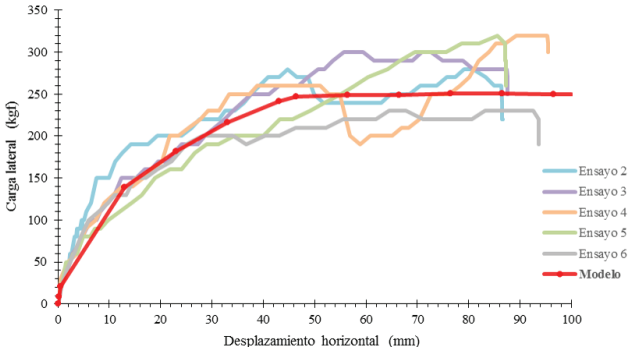


Figura 9 Curva de capacidad para muro MP – 2 × 3 – 9

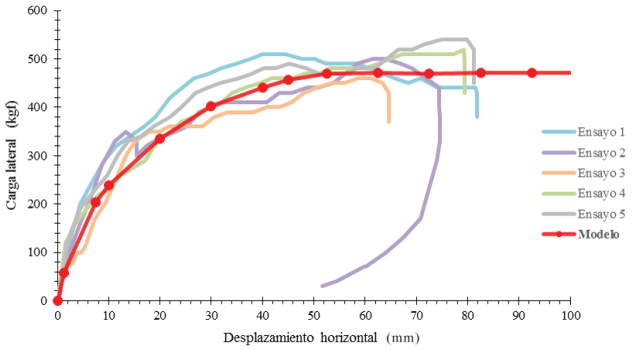


Figura 10 Curva de capacidad para muro MP – 2 × 3 – 11

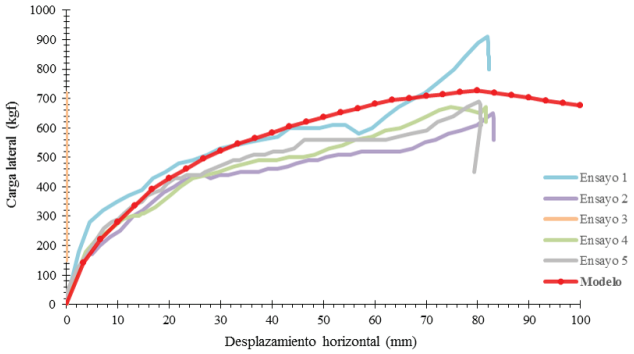


Figura 11 Curva de capacidad para muro MP – 2 × 4 – 9

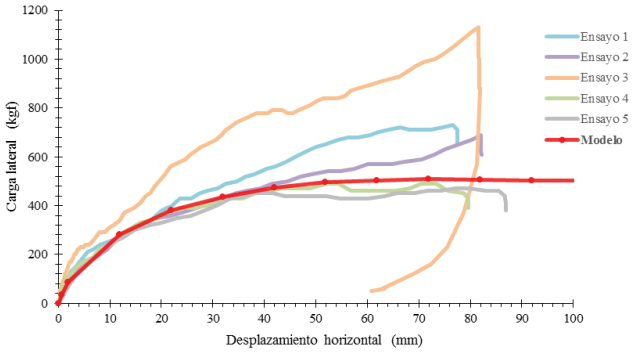


Figura 12 Curva de capacidad para muro MP – 2 × 4 – 11

Se observa que existe similitud entre las curvas obtenidas del modelo y las curvas de los ensayos, pero para el muro MP – 2 × 4 – 11 el ajuste es pobre debido a la elevada dispersión de los resutados experimentales.

La Tabla III resume las cargas máximas y sus respectivos desplazamientos obtenidos por los modelos y por los ensayos mecánicos, donde estos últimos corresponden al promedio de las 5 repeticiones de cada ensayo.

En general, se tiene buen ajuste entre los resultados del modelo y de los ensayos, tanto en términos de carga última como de su desplazamiento, en particular para los muros con escuadrías de 2 × 3, mientras que para los muros con piezas de mayor sección, la calidad del ajuste se hace menor, lo que se debe a la validez de las condiciones de modelación, particularmente para las conexiones madera-madera.

Tabla III Resumen de comparativa resultados

Configuración de muro	Propiedad	Modelo	Promedio Ensayos	% Diferencia
ME-2x3-9	Carga última (kg)	250.8	290.0	13.5%
	Desplazamiento a Carga última (mm)	76.4	74.3	2.8%
MP-2x3-9	Carga última (kg)	481.0	536.0	10.3%
	Desplazamiento a Carga última (mm)	76.9	78.1	1.5%
MP-2x3-11	Carga última (kg)	470.5	506.0	7.0%
	Desplazamiento a Carga última (mm)	62.5	60.0	4.2%
MP-2x4-9	Carga última (kg)	508.1	702.0	27.6%
	Desplazamiento a Carga última (mm)	71.9	75.6	4.9%
MP-2x4-11	Carga última (kg)	508.7	728.0	30.1%
	Desplazamiento a Carga última (mm)	80.3	79.3	1.3%

4.2 Análisis de resultados

Según la información entregada por los modelos numéricos, al comparar la tipología de muro ME – 2 × 3 – 9 con MP – 2 × 3 – 9 se puede apreciar una diferencia significativa, ya que el cambio de sistema de anclaje de fierros estriados a un sistema de anclaje de pernos y escuadra permitió un incremento del 92% en la resistencia promedio a la carga lateral, mientras que en los ensayos mecánicos se observa un incremento de 85%. La Tabla IV resume lo anterior e indica el porcentaje de diferencia entre las capacidades de los muros modelados y los ensayados.

Tabla VI Influencia del espesor de la placa de revestimiento de OSB en la capacidad última

Método	Tipología	Carga última (kg)	Incremento	Diferencia
Ensayo	MP – 2 × 3 – 9	536.0	6%	4%
	MP – 2 × 3 – 11	506.0		
Modelo	MP – 2 × 3 – 9	481.0	2%	
	MP – 2 × 3 – 11	470.6		
Ensayo	MP – 2 × 4 – 9	702.0	4%	4%
	MP – 2 × 4 – 11	728.0		
Modelo	MP – 2 × 4 – 9	508.1	0%	
	MP – 2 × 4 – 11	508.7		

Por otro lado, en los resultados obtenidos por los modelos se observan los valores de las tipologías con sistema de anclaje de pernos y escuadras (MP – 2 × 3 – 9, MP – 2 × 3 – 11, MP – 2 × 4 – 9 y MP – 2 × 4 – 11) y se aprecia una pequeña influencia de la escuadría de los pies derechos en la capacidad resistente de los muros, donde la escuadría 2 × 4 (45 × 94 mm.) presenta valores entre un 6% y 8% mayores a las tipologías con escuadría de 2 × 3 (45 × 69 mm.). En cambio, en los ensayos mecánicos se nota una clara influencia de la escuadría de mayor dimensión, con valores entre 31% y 44% superiores a la escuadría menor. La Tabla V indica la influencia en la capacidad de resistencia al cambio de escuadría

Tabla V Influencia de la escuadría de los pies derechos en la capacidad última

Método	Tipología	Carga última (kg)	Incremento	Diferencia
Ensayo	MP – 2 × 3 – 9	536.0	31%	25%
	MP – 2 × 4 – 9	702.0		
Modelo	MP – 2 × 3 – 9	481.0	6%	
	MP – 2 × 4 – 9	508.1		
Ensayo	MP – 2 × 3 – 11	506.0	44%	36%
	MP – 2 × 4 – 11	728.0		
Modelo	MP – 2 × 3 – 11	470.6	8%	
	MP – 2 × 4 – 11	508.7		

Además, tanto para los muros modelados como para los ensayados se determina que al aumentar el espesor de la placa de OSB de 9,5 mm a 11,1 mm no se observa un incremento importante en la resistencia a la carga lateral entre las tipologías de muros de una misma escuadría. La Tabla VI indica la influencia en el comportamiento del muro al cambiar de espesor de placa OSB.

Tabla IV Influencia del sistema de anclaje en la capacidad última

Método	Tipología	Carga última (kg)	Incremento	Diferencia
Ensayo	ME – 2 × 3 – 9	290.0	85%	7%
	MP – 2 × 3 – 9	536.0		
Modelo	ME – 2 × 3 – 9	250.8	92%	
	MP – 2 × 3 – 9	481.0		

Finalmente, en los modelos numéricos se observa que los desplazamientos máximos horizontales asociados a las cargas máximas horizontales no presentaron diferencias significativas entre las configuraciones de muro modeladas. Se observaron valores que variaron entre 63 mm y 80 mm. Similares valores se obtuvieron en los ensayos, cuyos desplazamientos varían entre 60 mm y 79 mm.

5 Conclusiones

El modelo de elementos finitos desarrollado puede realizar un análisis estructural estático no lineal de muros de corte de madera y predecir un comportamiento mostrado por los muros de corte ensayados.

Los resultados sugieren que el modelo logra capturar el efecto de cambio de sistema de anclaje de barra estriada a un sistema de pernos y escuadra, ya que se registra un incremento de un 92% en la resistencia promedio a la carga lateral, en comparación al 85% de incremento en la resistencia que arrojaron los ensayos mecánicos. Por el contrario, el modelo no logra representar de forma correcta el efecto de pasar de una escuadría de 2 × 3" a una de 2 × 4", ya que mientras los ensayos mecánicos registran un 31% y un 44% de incremento en la capacidad resistente de los muros en cada caso, el modelo sólo alcanza a generar un incremento del 6% y 8%.

La baja similitud entre los ensayos y los modelos se debe principalmente a que la unión entre pies derechos y solera fue modelada como rótula, lo cual en la realidad no es válido. El modelo al no tener rigidez en los encuentros madera-madera actúa como un mecanismo con articulaciones, por lo que frente a la carga lateral actuante, no se replica adecuadamente la influencia del tamaño de las secciones de las piezas de madera.

Durante la etapa de calibración se logró determinar que la propiedad no lineal asignada a la conexión tablero-madera afecta fuertemente a la respuesta del muro de corte. La conexión tablero-madera influye directamente en la capacidad última, pudiendo controlar la carga y el desplazamiento máximo del muro, por lo que para una mayor precisión en la predicción de los modelos, mayor precisión tiene que asignarse a la propiedad. No obstante, el estado último del muro está más controlado por el sistema de anclaje que por el conector tablero-madera.

Por último, no se observa un incremento importante en la resistencia a la carga lateral al aumentar el espesor de la placa de OSB.

Referencias

[1] Vásquez, L.; Hernández, G.; Campos, R.; González, M. – "Caracterización mecánica de muros estructurales de madera", Informe técnico N.º 191, Instituto Forestal (INFOR), Chile (2012).

[2] Mi, H. – *Behavior of unblocked wood shearwalls*. Tesis para obtener el grado de Magíster en Ciencias, The University of New Brunswick, Canada (2004).

[3] Yuen Loo, W.; Quenneville, P.; Chouw, N. – "A numerical approach for simulating the behaviour of timber shear walls". Informe técnico. Departament of Civil and Environmental Engineering, The University of Auckland, Nueva Zelanda (2012).

[4] "SAP2000, versión 14.0: *Analysis reference manual*". Computer and Estructures, Inc. (2009).

[5] Instituto Nacional de Normalización – "Arquitectura y construcción. Paneles prefabricados. Ensayo de carga horizontal". Norma chilena NCh. 802.Eof 71, Chile (1971).

[6] Rademacher, F. – *Análisis de vulnerabilidad estructural de muros en base a paneles de madera, reforzados con placa OSB, frente a cargas horizontales en su plano*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile, Chile (2006).

[7] Canales, V.; Gutiérrez, G. – *Análisis no lineal de muros de madera mediante modelos de elementos finitos*. Memoria para obtener el título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Universidad de Santiago de Chile, Chile (1994).

[8] Carvallo, V. – *Antecedentes Básicos sobre el comportamiento estructural de diafragmas verticales solicitados por cargas horizontales inducidas en su Plano*. Instituto Forestal (INFOR), Chile (1989).

[9] Leiva, J.; Vilches P. – *Comportamiento de muros de corte de madera rigidizados mediante tablero de contrachapado bajo la acción de carga horizontal estática y cíclica combinada con carga vertical en su propio plano*. Tesis para obtener el grado de Doctor en Ciencias, Universidad de Santiago de Chile, Chile (1996).

How monitoring CLT buildings can remove market barriers and support designers in North America: an introduction to preliminary environmental studies

Como a monitorização de edifícios CLT pode remover barreiras de mercado e apoiar o seu dimensionamento na América do Norte: resultados preliminares de um estudo de impacto ambiental

Evan L. Schmidt
Mariapaola Riggio
Paul F. Laleicke
Andre R. Barbosa
Kevin van den Wymelenberg

Abstract

Currently, design of tall wood buildings is generally accomplished in the USA through the so-called alternate means process, with requires extensive testing, engineering analysis, and a stringent peer review process. As it pertains to cross-laminated timber (CLT), it is critical to develop effective performance prediction models, through laboratory testing elaborating on material behaviors (e.g. hygrothermal, vibrational, etc.) as well as monitoring data on the mid- to long-term performance of timber structures in situ. This paper presents the scope and preliminary outcomes of a project aiming to cross reference laboratory research and in-situ monitoring to establish a holistic performance-monitoring protocol for mass timber buildings; this protocol can later serve to define standards for mid- to long-term monitoring as well as to develop guidelines for the design of mass timber structures.

Keywords: CLT / Cross laminated timber / Hygrothermal performance / Monitoring / Structural health / Wood-water relationship

Resumo

Nos Estados Unidos da América, bem como em muitos outros países do globo, uma vez que não existem regras de dimensionamento regulamentadas que permitam o dimensionamento de edifícios altos em madeira, o processo de dimensionamento é realizado com auxilio a ensaios em laboratório, modelos computacionais avançados, e um rigoroso processo de revisão de projeto por peritos externos. No que diz respeito a edifícios que usem "Cross-laminated Timber" (CLT), para além dos ensaios laboratoriais, ainda existe um numero limitado de edifícios monitorizados in-situ que permitam a caracterização do comportamento higrotérmico e vibracional deste tipo de edifícios. Este artigo apresenta resultados preliminares de um projeto de investigação que visa cruzar ensaios laboratoriais com dados recolhidos num programa de monitorização in-situ de médio e longo prazo, a fim de estabelecer um protocolo de monitorização do desempenho de edifícios altos em madeira e apresentar diretrizes para o projeto no futuro.

Palavras-chave: Monitoramento / Comportamento higrotérmico / CLT / Relação madeira-água

Evan L. Schmidt

MS Student, Department of Wood Science & Engineering
Oregon State University, Corvallis, OR - USA
evan.schmidt@oregonstate.edu

Mariapaola Riggio

Assistant Professor, Department of Wood Science & Engineering
Oregon State University, Corvallis, OR - USA
mariapaola.riggio@oregonstate.edu

Paul F. Laleicke

Assistant Professor and Wood Products Extension Specialist
Wood Products Extension, Department of Forest Biomaterials
North Carolina State University
frederik.laleicke@ncsu.edu

Andre R. Barbosa

Assistant Professor, School of Civil and Construction Engineering
Oregon State University, Corvallis, OR - USA
andre.barbosa@oregonstate.edu

Kevin van den Wymelenberg

Associate Professor, Department of Architecture, Director Energy Studies in Buildings Laboratory
University of Oregon, Eugene, OR - USA
kevinvdw@uoregon.edu

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

SCHMIDT, E. L. [*et al.*] – How monitoring CLT buildings can remove market barriers and support designers in North America: an introduction to preliminary environmental studies. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 41-48.

1 Introduction

Engineered wood products are increasingly incorporated as structural elements into mid- and high- rise construction in Europe and North America as incentives and initiatives align with technology and awareness. Specifically, cross-laminated timber (CLT) has gained traction over the last few decades, primarily in Europe, as its use in wall, floor, and roof assemblies has allowed for the scale and size of mass timber buildings to increase. In North America, Federal initiatives and incentives are emerging to support research for the use of CLT and mass timber products, but tall wood building construction is still inhibited by a general lack of awareness, understanding, acceptance, and coherent incorporation of design standards into the building code.

Currently a body of mixed research is emerging on CLT and mass timber performance that is elucidating important design parameters, including those pertaining to engineering mechanics, connection and fastener behavior, moisture adsorption/desorption, fire, and vibration performance [e.g. 1, 2]. Valuable information that informs design standards and practices is gained both from laboratory testing of materials and systems, as well as from measuring as-built performance of structures. These two forms of analysis are complementary, as controlled experimentation forms the basis for element analysis and modeling, while in situ analysis provides data on the actual performance of these elements and systems within the context of a complex global structure and relative environment over time. Due to the complexity of building systems at the global scale, and the dynamic nature of behavior of wood in situ/over time, further development of research at the building scale is necessary to complement and augment laboratory research. Structural health monitoring, via continuous sensor output, can efficiently give reliable real-time performance data on various engineering metrics in timber structures, while simultaneously allowing for a more comprehensive assessment of various parameters and their interactions studied at the laboratory level. The acquisition of mid- to long-range data sets can serve to directly validate design assumptions or give important cues as to why assumptions are violated. In addition to providing research-oriented data to support design standard development and numerical model optimization, continuous monitoring has pragmatic maintenance, service, and rating applications. Structural health monitoring can also contribute to the safety and service life of a building by serving as an early indicator for dangerous service conditions such as localized high moisture contents. In situ inspections and maintenance efforts can thus be coordinated with performance values and early warning indicators.

Recently, research and educational institutes have initiated programs to promote the use of innovative and sustainable timber structures, which include the construction of new facilities made of mass timber and the development of research programs for monitoring the structural performance and the indoor climatic conditions of these buildings. Among these monitored structures, we can cite the extension of the ESB – École Supérieure du Bois, in Nantes [3,4], the House of Natural Resources at the Swiss Federal Institute of Technology in Zurich (ETHZ), Switzerland [5], the Wood Innovation and Design Centre at the University of Northern British Columbia (UNBC), Prince George, Canada [6], the Brock commons

at the University of British Columbia (UBC) in Vancouver, Canada [7], and the Arts and Media building in Nelson, New Zealand (NZ) [8]. In all cited cases, the monitoring program plays a central role in promoting the constructive systems adopted and aims to analyze these systems for their effectiveness in the mid- to long-term.

Construction and in-service risks of mass timber buildings include water events, which can severely affect durability and serviceability performance of the timber systems [9, 10]. Thus, in all monitoring plans of mass timber buildings, control of moisture content (MC) in CLT panels and other structural timber elements is mandatory.

Fortunately, modern sensor technology increasingly allows for efficient and reliable quantification and correlation of environmental conditions and wood MC over time and subsequently for correlation to other critical design parameters [11].

To date, only a small number of research projects have been conducted directly on CLT samples or in situ, as it pertains to wetting/drying potential, stability, and crack formation [e.g. 12]. In addition to elaborating on these important material properties, laboratory work can help develop and implement strategies for collecting rich data derivable from monitoring CLT in situ.

In this paper, we present results of a preliminary laboratory campaign, finalized to define a strategy for the control of MC-related parameters on site.

2 The Smart-CLT project

The SMART-CLT research project, whose formal title is "Structural Health Monitoring and Post-Occupancy Performance of Mass Timber Buildings", aims to measure various performance indicators of CLT assemblies, both within a controlled laboratory setting and within selected case-study buildings. Through measurement of structural efficiency and serviceability, durability and maintainability, and thermal performance, the goal is to identify the interdependence of various indicators in an effort to generate monitoring protocols for this building type, and ultimately define performance standards for the CLT systems. Using physical sensor measurement of vibration, moisture content, ambient and material temperature, relative humidity (RH), air velocity, and thermal resistance, the project aims to collect significant performance data and use these to track design outcomes and define principles for future design iterations.

The following sections describe a preliminary laboratory activity, whose aim is twofold: (1) begin collecting observational data on various moisture-related performance parameters of CLT (adsorption/desorption, stability, checking), and (2) define a methodology for onsite monitoring.

2.1 Materials and methods

Accelerated weathering tests were carried out to evaluate the hygrothermal performance of CLT panels. To this end, the Multi-Chamber Modular Environmental Conditioning (MCMEC) System at the Green Building Materials Lab, Oregon State University, was used. The MCMEC consists of three (3) separate chambers, which can be set to individual environmental conditions. The temperature range is –30 to 40°C (-22 to 104°F) and the relative humidity range is defined by -20°C dew point and up to 95%. A mobile spray rack can be positioned in each of the chambers to simulate rain at a spray rate of up to 5 liters per minute. A two (2) kilowatt metal-halide lamp solar array can be used to simulate sun exposure up to 1200 W/m^2.

In this study, the samples were exposed to two (2) wetting/drying cycles over the course of 52 days, as described in Figure 1. The first cycle consisted of: two (2) days spray-wetting, at 95% RH followed by two days no-wetting at 95% RH and finally by thirteen days dry at 30% RH. Spray-wetting consisted of two overhead emitters spraying at a rate of (2.2 L/min) for two (2) hours at a time, four (4) times a day. The second cycle consisted of two (2) days wetting at 95% RH followed by seventeen days (17) dry at 30% RH and another fourteen (14) days dry at 45/65% RH. The temperature was kept constant at 20°C for the two cycles, and slightly lowered (18°C) during the last fourteen (14) days of the second cycle.

The test material described in this paper consisted of two CLT specimen types (sealed and unsealed) made of five (5) plies of mixed-species woods (*Pseudotsuga menziesii*, *Abies concolor*, *Pinus ponderosa*). These samples utilized a water and weather resistant melamine resin (MF) adhesive. The panels, conditioned at 20°C, 60% RH were of approximately the same volume and mass (90 cm X 30 cm X 18 cm and 20 kg). Specimen "A" was left unsealed and specimen "B" had all its edges with exposed end-grain sealed with putty and marine grade epoxy resin to prevent adsorption through end-grain in order that diffusion through plies was more clearly delineated.

Continuous material moisture data were collected during the cycles using a resistance-type moisture monitoring device from Scanntronik [13]. The system additionally measures and stores climate data such as relative humidity, room temperature and material temperature at the location of moisture measurement. Insulated electrodes were placed towards the center of each specimen and moisture content (MC) readings were conducted in three (3) different plies: the bottom-most ply (PLY 1), and the two plies above it (PLY 2 and PLY 3).

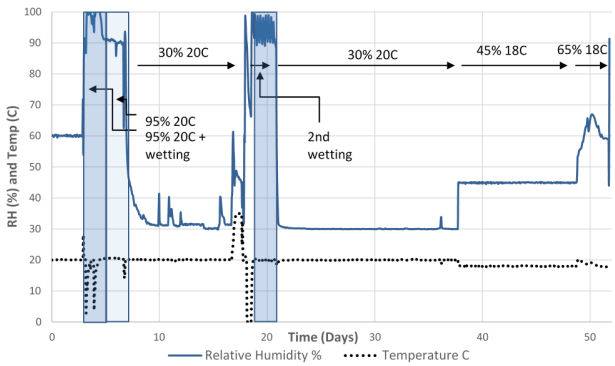


Figure 1 Climate conditions over the course of the 52-day experiment

In addition to collecting continuous MC readings during these cycles, the samples were removed from the chamber on a biweekly

basis and measured for weight, and dimensional change, as well as photo-scanned for surface cracking. While MC readings were carried out along the entire duration of the cycles (52 days), the other measurements were terminated at the 41st day of the test.

2.2 Results and discussion

Results related to sorption/desorption cycles and dimensional changes consequent to the accelerated weathering tests are presented in this section. Due to the quantity of dimensional data, only select (and representative) surfaces were chosen for discussion.

Figures 2 and 3 below show MC curves of the unsealed and sealed panels, respectively. MC readings in specimen B (sealed) indicate that, in exposure conditions simulating wetting of a roof or floor CLT panel from above (long faces), the interior plies have a very low wetting potential. Conversely, without a sealant (specimen A) the wetting potential is higher for the interior. Furthermore, moisture collected from a few days wetting takes a few months to dry out (an estimated two months at dry conditions to equilibrate to pre-wetting levels). This signifies that proximity of moisture sources to an edge, and edge/face ratio could strongly affect interior wetting and drying potential. It was also found that adsorption/desorption rates were exaggerated during the 2nd cycle, indicating that exposure and environmental conditions can potentially affect the behavior of this material over the short and long term, due to different factors affecting the peculiar sorption hysteresis behavior of this material [10].

Figure 4 above shows mass variation of the two specimens along the first 41 days of exposure. Mass change is an indirect indicator of MC variations in the specimens; Figure 3 confirms a more pronounced absorption and desorption phenomenon during the second cycle.

Figures 5 and 6 below (for specimens A and B, respectively) each display climate-dependent dimensional variations of two surfaces as measured by 3 points along each surface (one point at each end of the surface and one in the center). The "lower face" graph for each specimen indicates the % change of width across the bottom most facial surface, while the consecutive "end condition" graph for each indicates the % change in thickness across an edge surface. These chosen surfaces are representative of behavior for analogous surfaces, i.e. thickness change was similar across all edge surfaces, while width and length changes were similar across all surfaces. These results verify that the thickness of the specimens (out of plane) was the least dimensionally stable and exhibited an average deformation during the 2nd cycle of about 2% in the unsealed specimen and a more subdued value of about 0.5% for the sealed specimen. The max change in width at the surface was close to 0.5% for both specimens, and the change in length was on average less than 0.025%. These results confirm in field observations of the monitored CLT floor slabs in the Wood Innovation and Design Centre, as reported by Wang *et al*. 2016 [6]. Wood, in fact, is generally stable only longitudinally (along the grain) and has significantly higher deformation rates across the grain. By merit of the fact that CLT is comprised of layers of length-wise members laminated orthogonally, moisture-dependent deformation in CLT is limited in the planar directions by the restraining action of consecutive plies. Dimensional stability is also increased as the cross-section increases in a wooden member [14,15]. This is related to the restraining action of the stable core, or "passive" zone [16] that is less prone to environmental flux (MC variation), as confirmed by readings in the different plies in the two specimens (Fig.2). The resultant MC "lag", or insulatory effect of the interior makes it difficult for CLT to gain and lose moisture deep within [17, 18, 19], and when combined with hysteresis/desorption behaviors [10], possibly more difficult to lose. Work by Alsayegh indicates that moisture uptake values (A-values) through the cross section of CLT panels are smaller than for standard lumber, due to moisture inhibition at lamination lines [14]. This insulatory effect means that, like for all wooden members (if not more), CLT is most susceptible to environmental flux and resultant deformations at the surfaces/surface plies.

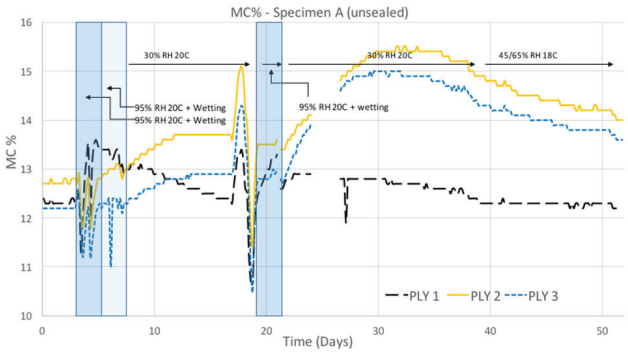


Figure 2 Moisture curves in the bottom-most ply (PLY 1), and the two plies above it (PLY 2 and PLY 3, respectively) of specimen A-unsealed over the duration of 52 days. *Note: values that deviate from 20°C are not temperature-corrected; anomalous spikes in MC can be directly correlated to temperature spikes in Figure 1*

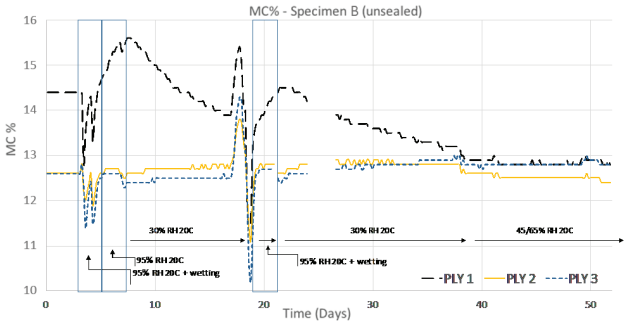


Figure 3 Moisture curves of specimen B-sealed over the duration of 52 days

Figure 4 above shows mass variation of the two specimens along the first 41 days of exposure. Mass change is an indirect indicator of MC variations in the specimens; Figure 3 confirms a more pronounced absorption and desorption phenomenon during the second cycle.

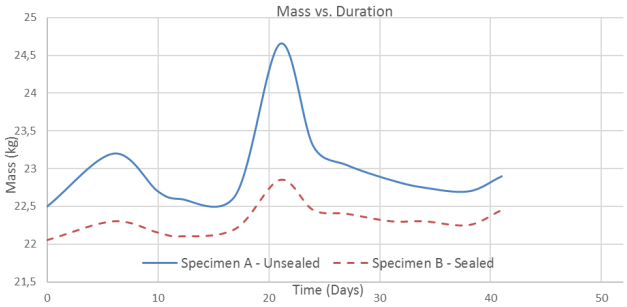


Figure 4 Mass of specimens over the duration of the first 41 days

Figures 5 and 6 below (for specimens A and B, respectively) each display climate-dependent dimensional variations of two surfaces as measured by 3 points along each surface (one point at each end of the surface and one in the center). The "lower face" graph for each specimen indicates the % change of width across the bottom most facial surface, while the consecutive "end condition" graph for each indicates the % change in thickness across an edge surface. These chosen surfaces are representative of behavior for analogous surfaces, i.e. thickness change was similar across all edge surfaces, while width and length changes were similar across all surfaces. These results verify that the thickness of the specimens (out of plane) was the least dimensionally stable and exhibited an average deformation during the 2nd cycle of about 2% in the unsealed specimen and a more subdued value of about 0.5% for the sealed specimen. The max change in width at the surface was close to 0.5% for both specimens, and the change in length was on average less than 0.025%. These results confirm in field observations of the monitored CLT floor slabs in the Wood Innovation and Design Centre, as reported by Wang *et al*. 2016 [6]. Wood, in fact, is generally stable only longitudinally (along the grain) and has significantly higher deformation rates across the grain. By merit of the fact that CLT is comprised of layers of length-wise members laminated orthogonally, moisture-dependent deformation in CLT is limited in the planar directions by the restraining action of consecutive plies. Dimensional stability is also increased as the cross-section increases in a wooden member [14,15]. This is related to the restraining action of the stable core, or "passive" zone [16] that is less prone to environmental flux (MC variation), as confirmed by readings in the different plies in the two specimens (Fig.2). The resultant MC "lag", or insulatory effect of the interior makes it difficult for CLT to gain and lose moisture deep within [17, 18, 19], and when combined with hysteresis/desorption behaviors [10], possibly more difficult to lose. Work by Alsayegh indicates that moisture uptake values (A-values) through the cross section of CLT panels are smaller than for standard lumber, due to moisture inhibition at lamination lines [14]. This insulatory effect means that, like for all wooden members (if not more), CLT is most susceptible to environmental flux and resultant deformations at the surfaces/surface plies.

Because moisture uptake is more pronounced in end grain and longitudinally than in the transverse directions [10], and because consecutive plies will moisture-dependently-deform at varying rates relative to one another, internal stresses are generated between plies and within dimension lumber elements. In our experiment, adjacent plies were measured for width at the ends in the unsealed specimen and compared: it was found that the ply containing end grain swelled at a maximum of about 0.6% whereas the adjacent lengthwise ply swelled at each end by only 0.1-0.3% during the same period. By running one's hands down the corner of the specimen, one could feel this differential in the form of a sinusoidal pattern.

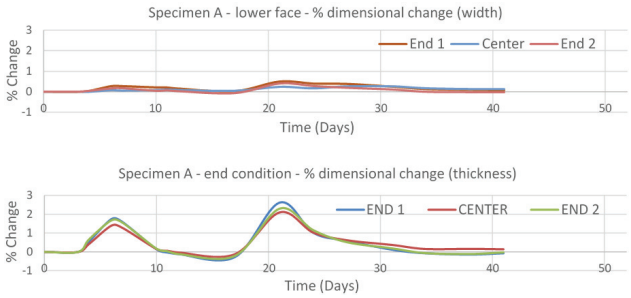


Figure 5 Specimen A – % dimensional change in width and thickness

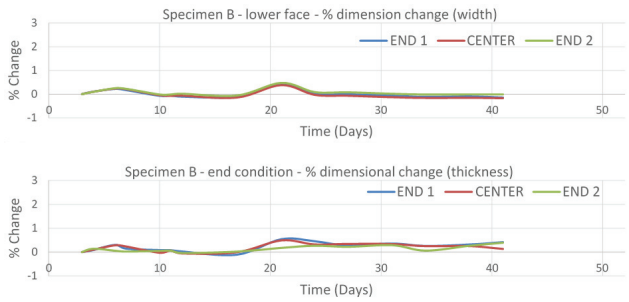


Figure 6 Specimen B – % dimensional change in width and thickness

Figure 7 Checking, gap widening, material defect, and delamination in edge condition Specimen A, day 42

This stress resulted in pronounced checking in specimen A (Figure 7 above) and sheared epoxy resin in specimen B. Thus, the same phenomenon that stabilizes CLT results in large boundary stresses across the surface, and in two directions (two grain orientations). This cross-lamination effect is similar to the effect of restraining deformation at connections described in Dietsch and Tannert [11]. Over time these checking discontinuities can extend further into the interior of the CLT: as stresses develop, relax, and cycle, a "zipper" effect will lengthen the checks to equilibrate stresses [20].

Delamination that occurred in specimen A (e.g. Figure 7) was less than the 5% maximum acceptable delamination of total lamination length on sawn faces as specified in the Cyclic Delamination Test protocol for glulam – AITC, 2007 [21] – which, should be noted, is not truly applicable in this case, as our materials and methods deviate from the standard. Other ostensible delaminations in these specimens are in actuality splits in the wood adjacent to bond lines, induced by hygrothermal stresses acting perpendicular to grain.

Stress induced checking and delaminations, as well as gaps resulting from lack of edge-gluing, manufacturing errors, and imperfections in elements (e.g. rounded corners) (Figure 6) are potentially significant access routes into CLT's interior for air and water, and may worsen over time with environmental fluctuation. McClung [19] observes that tests on smaller CLT samples minimize understanding of the potential for these cracks to increase water uptake into the interior, while Lepage [17] confirms preliminarily that discontinuities and checking do affect sorption behavior. Furthermore, Wang [18] confirms observationally that the resultant gaps from various manufacturing practices of CLT members allowed water to penetrate the edges and into the interior during his experiments.

Our own observations lead us to suspect that there is a correlation between checking and the wetting potential of CLT's interior. This was illustrated by the fact that the mass, dimensions and interior ply MCs all increased more significantly for the unsealed specimen during the second cycle than during the first, despite an identical wetting exposure and even fewer high RH days (while the exterior ply – ply 1 – gained a similar amount of moisture during each cycle). Specifically, relative (comparing wetting cycles) mass increase was more than double for each specimen (Figure 3), relative dimensional deformation in depth, width and length at the surfaces nearly doubled (Figures 4-5) and relative MC increase of the interior plies more than doubled (while rate of MC change increased too) (Figure 2). There also is the possibility that defects in lamination were caused or exacerbated by cyclic environmental change [20] that allowed for higher rates of diffusion between plies (this, as well as micro-cracks in the edge sealant, could account for the higher mass gain in specimen B during the second cycle). Because checking is associated with moisture gradients from exposure, especially from the amount and rate of drying (exacerbated by rapid drying) [22] understanding exposure effects over the short and long term are important (i.e. exposure during construction through post-occupancy) to understanding sorption behaviors as well.

It is important to emphasize that checking can happen at any depth within CLT [23], as swelling/shrinking can elicit checking within the interior as well as the exterior [11]. This was possibly confirmed in our experiment, as output from one of the sensors was suddenly lost during the drying cycle and was regained during wetting. This is suggestive of an internal check that developed between electrodes as the wood shrank, and its subsequent closure as it swelled. This phenomenon reoccurred during the second drying cycle and a subsequent exposure to high RH. It should be noted that this, amongst other unpredictable interior phenomena (including anatomical anomalies such as knots) are challenges related to monitoring CLT with resistance-based electrodes.

3 Recommendations and conclusions

Results from our preliminary experimental campaign indicate that there are strong and interesting correlations between climate cycles, sorption/desorption rates, mass and dimensional changes, and checking in CLT panels. The effects will be further investigated onsite in full-size elements and assemblies. Also, the influence of these interrelated phenomena on other relevant performance indicators will be studied in the frame of the SMART-CLT project, specifically to analyze how (and if) the hygrothermal behavior can affect the dynamic properties of CLT panels (relevant for serviceability/vibrational performance of floors) and the thermal properties of CLT assemblies.

Our preliminary observations and literature confirm that environmental parameters can differently affect hygrothermal performance of CLT panels, depending on the exposed surfaces (i.e. end-grain, long face); the initial geometrical features of the panel (thickness – number of plies; planar extension; presence of gaps between dimensional lumber and in the glue lines, etc.).

It is also evident, that since the edges of CLT are the most sensitive to climatic flux and integral to interior wetting potential (and the resultant consequences), and at the same time are present in the most critical places (e.g. building envelope, connections and apertures), they require further attention, both in research and design.

Although testing of connections and joints was not specific to our preliminary research, their analysis associated to the analysis of the hygrothermal behavior of the panel is a point of importance and interest with regard to CLT. Connections are an important source of continuity and ductility in timber structures, and a natural point of sensitivity to deterioration due to cyclic loading (e.g. wind and seismic) [5] and moisture trapping. Koch, for example, found that an expansion joint of a mass-timber-element-end was prone to moisture trapping in a study on a mass timber bridge in Cologne, Germany, and exhibited higher than acceptable MC for serviceability [23]. Wherever CLT will be joined to another element, and wherever CLT will be opened with an aperture (e.g. a window or door), its edges will be exposed, and it (and importantly its interior) will be more vulnerable to climatic fluctuations, leaks, moisture trapping, and the resultant risks that are associated (decay, dimensional change, strength loss, etc.). This will be exacerbated by existing gaps from non-edge-glued panels, imperfections in layup and the

tendency for an untreated end to check under climatic fluctuation. Edge treatment is a possible solution to reducing these effects and wetting potential to the interior.

Practically speaking, flaws in manufacturing, design and construction are inevitable and robust safety measures should be incorporated to account for this. Structural health monitoring can offer increased safety through continuous material observation, while a deeper understanding of long term material behavior at the global scale can be achieved, improving building safety and efficiency through performance assessment and design modifications.

Acknowledgements

The SMART-CLT project is conducted through the TallWood Design Institute and funded by the U.S. Department of Agriculture's Agricultural Research Service. The material presented in this contribution is also based upon work that is supported by the National Institute of Food and Agriculture, U.S. Department of Agriculture, McIntire Stennis project under 1009740.

References

[1] Brandner, R.; Flatscher, G.; Ringhofer, A.; Schickhofer, G.; Thiel, A. – "Cross laminated timber (CLT): overview and development". *European Journal of Wood and Wood Products*, 74(3), 331–351, 2016.

[2] Pei, S.; Rammer, D.; Popovski, M.; Williamson, T.; Line, P.; Van de Lindt, J. W. – "An overview of CLT research and implementation in North America". *WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering*, August 22-25, Vienna Austria, 2016.

[3] Lanata, F. – "Monitoring of long-term behavior of timber structures" – *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 5(2), 167-182, 2015.

[4] Sorin, E.; Lanata, F.; Boudaud, C. – "Behaviour of timber structures under variable environment through long-term monitoring". *WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering*, August 22-25, Vienna Austria, 2016.

[5] Leyder, C.; Chazi, E.; Frangi, A. – "Structural health monitoring of an innovative timber building". *Proc. of the Second International Conference on Performance–based and Life-cycle Structural Engineering* (PLSE 2015)

[6] Wang, J.; Karsh, E.; Finch, G.; Cheng, M. – "Field measurement of vertical movement and roof moisture performance of the wood innovation and design centre". *WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering*, August 22-25, Vienna Austria, 2016.

[7] Fast, P.; Gafner, B.; Jackson, R.; Li, J. – "Case study: an 18 storey tall mass timber hybrid student residence at the University of British Columbia, Vancouver'". *WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering*, August 22-25, Vienna Austria, 2016.

[8] Smith, T.; Sarti, F.; Granello, G.; Marshall, J.; Buckton-Wishart, V.; Li, M.; Palermo, A.; Pampanin, S. – "Long-term dynamic charateristics of Pres-Lam structures". *WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering*, August 22-25, Vienna Austria, 2016.

[9] Bowyer, J.; Shmulsky, R.; Haygreen, G. – *Forest products and wood science: an introduction*, 5th ed., Blackwell Publishing, 2007.

[10] Skaar, C. – *Wood-water relations*, Berlin: Springer-Verlag, 1988.

[11] Dietsch, P.; Tannert, T. – "Assessing the integrity of glue-laminated timber elements". *Construction and Building Materials*, 101, 1259-1270, 2015.

[12] McClung, V. – "Field study of hygrothermal performance of cross-laminated timber wall assemblies with built-in moisture". *Theses and dissertations*, Paper 1059, 2013.

[13] Dietsch, P.; Franke, S.; Franke, B.; Gamper, A. – "Measurement of moisture content in timber structures-methods". *J Civil Struct Health Monit*, 5:153-165, 2015.

[14] Alsayegh, G. – *Hygrothermal properties of cross laminated timber and moisture response of wood at high relative humidity*' (Master's Thesis), Carleton University, 2012.

[15] Tannert, T.; Berger, R.; Mareike, V.; Mueller, A.– "Remote monitoring of timber bridges: a case study". *Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure 5*, 2011.

[16] Franke, B.; Franke, S.; Schiere, M.; Mueller, A. – "Moisture diffusion in wood – experimental and numerical investigations". *World Conference on Timber Engineering*, 2016.

[17] Lepage, R. – *Moisture response of wall assemblies of cross-laminated timber construction in cold Canadian climates* (Master's Thesis), University of Waterloo, 2012.

[18] Wang, J. – "Wetting and drying performance of wood-based assemblies related to on-site moisture management". *World Conference on Timber Engineering*, 2016.

[19] McClung, R.; Ge, H.; Straube, J.; Wang, J. – "Hygrothermal performance of cross-laminated timber wall assemblies with built-in moisture: field measurements and simulations". *Building and Environment*, 2013.

[20] Glass, S.; Wang, J.; Easley, S.; Finch, G. – "CLT handbook, Ch 10. Building enclosure design for cross-laminated timber construction". FPInnovations, 2013.

[21] American Institute of Timber Construction – *Test methods for structural glued laminated timber*, 2007.

[22] Gamper, A.; Dietsch, P.; Merk, M. – "Building climate – long-term measurements to determine the effect on the moisture gradient in timber structures". Forschungsinitiativ Zukunft Bau, 2014.

[23] Guelzow, A.; Richter, K.; Steiger, R. – "Influence of wood moisture content on bending and shear stiffness of cross laminated timber panels". *European Journal of Wood Products*, 69: 193-197, 2011.

[24] Koch, J.; Simon, A.; Arndt, R. W. – "Monitoring of moisture content of protected timber bridges". *World Conference on Timber Engineering*, 2016.

Projeto, construção e teste de duas treliças *Howe* em madeira

Project, construccion and test of two *Howe*'s trusses in wood

Daniele Filippini
Thiago L. Boll
Felipe F. Almeida
Alfredo Petrauski
Sandra M. F. C. Petrauski
Mauro J. Valcanaia Jr.

Resumo

Esse trabalho foi desenvolvido objetivando avaliar aspectos de projeto, execução e comportamento de estruturas. Para isso foram utilizadas treliças tipo *Howe*. Com base em projeto, foram executadas e submetidas a teste de carga duas treliças, em escala real, com vão de 6,90 metros, de madeira *Pinus sp*. Uma feita com ligações pregadas e outra com ligações parafusadas O dimensionamento das barras principais foi feito em condições limites ao prescrito na norma brasileira, objetivando avaliar a segurança das estruturas. Foram, portanto, utilizadas para os banzos inferiores peças simples com bitolas de 2,5 x 9 cm e 2,5 x 12 cm, e para os banzos superiores peças duplas com bitolas individuais de 2,5 x 9 cm, contradizendo o estabelecido pela norma para seções mínimas. As treliças foram testadas individualmente com acompanhamento das flechas centrais e deformações em algumas ligações. As rupturas ocorreram em peças dos banzos inferiores para cargas superiores a 3 vezes as de projeto.

Palavras-chave: Treliça tipo *Howe* / Ligações pregadas e parafusadas / / Comportamento estrutural

Abstract

This work was developed to evaluate project aspects, performance and behavior of wood structure, in particular, trusses in Howe's configuration. Based on previous design were built and subjected to load tests two trusses, one made with nailed connections and the other with bolted connections, in real size scale, 6,90 meters long, with a pine called *Pinus sp*. The design was made in boundary conditions prescribed by the Brazilian norm, to evaluate the safety of the structures. This led to the use of simple pieces of 2.5 x 9 cm and 2.5 x 12 cm for the lower uprights and double parts with individual gages of 2.5 x 9 cm for the upper flanks, contradicting the standard for minimum sections. The trusses were tested individually with monitoring of the central arrows and deformations in some connections. The ruptures occurred in the lower flanges for loads greater than 3 times the design loads.

Keywords: *Howe's* truss / Nailed and bolted connections / Structural behavior

Daniele Filippini

Engenheira Civil e Mestranda de Engenharia de Energia
na Agricultura pela Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Cascavel, Paraná, Brasil
danielefingerfili@hotmail.com

Thiago L. Boll

Engenheiro Civil pela Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Cascavel, Paraná, Brasil
thiago_luiz_boll@hotmail.com

Felipe F. Almeida

Engenheiro Civil pela Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Cascavel, Paraná, Brasil
felipe-fagner@outlook.com

Alfredo Petrauski

Professor Doutor da Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Cascavel, Paraná, Brasil
petrausk@terra.com.br

Sandra M. F. C. Petrauski

Professora Doutora da Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Cascavel, Paraná, Brasil
sandra.petrauski@unioeste.br

Mauro J. Valcanaia Jr.

Engenheiro Civil pela Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Cascavel, Paraná, Brasil
maurovalcanaia@gmail.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

FILIPPINI, D. [*et al.*] – Projeto, construção e teste de duas treliças *Howe* em madeira. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 49-54.

1 Introdução

A madeira é um dos mais antigos materiais construtivos usados pela humanidade. Por ser um material renovável, seu uso foi difundido na construção civil, atendendo diversas necessidades da indústria. Na atualidade, o uso da madeira competitivamente aceitável frente a outros materiais se tornou viável devido às técnicas de reflorestamento, as quais tornam o uso do material ecologicamente praticável [1][2].

Entretanto, devido à tradição brasileira do uso do concreto e aço, o potencial estrutural da madeira não é utilizado, sendo essa utilizada majoritariamente em estruturas de coberturas de construções. O processo construtivo dessas estruturas é raramente industrializado, sendo, ainda, um processo extremamente artesanal [3].

Para a maioria das estruturas de cobertura são utilizadas barras ligadas nas extremidades, formando um conjunto rígido, denominado como treliça [2]. As treliças com a geometria do tipo Howe são as mais utilizadas.

As ligações das barras em estruturas do tipo treliça são chamadas de nós e necessitam de atenção especial quando a estrutura é concebida [2]. Os nós são os pontos mais vulneráveis de uma estrutura de madeira, o que torna indispensável a previsão do seu comportamento em condições reais. Dentre os tipos de ligações existentes, as de maior conhecimento e utilização são as parafusadas e pregadas, devido à sua confiabilidade e facilidade de execução, diferente de ligações coladas, por exemplo [5].

Nesse sentido, esse trabalho almeja contribuir com a caracterização de treliças, em escala real, do tipo Howe, com dois tipos de ligações: as pregadas e as parafusadas. Assim, comparou-se a variação das propriedades das estruturas quando submetidas a carregamentos similares àqueles encontrados em situações reais. A comparação ainda avalia as condições de segurança impostas pela norma brasileira de estruturas de madeira [6].

2 Revisão bibliográfica

A madeira é um material natural utilizado em larga escala na construção civil, estando presente em praticamente todas as etapas de uma construção: desde formas até estruturas para sustentação de coberturas [7].

Destaca-se que as estruturas de madeira podem ser consideradas sustentáveis, uma vez utilizada a técnica de reflorestamento que, aliada à industrialização, possibilitam a comercialização do material de forma economicamente competitiva frente aos outros materiais construtivos [2]. Uma das madeiras de reflorestamento mais utilizadas é o *Pinus sp.*, espécie caracterizada por ter densidade baixa.

É de grande importância a utilização de madeiras de reflorestamento, visto a preocupação sob o aspecto econômico das estruturas, pois as madeiras consideradas nobres possuem um valor bastante elevado, comparado ao de madeiras oriundas de reflorestamento. Além disso, em relação ao aspecto técnico, as estruturas de telhado possuem desempenhos satisfatórios quando utilizadas madeiras reflorestadas, como é o exemplo do eucalipto e do pinus [8].

No Brasil, devido a questões culturais, a madeira não é utilizada em larga escala em elementos estruturais. Porém, o material é muito

utilizado na confecção de treliças de sustentação de coberturas. [3]. Denomina-se treliça o conjunto de barras ligadas em suas extremidades formando os denominados nós. Para efeitos de cálculo, esses nós são considerados rotulados [9].

Os principais tipos de treliças existentes são: Howe, Pratt, Belga, Fink ou Polonceau (variante da treliça belga), Bowstring e estruturas pontaletadas [10][11]. Sendo assim, escolhe-se, dentre os diversos tipos existentes, a geometria que satisfaça os requisitos necessários a cada estrutura, levando em consideração a forma geométrica das instalações, o uso ou não de lanternins, cargas provenientes de outros elementos que compõe a cobertura, a experiência dos construtores, o grau de facilidade de construção e os esforços desenvolvidos em cada barra [11]. Considerada a aplicação de estruturas treliçadas em edificações residenciais, ou seja, de vãos menores, as tipologias mais frequentes são: Pratt, Fink e Howe, por terem geometria mais simplificada [4].

Dentre todas as outras tesouras e treliças existentes, a tesoura tipo Howe é a mais utilizada no país. Sua geometria é comumente empregada para vencer vãos de até 18 m. A treliça do tipo Howe apresenta para o carregamento principal (de cima para baixo) compressão nas diagonais e tração nos montantes [4][12].

Para a escolha do tipo de ligação utilizada, considera-se a necessidade de satisfazer os seguintes requisitos: propriedades técnicas compatíveis com os esforços a serem absorvidos, proporcionar a menor quantidade possível de madeira a ser usada no dimensionamento, ter comportamento previsível, ser elástico o suficiente para não gerar esforços adicionais, permitir inspeções e ser durável. Esses requisitos são necessários pois as ligações das peças de madeira de uma estrutura requerem cuidados especiais, não só na fase de sua concepção mas também durante a sua execução. A falta de atenção no estudo de uma ou mais ligações possivelmente levará a estrutura treliçada ao colapso [13][14].

A norma brasileira de estruturas de madeira considera os seguintes métodos de ligação por penetração: cavilhas (pinos de madeira torneados), conectores (anéis ou chapas metálicas) e pinos metálicos (pregos ou parafusos) [6].

Os pregos estruturais devem ser feitos de aço com resistência característica de escoamento f_{yk} de pelo menos 600 MPa, e devem ter diâmetro mínimo de 3 mm. Para parafusos, recomenda-se um diâmetro mínimo de 10 mm e f_{yk} de 240 MPa [6].

3 Materiais e métodos

As duas treliças foram executadas nas dependências do Laboratório de Tecnologia e Estruturas de Madeira (LATEM) e do Laboratório de Estruturas e Materiais de Engenharia (LEME), pertencentes ao Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas (CCET) da Universidade Estadual do Oeste do Paraná (Unioeste), na cidade de Cascavel. Ambas, com geometria Howe, com 6,90 metros de vão livre, como apresentado na Figura 1, e madeira *Pinus sp.*, adquirida no comércio local.

O lote de madeira, quando adquirido, foi caracterizado quanto à sua resistência característica à compressão paralela às fibras, ao cisalhamento e ao módulo de elasticidade médio da madeira. A partir desses valores, foram calculados os valores de cálculo, apresentados na Tabela I.

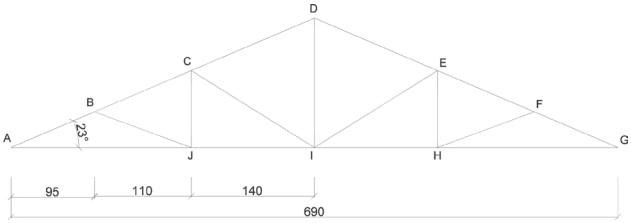


Figura 1 Geometria adotada para treliça, dimensões em centímetros (Fonte: Autor, 2015)

Tabela I Valores de cálculo da madeira

$f_{c0,d}$	13,39 MPa
$f_{t0,d}$	13,39 MPa
$E_{c0,ef}$	8.712,01 MPa
$f_{v0,d}$	3,58 MPa

O dimensionamento da treliça foi feito a partir dos requisitos apresentados na norma brasileira regulamentadora de estruturas de madeira [6]. Para o levantamento de cargas, foi considerada a influência das cargas de origem permanente (743,9 Pa), sobrecarga (250,0 Pa) e cargas devidas ao vento (300,0 Pa). Sendo assim, o esforço total de projeto de cada uma das treliças correspondeu a 310,3 kN. Entretanto, as cargas aplicadas nos nós das extremidades são imediatamente transferidas aos pilares/fundação, sendo assim, foram desconsideradas neste projeto, o que gerou uma "carga de projeto" de 217,8 kN.

O dimensionamento foi feito considerando-se o tipo do esforço normal predominante na peça, neste caso, tração ou compressão. Para as barras comprimidas adotou-se peças duplas com espaçadores interpostos a intervalos regulares e unidos por meio de parafusos. O resumo final das seções transversais das peças encontra-se na Tabela II.

Tabela II Resumo das seções transversais das peças

Barra	Banzo superior*	Banzo inferior	BJ/FH*	CJ/EH	CI/EI*	DI
b (cm)	2 x 2,5	2,5	2 x 2,5	2,5	2 x 2,5	2,5
h (cm)	9,0	12,0	4,0	5,0	6,0	12,0

*Peças duplas

Os dimensionamentos das ligações levaram em consideração os dois possíveis modos de ruptura de ligações desse tipo: embutimento na madeira ou flexão no pino, e foram calculados a partir dos requisitos descritos pela norma brasileira de estruturas de madeira [6]. Entretanto, percebeu-se que o número de pregos e parafusos necessários por ligação seria elevado. Sendo assim, optou-se pela utilização de dentes/entalhes que auxiliassem na absorção do esforço, em algumas ligações.

Nas ligações das extremidades, onde o carregamento das barras é mais elevado, foram utilizadas duas talas parafusadas, fixadas no banzo inferior, que receberiam o carregamento do banzo superior

por meio de testadas, trabalhando à compressão inclinada. Solução semelhante se deu para o nó D. As demais ligações tiveram soluções combinando o uso de dentes e pinos metálicos.

O ensaio de ruptura das estruturas aconteceu em um Quadro de Reações de concreto armado, como mostrado na Figura 2.

Figura 2 Treliça de madeira posicionada para ensaio no quadro de reações de concreto armado (Fonte: Autor, 2016)

Foram colocadas duas células de carga, com capacidade individual de 100 kN, para acompanhamento dos níveis de solicitação. Uma dessas células foi localizada no nó G da treliça e a outra no nó C, sendo a disposição dos nós conforme Figura 1. Como consequência do funcionamento correto de um sistema hidráulico, portanto, a célula do nó G acusaria metade do carregamento imposto à treliça sob teste. A célula sob o pistão locada no nó C acusaria, portanto, 1/5 da carga total aplicada à estrutura.

Ainda, foram instalados relógios comparadores, como demonstrado na Figura 3, com resolução de 0,001 mm, responsáveis pela leitura das deformações das ligações de extremidade e da ligação da emenda do banzo inferior. No centro das treliças instalaram-se relógios adicionais, com resolução de 0,01 mm, responsáveis por medir o deslocamento vertical da treliça neste ponto.

Figura 3 Relógio para leitura do deslocamento vertical instalado na estrutura (Fonte: Autor, 2016)

Com todos os dispositivos instalados, foram feitos pré-testes das treliças para conferência de todos os equipamentos. Nestes testes a máxima carga total aplicada foi da ordem de 300,0 kN.

Na sequência foram realizados ensaios oficiais, que se iniciaram com aplicação de carga a cada 20,0 kN (na soma dos pistões) até uma carregamento de 300,0 kN, seguido de descarregamento das estruturas. Aplicou-se, novamente, carga a cada 20,0 kN até um carregamento de 450,0 kN, e então foram retirados os aparelhos de medição de deformabilidade e aplicadas cargas adicionais de forma gradativa até a ruptura das estruturas.

4 Resultados e discussões

As rupturas de ambas as estruturas ocorreram no banzo inferior, e nos dois casos, foram ocasionadas por desvios de fibras. Com relação à carga de ruptura da estrutura, a treliça pregada atingiu um valor de 7.452,5 kgf, enquanto a treliça parafusada rompeu com um carregamento de 6.828 kgf. Tendo em conta que ambas foram dimensionadas a partir da mesma norma [6] e para a mesma carga de projeto, acredita-se que a diferença de carregamento máximo seja devido ao fato de a treliça pregada ter sido executada com peças de melhor qualidade, possuindo menor quantidade de nós e menores desvios de fibra, especialmente no banzo inferior.

Em ambas as estruturas foram executadas emendas nos banzos inferiores. As deformações ocorridas nestas emendas obtiveram aumento aproximadamente linear. Entretanto, quando as barras das emendas foram submetidas a aproximadamente 2.500 kgf, a emenda da treliça pregada atingiu uma deformação de aproximadamente 0,14 mm, enquanto a emenda da treliça parafusada deformou aproximadamente 0,06 mm.

Os relógios comparadores instalados nas ligações das extremidades das treliças indicaram comportamentos aproximadamente lineares para as deformações, conforme o aumento do carregamento da estrutura.

Quanto às deformações das estruturas, ambas apresentaram comportamentos lineares, e valores de deformação muito próximos aos dados pela estimativa teórica PTV 1. Os valores de deformação resultantes da estimativa teórica PTV 2 foram mais pessimistas tanto para a treliça pregada, quanto para a parafusada. Isto se deve ao fato de a equação do PTV 2 ter sido realizada a partir do módulo de elasticidade efetivo da madeira. Percebeu-se ainda que as deformações e as estimativas teóricas da treliça parafusada obtiveram valores ligeiramente inferiores aos da treliça pregada.

A treliça pregada, quando submetida a uma carga de 2,500 kgf, apresentou no ponto central deformação de 10,55 mm, enquanto as estimativas teóricas para este carregamento PTV 1 e PTV 2 apresentaram respectivamente 10,0 mm e 17,86 mm. Já a treliça parafusada, quando submetida à mesma ordem de carregamento, deformou 9,05 mm no ponto central da estrutura, enquanto o PTV 1 indicava uma deformação de 8,99 mm e o PTV 2 um valor de 16,06 mm.

As cargas de ruptura real superaram as cargas de projeto, admitidas pela norma brasileira de estruturas de madeira, em uma ordem de 3 vezes em ambas estruturas, o que leva a uma conclusão de que

a norma é extremamente conservadora, minorando a capacidade estrutural da madeira.

As duas treliças obtiveram alto desempenho, pois além de terem atingido carregamentos superiores aos esperados pelo projeto, as deformações foram lineares e as flechas não atingiram o máximo permitido pela norma mesmo para cargas superiores a duas vezes a carga de projeto.

Referências

[1] Issa, C. A.; Kmeid, Z. – "Advanced wood engineering: glulam beams". *Construction and Building Materials*, v. 19, n. 2, p. 99-106, 2005.

[2] Pfeil, W.; Pfeil, M. – *Estruturas de madeira*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2003.

[3] Couri Petrauski, S. M. F. – *Desenvolvimento de pórticos de madeira laminada colada de eucalipto, utilizando adesivos à base de resorcinol e óleo de mamona*. Tese (Doutorado), 119 f., 2012. Programa de Pós-Graduação em Ciência Florestal. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG.

[4] Moliterno, A. – *Caderno de Projetos de Telhados em Estruturas de Madeira*. 4. ed. São Paulo: Blucher, 268 p., 2010.

[5] Calil, C., Neto; Lahr, F. A. R. – "Ligações em madeira com parafusos auto-atarraxantes sem pré-furação para uso estrutural". *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, Sp, 2014.

[6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7190 – Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 107 p., 1997.

[7] Pfeil, W.; Pfeil, M. – *Estruturas de madeira*. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc. Editora, 224 p., 2011.

[8] Petrauski, A. – *Estudo da madeira da pindaíba (Xilopia sericea St. Hil.) para confecção de tesouras de telhado, com ligações de chapas e pregos*. Dissertação (Mestrado), 102 f., 1991 - Curso de Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1991.

[9] Pfeil, W. – *Estruturas de Madeira*. Rio de Janeiro. Editora LTC, Livros Técnicos e Científicos, 1977. 3ed, 1982.

[10] Valle, I. M. R. – *A pré-fabricação de dois sistemas de cobertura com madeira de florestas plantadas. Estudos de casos: os assentamentos rurais Pirituba II e Sepé Tiaraju*. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, SP, 2011.

[11] Alvino, F. C. G.; Lopes Neto, J. P. – "Estudo de treliças coplanares para coberturas de construções rurais". *Congresso de Iniciação Cientifica*, Universidade de Campina Grande, Campina Grande, PB, 2011.

[12] Gesualdo, F. A. R. – *Estruturas de Madeira*. Uberlândia: UFU, 93p., 2003.

[13] Leitner, R. J. – *As ligações em estruturas de madeira e, em especial, as ligações pregadas de peças estruturais de madeira de pinho*. Tese (Concurso de provimento do cargo de Professor catedrático da cadeira de Materiais de Construção, Tecnologia e Processos gerais). Escola de Engenharia da Universidade do Paraná, Curitiba, PR, 1952.

[14] Calil, C. Jr.; Brito, L. D. – "Manual de projeto e construção de estruturas com peças roliças de madeira de reflorestamento". São Carlos: EESC, 2010.

Grouted joints for modern round wood bridge and truss structures

Ligações moldadas para estruturas modernas de treliças e pontes em rolaria de madeira

Kay-Uwe Schober
Wieland Becker
João H. Negrão

Abstract

Natural dried logs have outstanding mechanical values and an excellent eco and energy balance. Nevertheless, in most countries using round timber in construction is not considered. The main problem is caused by the joining technology of round to-round sections. Innovative composite materials and Advanced Manufacturing Technology processes allow the design and manufacturing of connecting systems with difficult geometry and different section types in wooden truss structures.

The presented work is based on the grouting technology used in reinforced concrete structures, where structural parts are force- and form-fit connected by a combination of starter bars and a backfitting grouting material. For timber bridges, the presented grouting joints follow this technology, where the joints are prefabricated and assembled first by technical approved adhesives or screws. Afterwards on site they are coupled with rods, straps or stamped parts and additional grouted. As grouting material a polymer concrete is used with high compression strength and high adhesive bond to timber as well to steel.

Keywords: Round timber / Advanced manufacturing technology / Wood adhesives / Green buildings / High performance polymer concrete / / Cohesive zone modeling / Delamination

Resumo

Os troncos secos naturalmente têm elevados valores de resistência mecânica e um excelente balanço energético e ecológico. No entanto, o uso de rolaria em construção não é tido em conta na maior parte dos países por dificuldades de ligação entre secções circulares. Materiais compósitos inovadores e Tecnologia Avançada de Fabrico permitem o projeto e fabrico de sistemas de ligação com geometrias difíceis e tipos diferentes de secções circulares em estruturas treliçadas de madeira.

O trabalho apresentado baseia-se na tecnologia de moldagem usada em estruturas de betão armado, na qual as forças e formas das partes estruturais a unir são compatibilizadas por ligações constituídas por uma combinação de armaduras e argamassa de enchimento. Para pontes de madeira, as ligações moldadas apresentadas seguem esta tecnologia, sendo prefabricadas e montadas inicialmente com recurso a colas ou parafusos tecnicamente aprovados. Posteriormente, em obra, a união é completada com varões, cintas ou chapas estampadas, e enchimento adicional. A argamassa de enchimento utilizada é um betão polimérico de alta resistência à compressão e elevada aderência, tanto à madeira como ao aço.

Palavras-chave: Rolaria de madeira / Tecnologia avançada de fabrico / Colas para madeira / Edifícios verdes / Betão polimérico de alto desempenho / / Modelação da zona coesiva / Delaminação

Kay-Uwe Schober

Professor of Timber Engineering and Structural Design
Mainz University of Applied Sciences
Institute of Innovative Structures (iS-mainz)
Mainz, Germany
schober@is-mainz.com

Wieland Becker

Professor of Timber Engineering
Trier University of Applied Sciences
School of Design, Department of Architecture
Trier, Germany
w.becker@ar.hochschule-trier.de

João H. Negrão

Professor Associado
Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil
Coimbra, Portugal
jhnegrao@dec.uc.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

SCHOBER, K. U. – Grouted joints for modern round wood bridge and truss structures. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 55-64.

1 Introduction

Timber has been used as structural material for centuries and numerous examples demonstrate its durability if properly designed and built and adequate maintenance has been applied. The use of timber in structures has become increasingly important, considering that it is the only truly renewable building material.

One approach which offers potential for increased use of timber involves the notion of "timber-based hybrid structures". These structures integrate wood with different materials, thereby significantly increasing the applications of timber in structures beyond current limitations. The hybrid design framework is particularly interesting for its ease of assembly and the resulting reduced construction times and improved building physics performance. Additionally, modern manufacturing technologies have the potential to drive structural improvements, for example, by enabling the accurate shaping of complex products and the precise creation of ready-to-install factory-built components.

Over the last decade, several innovative hybrid systems were developed to promote the use of timber [1], but round timber as construction material is still not very common in structural timber engineering. However, some good examples are available, where architects introduce natural dried round wood for larger structures and buildings, e.g. WholeTrees® Architecture & Structures, Madison, WI. Buildings made of round timber have the aesthetics of a transparent structure by use of eco-efficient round timber and are lightweight with minor material consumption.

Modern timber architecture, probably best illustrated by Shigeru Ban [2], increasingly moving towards free forms, for which currently used timber joining methods do not offer fully adapted solutions. Consequently, the use of adhesive bonding is described as one of the most interesting fields of development: "just as adhesives have freed timber of its structural and size limitations, adhesives can free timber of the metal needed presently to make joints" [3]. Adhesive bonding can be used to form load-bearing joints in timber structures, both in new-build applications and in repair, and provide an efficient and durable method provided that: i) the joints are correctly designed; ii) suitable specifications are adopted; iii) the work is done by experienced operatives; and iv) strict quality control is exercised [4].

To conceive large-span trusses, the structural system, the load distribution within the joints and restrictive regulations in design codes have to be considered in the design process. Furthermore, an innovative design of the joint is needed, focusing on efficient load-distribution in the structure and geometrical conditions of the round timber members. One possible solution is shown below, introducing round wood for modern bridge and truss structures with concrete-type adhesive joints (CTA) made of high-performance polymer concrete.

2 General design aspects

Hybrid composite structures made of round timber are not only eco-friendly and energy-efficient by their use of untapped round timber, which is fabricated in terms of sustainability under low process-energy. They also provide a much higher stiffness in comparison to

sawn structural timber and engineered wood products. This result in a design of truss structures with wider spans in comparison to conventional timber trusses under retention of the ratio between strength and bulk density. Especially adult-tree trunks have a high-pressure resistance in external fiber areas. In an ordinary sawing process, these areas are normally removed. Investigations of Teischinger [5] show, that full sized timber-diameters have their highest density in the outlaying areas of the logs.

Figure 1 Conventional round-to-round timber joint

Nevertheless, wide spanning round timber constructions are not usually considered in timber engineering. The main cause is the lack of an efficient joining technology for round-to-round sections (Figure 1). Further significant reasons why round wood is rarely used in timber engineering are unavailable mechanical strength values and joint slippage when using conventional connecting techniques.

The new design solution consists of three essential parts:

a) Spatial round timber as structural girder
b) Assemblage point made of high-performance polymer concrete
c) Timber-HPC connection with glued-in rods (GIR)

Conventional glued-in rod joints deal with very thin glueline thicknesses up to 2.0 mm [6] or up to 6.0 mm when using particle-filled epoxy resins [7], which can still be considered as thin glue lines. The applied adhesives tend to exhibit strength-reducing effects in the bondline during the initial hardening shrinkage and limited gap-filling qualities. To overcome this shortcoming, new-type connections using grouting technology with concrete-type adhesives (CTA) have been developed, accounting different mechanical behavior and manufacturing technology compared to conventional glued-in rods.

Grouted joints use modified adhesives with dried fillers to create a concrete-type connection for enclosed timber members. The CTA is able to overcome disadvantages of traditional adhesives for glued-in rod joints, e.g. stringent quality control, high assembling effort and geometrical restrictions. Consequently, structures that are more complex can be developed, like grid-shells, modern reproductions of tree structures (Figure 2).

Figures 3 and 4 show the initial design of a timber foot bridge using the new composite design concept with grouted joints and the foot bridge under construction (clear span 13 m / 43 ft).

Figure 2 Spatial timber tree structure

Figure 3 Composite timber truss bridge with grouted joints

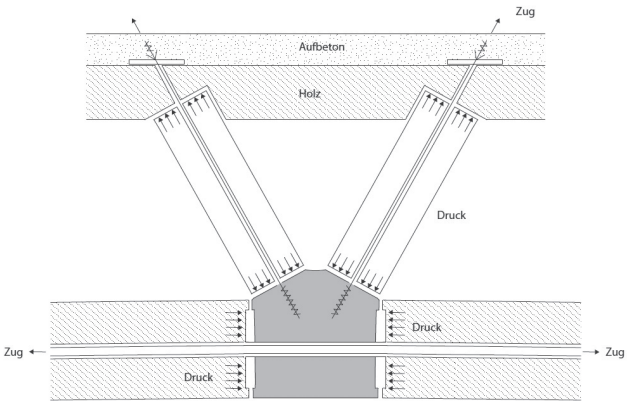


Figure 4 CTA joint connecting six truss members

3 CTA-joint design

3.1 Grouting material

Several materials have been studied and analyzed to identify a suitable material for the compound. The best suited CTA is a two-component BPA EP-bound concrete with mineral aggregate. The hardener adapted for the product is a fluid polyamine adduct, which holds an average reactivity for the interlacing of the resin. The mineral additive is composed of well-graded gravel with a grain size of max. 6 mm. A comparison of the CTA with common construction reinforced concrete C25/30 is shown in Table I.

Table I Comparison of material properties with reinforced concrete

Material property	Unit	CTA	RC 25/30	Comparison CTA/RC
Density	g/cm³	2.3	2.4	0.95
Compression MOE	MPa	32,000	30,000	1.07
Bending strength	MPa	40	5.5	7.27
Compressive strength	MPa	150	30	5.00

The high compressive strength of CTA results from the bonding behavior of the polymer binder material and the mineral fillers, which leads to a high packing density. With regard to the stress strain behavior of the composite material, an ideal elastic behavior with a semi-ductile hardening rule was observed in material tests (which were also used to calibrate the subsequent numerical model). The failure behavior under consideration of tension or shear loading is more brittle compared to the failure under compression loading. Due to the high content of gravel in this composite, it is possible to assimilate a large amount of concrete, e.g. for much bigger drill holes compared to conventional drill hole diameters when dealing with glued-in rods, without creating exothermic chemical reactions like higher-content resin and curing agent adhesives compositions.

3.2 Grouting technology

Over the last 15 years, rapid prototyping has been an integral part of the design process in the car and aerospace industry. Recently the architecture profession has started to use these techniques in its design process [8], [9] and some architecture schools have begun experimenting with these technologies, as they allow a cost-effective way from design to production of complex geometries.

Advanced design and manufacturing are used in the production of the grouted joints. The form of the joint following the distribution of forces and are modeled to gather all members with the given axis, length and angle. The manufacturing takes place in a digital fabrication process. Supported by a plug-in for the free-form modeler Rhinoceros® [10] the necessary machine operations are exported from the design to the interface of the joinery machines for production of the members.

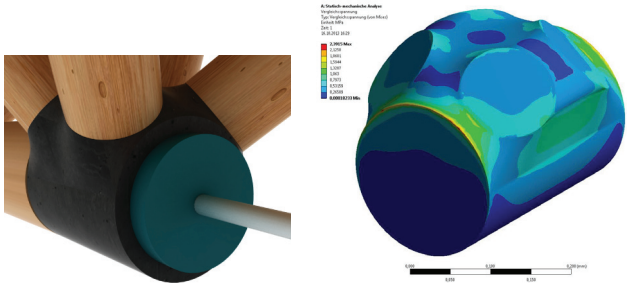


Figure 5 Digital design of the CTA-joint

A volumetric model (Figure 5) serves as the basis for a prototype, which is subsequently milled on a 5-axial portal-milling machine in a PU-foam. This prototype is used as a "positive" in the manufacturing. The necessary joint shape can be cast in the finished multi-part silicone mould by grouting and reaches its final strength after 24 hours [11], [12]. The pre-manufactured parts can, according to size, be mounted in the factory or on-site through screwing, plugging and gluing, whereas manufacturing, gluing-in of steel rods into the timber and into the grouted joint take place under controlled conditions. The enclosed members are simply cut at the according length and milled with the fitting drill holes and recesses (Figure 6).

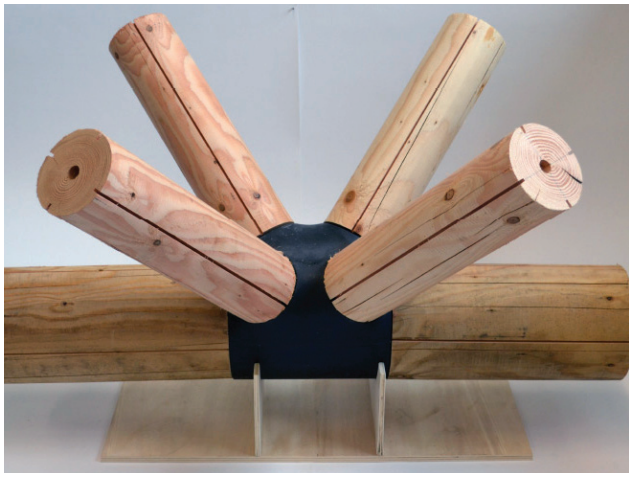


Figure 6 Finished CTA-joint with fitted trusses

3.3 Experimental characterization of the timber-CTA compound

Laboratory tests were conducted for model verification and investigation of the embedding stiffness. The experimental investigations consisted of push-out and pull-out tests analyzing large drill holes (the grouting chamber) to activate the much larger lateral surface in comparison to conventional dimensions for drill holes in glued-in rods. The push-out tests allowed determining the shear-slip relationship between timber and CTA for further numerical investigations. In further pull-out tests, a single 12 mm diameter steel rod was put into a drill hole and grouted with CTA (Figure 7).

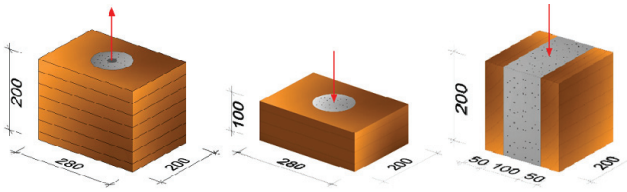


Figure 7 Push and pull-out testing: tensile behavior (left); shear-slippage (middle), rolling shear behavior (right)

For all test series, the drill-hole depth was chosen to 150 mm with a glued-in length of 120 mm. All specimens consisted of glued laminated timber, European strength class GL24h. They were tested according to EN 338:2009 with a MC 12 ± 1% during manufacturing and testing, measuring the load-slip behavior between timber and CTA, GIR and CTA in loading direction and the strain between timber and CTA and GIR and CTA perpendicular to the loading direction (radial to the glued-in rod). One result example is shown in the following figures, where PO-0 denotes push-out parallel to grain and PO-90 denotes perpendicular to grain. A comparison of the test results with the calculated characteristic value is shown in Table II and Figures 8 and 9. A detailed description of the tests and the results are given in [12], [13], [14].

Table II Push-out tests: mean values in MPa

Series	Specimen	Ultimate strength	Characteristic strength [1]
PO-0	6	6.83	3.50
PO-90	6	4.93	1.00

[1] DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, DIN EN 14080:2013-09

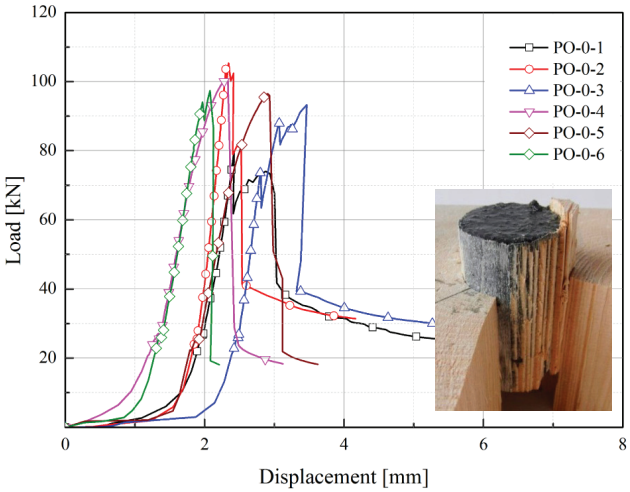


Figure 8 Push-out test parallel to grain (PO-0), load-slip curve

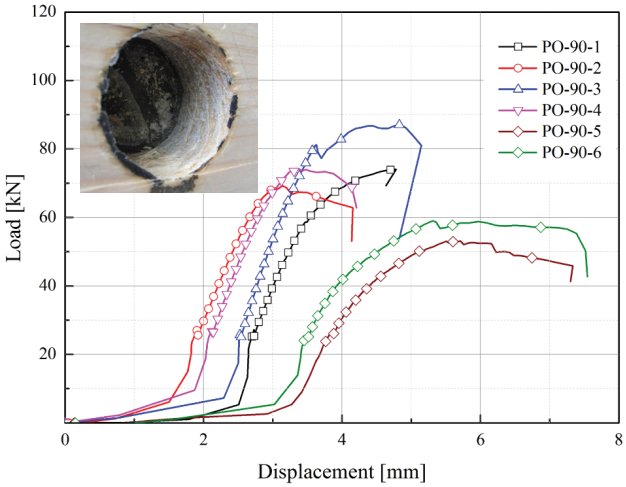


Figure 9 Push-out test perpendicular to grain (PO-90), load-slip curve

3.4 Experimental characterization of the connector-CTA compound

In tensile tests, glued-in rods with a female thread M16 embedded in CTA cylinder d = 120 mm have been tested to obtain the withdrawal resistance. The embedding length was chosen to 135 mm. All specimens failed around 100...110 kN by concrete cracking near the loaded edge (Figure 10). After opening the specimen (Figure 11) it could be observed that most of the glued-in rod was still in service with full compound to the CTA. The experimental obtained ultimate load was more than double than the design value given by the producer. The high ultimate loads and the uncracked specimen demonstrate clearly that the CTA can bear much higher tensile loads than common reinforced concrete and the compound between glued-in rod and CTA can be defined as rigid. In all tests the compound was not a weak spot in the joint design.

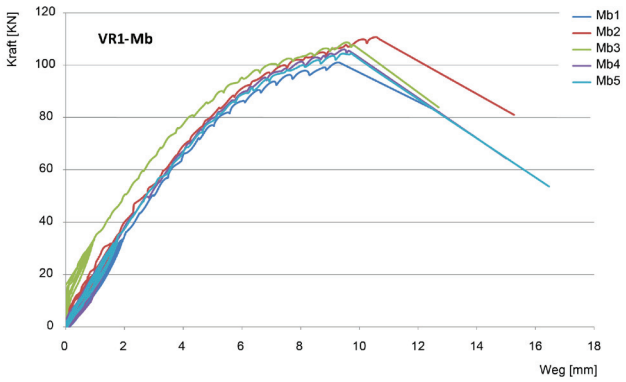


Figure 10 Load-slip relationship of the compound between glued-in rod and CTA

Figure 11 Opened specimen after testing

3.5 Numerical characterization of the bondline

To describe the debonding behavior within the bondline, a cohesive-zone model was applied, considering the delamination process in a fracture mechanics damage model [16], [17]. Based on the consideration of the specialties in near surface mounting on wood adhesives, a 3D numerical model was created and calibrated with lab tests addressing the structural and material nonlinearities of wood and CTA as well as damage and debonding behavior in the joint. The material properties of the threaded rod and structural steel have been assumed as isotropic and multi-linear-elastic. The numerical modeling of the used concrete-type adhesive is based on the fracture model for concrete of Willam and Warnke [18] which describes brittle materials under multi-axial loading. In this model, yielding criteria are the uniaxial tensile and compression stiffness with shear transmission factors. If stresses exceed the yield criterion crushing occurs under compression (loss of stiffness) and smeared cracking occurs under tension (loss of stiffness perpendicular to the crack layer). A comparison of the experimental results and the numerical values of the bond-line behavior are shown in Figure 12 and Figure 13.

Referring to the results of the experimental investigations, the structural behavior of the compound between timber, GIR and CTA can be described as rigid and shear-resistant until the crack propagation in the bondline starts. The numerical model showed a good agreement with the lab results and correctly reflected structural nonlinearities with debonding [12], [13], [14].

The design and modeling of the CTA joint has been done using Rhino® 3D. Thereafter, the geometry data have been transferred into ANSYS® Rev. 17 finite element package for structural optimization. An appropriate mesh geometry have been applied first (Figure 14 left) and openings as well as connecting surfaces adjusted to the geometry model. The mechanical model was chosen as quasihomogeneous and multi-linear isotropic with a damage

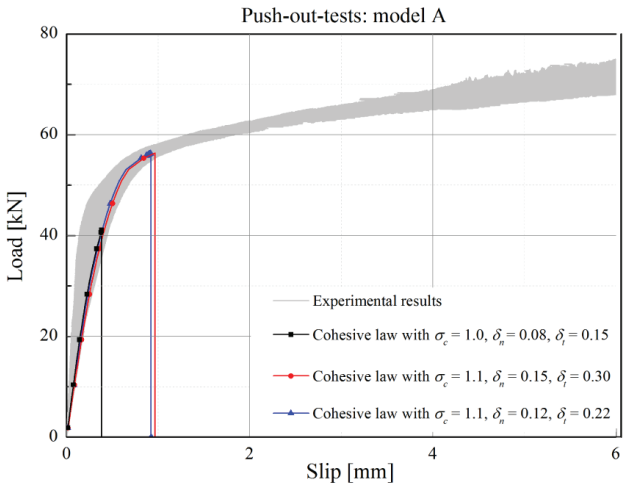


Figure 12 Comparison of test results with delamination-law softening effects

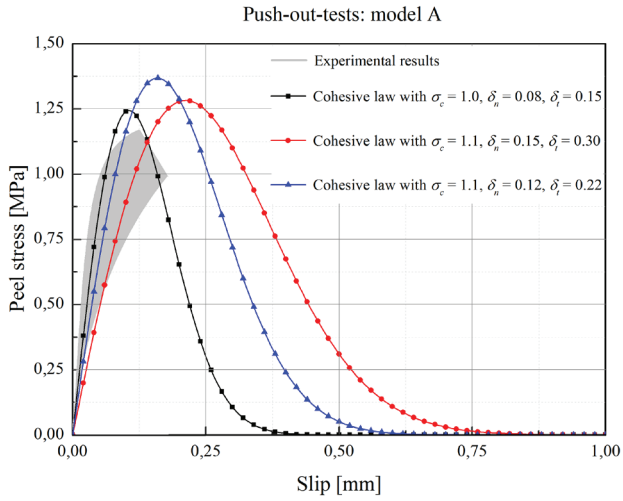


Figure 13 Comparison of peel stresses

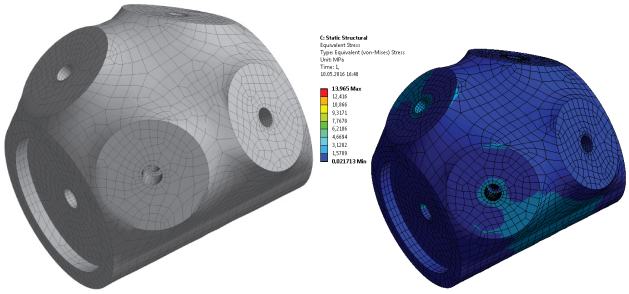


Figure 14 FE-model of the joint (left); max. equiv. stresses under service load of ~14 MPa (right)

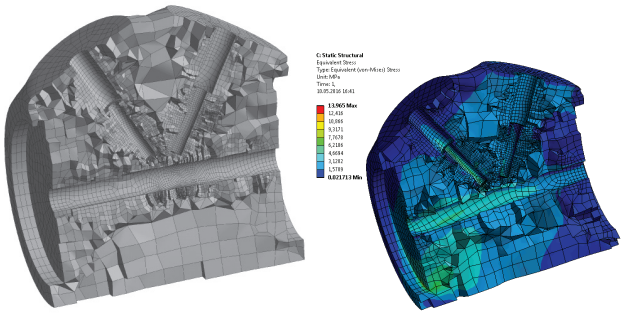


Figure 15 FE-model within the joint (left); max. equiv. stresses under service load (right)

behavior for brittle materials in dependence on the triaxial failure behavior of concrete. Due to asymmetric loading of the joint surfaces in girder direction of the bridge local stress concentration in the inner joint occur especially in the connecting areas of the truss diagonal members. Here, the maximum stresses have been calculated to 14 MPa, which is around 35% of the maximum material capacity (Figure 14 right).

The outer surface of the joints is nearly free of stresses. The stress distribution inside the joint is quite smooth in all elements; the adaptive mesh allows good results nondependent from the mesh geometry (Figure 15).

4 Conclusions

Apart from the traditional jointing categories for timber structures (wood-to-wood, mechanical fasteners, adhesive bonding), novel solutions for hybrid joints have been the focus of recent research. Research on grouted joints demonstrated that conventional wood adhesives used with glued-in rods can be substituted by a composite material. One solution of grouted joints in inlay technology has been developed at Trier and Mainz University of Applied Sciences. The technique overcomes some shortcomings of traditional adhesion when used on-site. It is suitable for large-scale truss structures, such as grid-shells, trusses and timber bridges.

Especially for geometrical demanding joints and connections the application of grouted joints is the key technology for economical and efficient structures. With this technology, timber structures can be better introduced to architecture with complex geometrical shapes in digital design, as well as for sophisticated large scale timber buildings with complex loading conditions (interaction of shear, normal and bending loads, parallel and perpendicular to the grain).

A numerical model based on experimentally determined parameters displayed the structural response realistically when compared to experimentally obtained data. The presented new-type joint solutions made from a virtually isotropic, cost-effective material in combination with threaded or glued-in steel rods allow completely new, high-performance connection technologies in timber engineering. This can lead to new eco-efficient timber structures introducing natural dried round wood for larger structures and buildings by minor material consumption.

5 Outlook

Further research will deal with the influence of outdoor exposure and changing MC to the compound as well as the long-term behavior of the composite joint. First test results of test specimen under all service classes with an appropriate climate exposure of 720 days show promising results with the expected reduced load-carrying capacity (Figure 16). In all test series, the compound between the CTA and timber was not affected but a slightly different fracture behavior could be observed (Figure 17). Those tests are currently going on and contribute to recommendations for outdoor use of grouted joints under different climate conditions.

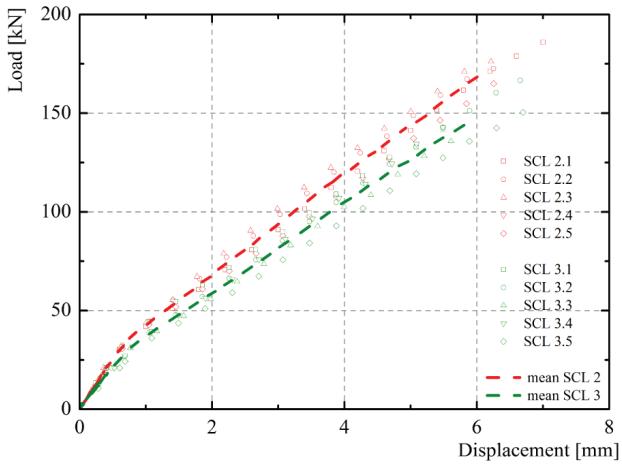


Figure 16 Comparison of the load-carrying capacity; pull-out tests in service class 2 and 3 after 720 days

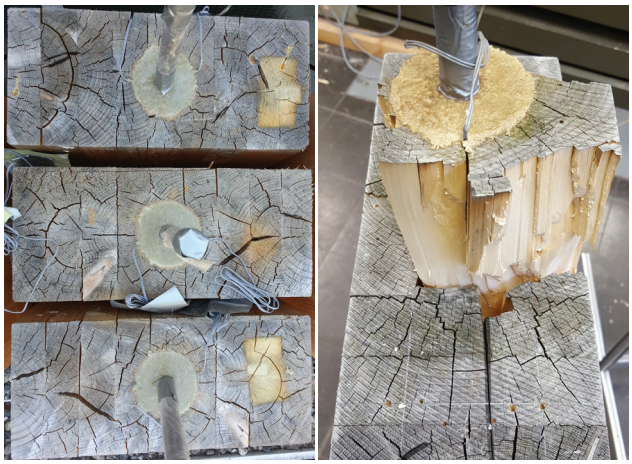


Figure 17 Service class 3 test specimen: 365 days outdoor exposure (left), 720 days exposure after test (right)

References

[1] Green, M.; Karsh, J. E. – "Tall wood - The case for tall wood buildings". Wood Enterprise Coalition. Vancouver, CA, 2012.

[2] McQuaid, M. – *Shigeru Ban*. Phaidon Press, ISBN 0714846295, 2006.

[3] Estévez Cimadevila, J.; Otero Chans, D.; Martín, E.; Vázquez, J. A. – "The use of adhesive bulbs in the inner end of drills in order to improve the axial strength of steel threaded bars glued in timber". In: *Proceedings of the 11th World Conference in Timber Engineering (WCTE2010)*, Lago di Como, Italy, 2010.

[4] Broughton, J. G.; Hutchinson, A. R. – "Adhesive systems for structural connections in timber". In: *International Journal of Adhesion & Adhesives*, 21:177–186, 2001.

[5] Teischinger, A.; Patzelt, M. – "XXL-Wood 27/2006". In: *Fabrik der Zukunft. BMVIT-AT (Hrsg.)*. Wien, 2006.

[6] Stepinac, M.; Hunger, F.; Tomasi, R.; Serrano, E.; Rajcic, V.; Van de Kuilen, J. W. – "Comparison of design rules for glued-in rods and design rule proposal for implementation in European standards". In: *Proceedings of CIB-W18 meeting 46*, Vancouver, Canada, 2013.

[7] Harvey, K.; Ansell, M. P.; Bainbridge, R.; Mettem, C. J.; Alexandre, N. – "Bonded-in pultrusions for moment resisting timber connections". In: *Proceedings of CIB-W18 Meeting 33*, Delft, The Netherlands, 2000.

[8] Corke, G. – *RP for Architecture, Prototype*, edited by Greg Corke, 22-23, London, EDA Publications, 2006.

[9] Dickens, P.; Hopkinson, N. – *Emerging rapid manufacturing processes, rapid manufacturing: an industrial revolution for the digital age*. Hopkinson N, Hague RJM, Dickens (eds). West Sussex, United Kingdom. John Wiley and Sons, 2006.

[10] McNeel, R. and Associates – *Rhinoceros NURBS Modeling for Windows*. Seattle, USA, 2014.

[11] Schober, K. U.; Becker, W.; Drass, M.; Weber, J. – "High-performance timber composite joints for spatial round wood truss structures". In: *Proceedings of the 13th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2014)*, Quebec, QC, Canada, 2014.

[12] Becker, W.; Weber, J.; Schober, K. U. – "High-performance composite joints for spatial round wood truss structures". In: *Enhance mechanical properties of timber, engineered wood products and timber structures*. Schober, K.U. (ed.), Bath, United Kingdom, 171-175, 2012.

[13] Schober, K. U.; Becker, W.; Drass, M. – "Advanced interface interaction in timber engineering joints with dowel-type fasteners embedded in high-performance ceramic fillers". In: *Proceedings of the 12th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2012)*, Auckland, New Zealand, 2012.

[14] Schober, K. U.; Drass, M.; Becker, W. – "Adhesive strength of timber joints with unconventional glued-in rods". In: *Proceedings of Wood Adhesives 2013*, Toronto, ON, Canada, 2013.

[15] Drass, M.; Schober, K. U.; Kuechler, M. – "Glued-in rods in timber joints: characterization of failure modes dependent on the test set-up". In: *Experimental Research with Timber*, Schober, K.U. (ed.), Bath, United Kingdom, 17-21, 2014.

[16] Schober, K. U.; Rautenstrauch, K. – "On the application of cohesive zone modeling in timber composite structures". In: *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering (WCTE2008)*, Miyazaki, Japan, 2008.

[17] Schober, K. U.; Jahreis, M.; Rautenstrauch, K. – "Fracture and delamination prediction for unidirectional fiber-reinforced timber structures using failure-mode concept based strength criteria". In: *Proceedings Composites 2010*, American Composites Manufacturers Association, Las Vegas, NV, USA, 2010.

[18] William, K. J.; Warnke, E. P. – "Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete". *Proceedings International Association for Bridge and Structural Engineering ISMES (1975)*, 174, Bergamo, Italy.

Avaliação experimental da resistência de ligações em madeira com parafusos passantes

Experimental evaluation of strength in bolted timber joints

Jorge Luís Nunes de Góes
Josué da Silva Júnior

Resumo

As estruturas em madeira são uma alternativa importante à crescente demanda por sustentabilidade e diminuição do impacto ambiental por parte da indústria da construção civil. A capacidade de carga dessas estruturas é normalmente determinada pelas resistências das ligações entre os elementos que as compõem, sendo assim necessário o estudo profundo acerca do comportamento estrutural dessas ligações. Este trabalho tem por objetivo estudar diferentes modelos teóricos de cálculo para resistência de ligações por parafuso passante com porca e arruela em madeira, a citar, NBR 7190 e Eurocódigo 5. Além disso, foram conduzidos ensaios de resistência de ligação em corpos de prova normatizados, utilizando duas espécies diferentes de madeira, Garapeira (*Apuleia leiocarpa*) e Caixeta (*Tabebuia cassinoides*). Os resultados experimentais obtidos mostram que o modelo da norma europeia é mais adequado que o modelo da norma brasileira, para o cálculo de resistência das ligações parafusadas.

Abstract

Wooden structures are an important alternative to growing demand for sustainability and reduced environmental impact from the construction industry. The carrying capacity of these structures is usually determined by the resistances of the connections between the elements that compose them, necessary to the deep study on the structural behavior of these connections. This paper presents to study different theoretical models of calculating resistance connections through bolt with nut and washer in timber, quote, NBR 7190 and Eurocode 5. Also it was conducted bond strength tests on standardized test specimens using two different species of wood, Garapeira (*Apuleia leiocarpa*) and Caixeta (*Tabebuia cassinoides*). The experimental results show that the model of the European standard is more appropriate than the Brazilian standard model for calculating the resistance of bolted connections..

Palavras-chave: Ligações em madeira / Pinos metálicos / Estruturas de madeira / / Parafuso passante

Keywords: Timber connections / Metallic pins / Timber structures / Bolt

Jorge Luís Nunes de Góes

Professor Doutor, Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Brasil
jgoes@utfpr.edu.br
jorgegoes01@gmail.com

Josué da Silva Júnior

Acadêmico de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Campo Mourão, Brasil
josue.juniorr@gmail.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

GOÉS, J. L. N. [*et al.*] – Avaliação experimental da resistência de ligações em madeira com parafusos passantes. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 65-72.

1 Introdução

O uso da madeira em estruturas representa uma das mais promissoras soluções à urgente necessidade por sustentabilidade e diminuição da degradação ambiental pela indústria da construção civil, no entanto, a execução de grandes estruturas de madeira requer peças maciças com dimensões dificilmente encontradas. Para viabilização dessas estruturas, é necessário efetuar uniões compatíveis com as solicitações mecânicas, oferecendo resistência, durabilidade e segurança.

A resistência da estrutura é normalmente determinada pela resistência das ligações, além disso, as dimensões dos elementos estruturais são muitas vezes determinadas pelo número e as características físicas do tipo de conector a ser usado.

As ligações com pinos metálicos são das mais utilizadas no Brasil, principalmente devido ao baixo custo e facilidade de execução. As ligações pregadas e parafusadas são exemplos de ligações por pinos metálicos.

O trabalho de maior destaque na área de ligações com pinos metálicos (pregos, parafusos passantes ou parafusos auto-atarraxantes) foi desenvolvido por Johansen [1]. O modelo proposto por Johansen deu origem ao que hoje é conhecido por EYM (European Yield Model), presente em várias normas, entre as quais, a norma europeia Eurocode 5 [2] e a brasileira NBR 7190 [3].

A metodologia especificada pela norma nacional para cálculo de resistência de ligações, apesar de ser baseada na teoria de Johansen, é simplificada e restrita a algumas configurações específicas de peças. Além disso, a norma não contempla alguns efeitos não lineares que possuem influência significativa na resistência final da ligação.

Assim, torna-se providencial um estudo comparativo entre os modelos analíticos de documentos normativos, nacionais e internacionais, bem como de resultados de ensaios experimentais, a fim de avaliar a adequação desses modelos para o dimensionamento de ligações parafusadas. Somando-se a isso, ressalta-se que atualmente a norma brasileira NBR 7190 [3] "Projeto de Estruturas de Madeira" está em fase de revisão e diversos estudos vêm sendo desenvolvidos no país para subsidiar possíveis revisões no texto.

De acordo com *Timber Engineering. Step 1* [4], para as conexões comumente utilizadas, é feita uma distinção entre ligações de carpintaria (entalhes ou encaixes) e ligações mecânicas, que podem ser feitas a partir de diversos tipos de conectores. Ainda segundo *Step 1*, as ligações mecânicas tradicionais são divididas em dois grupos dependendo de como as forças são transmitidas entre os membros da ligação, são eles:

- *Metal dowel type fasteners*, onde o carregamento é transferido pela ação do elemento metálico de ligação. Neste tipo de ligação, o comportamento é regido pelos modos de falha propostos por Johansen, com pequenas adaptações para os diferentes tipos de conectores. Pregos, parafusos, pinos metálicos e grampos pertencem a esse grupo;
- *Bearing-type connectors*, onde o carregamento é transferido principalmente pela superfície próxima ao conector. Nestes casos a teoria de Johansen não se aplica. Os cálculos são geralmente determinados por tensões de cisalhamento e de

compressão na madeira. Chapas de dentes estampados (CDE) e anéis metálicos pertencem a esse grupo.

O modelo teórico desenvolvido por Johansen [1], que atualmente serve de base para a maioria dos documentos normativos nacionais e internacionais, foi desenvolvido apenas para ligações com pinos metálicos. Os pinos metálicos podem ser classificados em *nails*, que são os pregos, *dowels*, que são barras de aço lisas do diâmetro do furo ajustados, *bolts*, que são os parafusos sextavados com porcas e arruelas ou do tipo francês, e *screws*, que são os parafusos autoatarraxantes.

Os parafusos passantes, *bolts*, atravessam as peças a serem unidas passando livremente nos furos. Possuem cabeça hexagonal ou semiesférica e diâmetros variados de até 30 mm. De acordo com a necessidade do projeto, além das porcas, podem utilizar arruelas e contraporcas como acessórios. Os parafusos são especificados segundo a norma ISO 4016 [5], que define a geometria dos parafusos, e a norma ISO 898-1 [6] define as características do aço empregado no parafuso.

Os parafusos especificados segundo as normas ASTM A325a, ASTM A307 e ASTM A490 são, de um modo geral curtos, utilizados em estruturas metálicas, onde os elementos conectados possuem seções transversais esbeltas, quando comparadas com as ligações de madeira. Os valores mínimos de resistência ao escoamento e da resistência a ruptura, de acordo com as normas, estão indicados na Tabela I.

Os parafusos especificados pela norma ISO 4016 [5], bem como as porcas especificadas pela norma ISO 4034 [7] estão indicados na Tabela II. Apesar de existirem no mercado parafusos com diâmetro inferior a 10 mm, a norma NBR 7190 [3] não permite o uso dos mesmos.

As arruelas para parafusos em estruturas de madeira são especificadas segundo a norma DIN 440 [8], sendo DIN 440R para arruelas redondas com furo central redondo e DIN 440V para arruelas redondas com furo central quadrado. As arruelas quadradas são especificadas pela norma DIN 436 [9].

Tabela I Materiais usados em parafusos

Especificação	f_y MPa	f_u MPa
ASTM A307	–	415
ISO 4016 Classe 4.6	235	400
ASTM A325[a]	635	825
	560	725
ISO 4016 Classe 8.8	640	800
ASTM A490	895	1035
ISO 4016 Classe 10.9	900	1000

[a] Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR ou à dos aços ASTM A588.
Fonte: Adaptado de NBR 8800 [10].

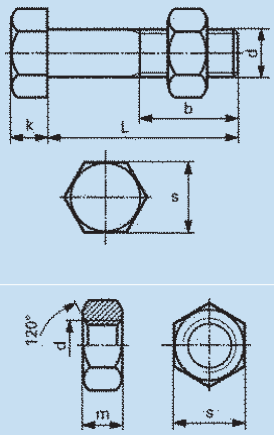
1.1 Modelo analítico do Eurocode 5 [2]

O modelo analítico para o dimensionamento de ligações parafusadas da norma europeia advém do modelo proposto por Johansen, com acréscimo de fatores que levam em consideração fenômenos como o atrito entre as peças de madeira e também o efeito de corda. O valor da capacidade da ligação deve ser o menor dentre as equações que regem os diferentes modos de falha.

A Tabela III apresenta os possíveis modos de falha para ligações com apenas um plano de corte e as suas respectivas equações. A Tabela IV mostra as equações e respectivos modos de falha para ligações em corte duplo. Para mais de duas seções de corte o EC5 [2] recomenda que sejam utilizadas as equações da Tabela IV, e o valor da força característica (Fv,Rk) seja multiplicado pelo número de seções de corte da ligação.

O modo de falha Ia e Ib é caracterizado pelo embutimento do pino metálico na madeira, sem a ocorrência de giro ou deformação do

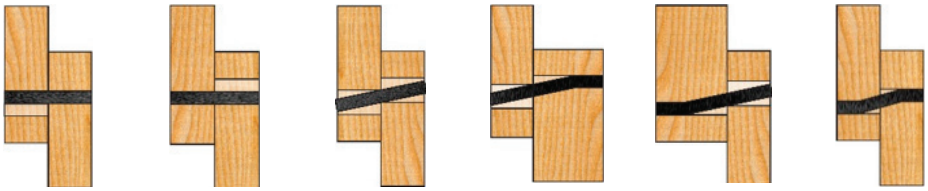
Tabela II Dimensões dos parafusos segundo ISO 4016 e porcas segundo ISO 4034



d	M10	M12	M16	M20	M24
s	17	19	24	30	36
k	6.4	7.5	10	12.5	15
b (L = 125)	26	30	38	46	54
b (L > 125)	32	36	44	52	60
b (L > 200)	45	49	57	65	73
m_{min}	8	10.4	14.1	16.9	20.2
m_{max}	9.5	12.2	15.9	19	22.3
s	16	18	24	30	36

Valores indicados em mm.
Fonte: Adaptado de ISO 4016 [5] e ISO 4034 [7].

Tabela III Modos de falha e equações para o dimensionamento de ligações com uma seção de corte

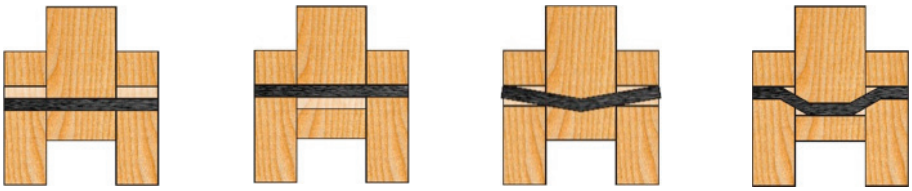


(Ia) (Ib) (Ic) (IIa) (IIb) (III)

Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por parafuso utilizado	
(Ia)	$F_{v,k1} = f_{e,k1}\, t_1 d$	(1)
(Ib)	$F_{v,k2} = f_{e,k1}\, t_2 d\beta$	(2)
(Ic)	$F_{v,k3} = \frac{f_{e,k1} t_1 d}{1+\beta}\left[\sqrt{\beta + 2\beta^2\left[1+\frac{t_2}{t_1}+\left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right]+\beta^3\left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta\left(1+\frac{t_2}{t_1}\right)\right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(3)
(IIa)	$F_{v,k4} = 1{,}05\frac{f_{e,k1}\, t_1 d}{2+\beta}\left[\sqrt{2\beta(1+\beta)+\frac{4\beta(2+\beta)M_{y,k}}{f_{e,k1}\, d\, t_1^2}} - \beta\right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(4)
(IIb)	$F_{v,k5} = 1{,}05\frac{f_{e,k1}\, t_2 d}{1+2\beta}\left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta)+\frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,k}}{f_{e,k1}\, d\, t_2^2}} - \beta\right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(5)
(III)	$F_{v,k6} = 1{,}15\sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}}\sqrt{2M_{y,k}\, f_{e,k1}\, d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(6)

$F_{v,Rk}$ é o menor valor dentre os resultados dos seis modos de falha

Tabela IV Modos de falha e equações para o dimensionamento de ligações com duas seções de corte



(Ia) (Ib) (II) (III)

Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por parafuso utilizado	
(Ia)	$F_{v,k1} = f_{e,k1}\, t_1 d$	(7)
(Ib)	$F_{v,k2} = 0{,}5 f_{e,k1}\, t_2\, d\, \beta$	(8)
(II)	$F_{v,k3} = 1{,}05\frac{f_{e,k1}\, t_1 d}{2+\beta}\left[\sqrt{2\beta(1+\beta)+\frac{4\beta(2+\beta)M_{y,k}}{f_{e,k1}\, d\, t_1^2}} - \beta\right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(9)
(III)	$F_{v,k4} = 1{,}15\sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}}\sqrt{2M_{y,k}\, f_{e,k1}\, d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(10)

$F_{v,Rk}$ é o menor valor dentre os resultados dos quatro modos de falha

pino, já no modo de falha Ic o embutimento do pino na madeira ocorre devido ao giro do parafuso, ainda sem deformação do mesmo. No modo de falha IIa e IIb há ocorrência de embutimento da madeira e também deformação do parafuso com a ocorrência de uma rótula plástica. O modo de falha III é caracterizado pela deformação do parafuso com a ocorrência de duas rótulas plásticas.

Nas Tabelas III e IV, $F_{v,Rk}$ é a força característica da ligação por plano de corte para cada parafuso; t_1 e t_2 são as espessuras dos elementos de madeira; d é o diâmetro do parafuso; $f_{e,k1}$ e $f_{e,k2}$ são as resistências ao embutimento das madeiras dos elementos 1 e 2 respectivamente; β é a relação entre as resistências ao embutimento dos elementos 1 e 2, segundo a Equação (11); e $M_{y,k}$ é o momento plástico característico do parafuso definido empiricamente pela Equação (12).

$$\beta = \frac{f_{e,k2}}{f_{e,k1}} \tag{11}$$

$$M_{y,k} = 0{,}3.f_{u,k}.d^{2,6} \tag{12}$$

O valor $F_{ax,Rk}$ é a contribuição do efeito de corda, calculado pelo menor valor dentre a resistência de tração do pino e a resistência ao embutimento da arruela na madeira, respectivamente. Além disso, a norma limita o valor do efeito de corda a 25% da parcela de Johansen, para parafusos passantes com porcas e arruelas.

A norma europeia também leva em consideração o acréscimo de resistência nos modos de falha II e III, devido ao atrito entre as peças, induzido pelos coeficientes 1,05 e 1,15, no início das equações.

1.2 Modelo analítico da NBR 7190 [3]

O modelo analítico da norma brasileira advém do modelo formulado por Johansen, admitindo certas simplificações, como por exemplo, apenas um valor de resistência de embutimento, espessura simétrica dos elementos de madeira e dois modos de falha distintos caracterizados como modo de falha por embutimento do pino na ligação e modo de falha por flexão do parafuso.

De acordo com a NBR 7190 [3], a resistência total de um pino de ligação é dada pela soma das resistências correspondentes às suas diferentes seções de corte. As equações servem tanto para o caso de corte simples como para os casos de corte duplo ou múltiplas seções de corte. Para uma seção de corte é levada em consideração a resistência ao embutimento de cálculo do parafuso na madeira (f_{ed}), a resistência ao escoamento de cálculo do aço do parafuso (f_{yd}), o diâmetro do parafuso (d) e a espessura convencional (t), sendo considerado o menor valor entre t_1 e t_2, conforme exposto na Figura 1.

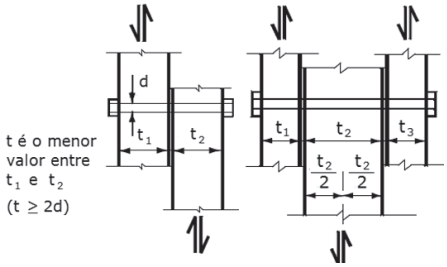


Figura 1 Ligações parafusadas em corte simples e corte duplo

Para a determinação da resistência máxima de cálculo da ligação (R_d) é necessário determinar os parâmetros β e β_{lim}, conforme Equações (13) e (14).

$$\beta = t\ d \tag{13}$$

$$\beta_{lim} = 1{,}25\sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{e,d}}} \tag{14}$$

Quando $\beta \leq \beta_{lim}$ a norma brasileira indica que o modo de falha é caracterizado por embutimento do parafuso na madeira e a força resistente de cálculo deve ser calculada segundo a Equação (15).

$$R_d = 0{,}40 \cdot t \cdot d \cdot f_{e,d} \tag{15}$$

Para os casos em que $\beta > \beta_{lim}$ o modo de falha é caracterizado por flexão do parafuso e a força resistente de cálculo da ligação deve ser calculada pela Equação (16).

$$R_d = 0{,}625 \cdot \frac{d^2}{\beta_{lim}} \cdot f_{y,d} \tag{16}$$

A resistência total da ligação é determinada multiplicando o valor R_d pelo número de parafusos da ligação e pelo número de seções de corte de cada parafuso.

2 Metodologia

Para a investigação experimental foram confeccionados corpos de prova de ligação normatizados segundo NBR 7190 [3] – Projeto de Estruturas de Madeira (Anexo C: Determinação de resistências das ligações mecânicas das estruturas de madeira), que define o comprimento da base de medida mínimo de acordo com a Equação (17). Os espaçamentos entre pinos foram determinados atendendo as exigências mínimas presentes na norma, representadas na Figura 2.

$$L_o = 2.(7.d) + n.(a) \tag{17}$$

onde:
L_o é o comprimento da base de medida, em milímetros;
d é o diâmetro do pino, em milímetros;
n é o número de espaçamentos entre os pinos segundo a direção paralela ao esforço;
a é o espaçamento entre pinos, medido de eixo a eixo na direção paralela ao esforço, em milímetros.

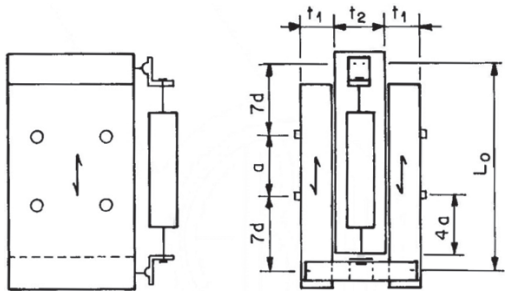


Figura 2 Corpo de prova para ensaio de ligações mecânicas
Fonte: Adaptado NBR 7190 [3]

Os corpos de prova foram confeccionados no Laboratório de Estruturas da Universidade Tecnológica Federal do Paraná Campus Campo Mourão (UTFPR) a partir de dois lotes de madeira de espécies diferentes, a citar, Garapeira (*Apuleia leiocarpa*) e Caixeta (*Tabebuia cassinoides*), escolhidas por representarem classes de resistência e densidade distintas. A madeira para fabricação dos corpos de prova foi extraída aleatoriamente do lote a ser investigado, a partir de regiões afastadas das extremidades das peças de pelo menos cinco vezes a menor dimensão de sua seção transversal, mas nunca menos de 30 cm de acordo com as exigências da norma NBR 7190 [3] – Anexo C.

Os pinos utilizados foram parafusos sextavados de rosca parcial com diâmetro de 12 mm (M12) produzidos em aço estrutural ISO 4016 Classe 8.8 especificado segundo a norma ISO 4016 [5]. As arruelas utilizadas possuíam diâmetro interno (d_1) igual a 13,5 mm e diâmetro externo (d_2) igual a 44,0 mm, especificadas segundo a norma DIN 440R [8].

Foram confeccionados seis corpos de prova de cada espécie, de acordo com a exigência mínima para caracterização da resistência de uma ligação segundo a NBR 7190 [3] – Anexo C. As dimensões adotadas para a confecção estão representadas na Figura 3. Algumas medidas foram padronizadas acima do mínimo especificado em norma.

As espessuras "t" das peças foram estabelecidas conforme item 8.3.4 da NBR 7190[3] sendo utilizada a espessura padrão de 25 mm para as cobrejuntas. As peças centrais foram construídas com o dobro da espessura das respectivas cobrejuntas.

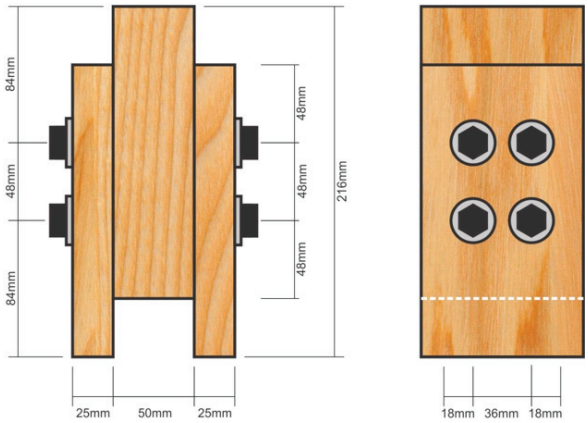


Figura 3 Dimensões dos corpos de prova deste trabalho

Para a caracterização das peças de madeira utilizadas, foram realizados ensaios a fim de determinar a sua resistência à compressão e ao embutimento, ambos na direção paralela às fibras. Os ensaios de compressão paralela foram feitos segundo a metodologia da norma NBR 7190 [3] – Projeto de Estruturas de Madeira (Anexo B: Determinação das propriedades das madeiras para projeto de estruturas). Para a determinação da força de embutimento foram realizados ensaios de acordo com a metodologia da norma europeia EN 383 [11].

A caracterização da resistência da madeira à compressão paralela às fibras foi realizada seguindo o procedimento descrito em NBR 7190 [3] – Anexo B, sendo determinada neste ensaio apenas a resistência à compressão da madeira. Os ensaios foram realizados na máquina universal de ensaios EMIC DL30000, do Laboratório de Sistemas Estruturais, aplicando-se carregamento monotônico e crescente, com uma taxa de 10 MPa/min, até atingir a força máxima de ruptura do corpo de prova.

2.1 Procedimentos gerais dos ensaios de ligações

A numeração dos corpos de prova, nas duas séries de ensaios, foi feita utilizando um primeiro número, com um ou dois algarismos, para indicar a numeração sequencial das amostras de corpos de prova e, em seguida e entre parênteses, uma letra que indica a espécie de madeira. Os primeiros corpos de prova, para cada tipo de pino, foram utilizados para a determinação da força limite e, portanto, não aparecem nas tabelas de resultados. As letras G e C correspondem, respectivamente, às espécies Garapeira e Caixeta.

Os corpos de prova, para ensaio de ligação na direção paralela às fibras, foram montados obedecendo às dimensões e espaçamentos mínimos constantes na norma brasileira, utilizando-se quatro pinos e duas seções de corte.

Para as leituras das medidas de deslocamentos relativos, foram utilizados relógios comparadores com sensibilidade de 0,01 mm, montados em dispositivos, constituídos de cantoneira metálica, colocados nas duas faces laterais dos corpos de prova, conforme Figura 4. Os deslocamentos foram medidos em relação a uma base de medida com comprimento L_0 definido pela Equação (17).

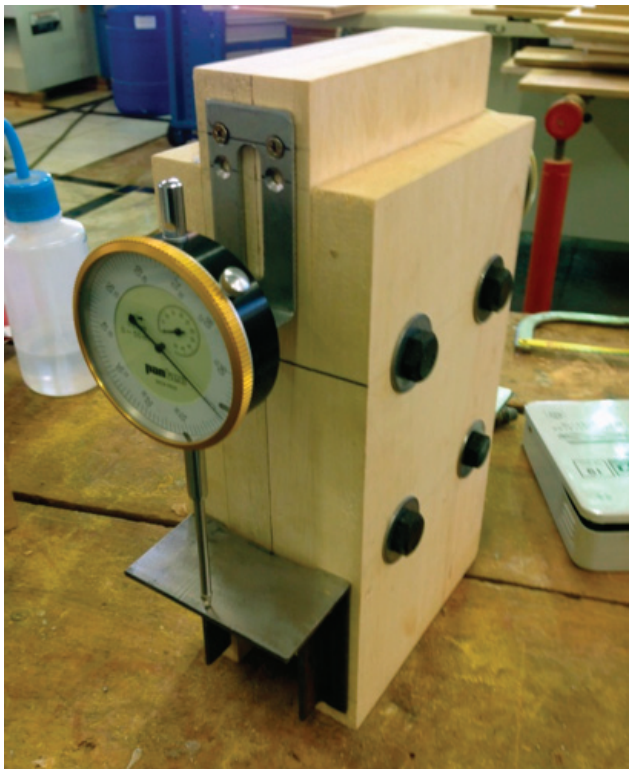


Figura 4 Corpo de prova com relógios comparadores

Os ensaios foram realizados na máquina universal de ensaios EMIC DL30000 de acordo com a norma EN 26891 [12]. Segundo a norma, atingindo-se os 40% da força estimada (F_{est}), com um incremento de carga de 0,2 F_{est} por minuto, esta carga deve ser mantida por 30 segundos. Após este período, deve-se proceder à descarga, mantendo o valor do incremento de carga anterior, agora negativo, até aos 10% de F_{est}, os quais devem ser mantidos por mais 30 segundos. Sucede então outro carregamento, ainda com o mesmo incremento, até aos 70% de F_{est}. Acima deste valor, o incremento deve ser tal que a ruptura seja alcançada ao fim de 3 a 5 minutos. Assim, o período de tempo destes ensaios deve situar-se nos 10 a 15 minutos. O diagrama de carregamentos adotados está representado na Figura 5.

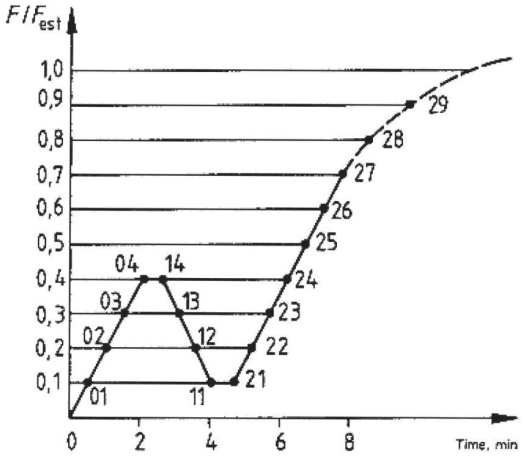


Figura 5 Procedimento de carga Fonte: Adaptado EN 26891 [12]

3 Resultados e discussões

A Tabela V apresenta os resultados dos ensaios preliminares de caracterização dos materiais empregados na pesquisa, com os respectivos valores médios, número de corpos de prova e coeficiente de variação. Esses ensaios de caracterização foram realizados nas mesmas condições de umidade dos ensaios de ligações.

Tabela V Resultados dos ensaios preliminares de caracterização dos materiais

Propriedade	Garapeira	Caixeta	Parafuso
U	13,51% (8CP) CV = 1,82%	13,51% (8CP) CV = 2,47%	–
ρ12%	740 kg/cm³ (8CP) CV = 1,39%	410 kg/cm³ (8CP) CV = 2,57%	–
$f_{c0,m}$	57,8 MPa (6CP) CV = 12,7%	29,2 MPa (6CP) CV = 3,9%	–
$f_{e0,m}$	90,6 MPa (7CP) CV = 9,8%	28,4 MPa (8CP) CV = 6,6%	–
$f_{u,m}$	–	–	872,5 MPa (3CP) CV = 1,2%

Os resultados dos ensaios preliminares foram utilizados para alimentar os modelos analíticos da norma brasileira e europeia e obter os valores de resistência máxima teórica da ligação, por esse motivo não foram corrigidos para valores padrão de umidade de 12%. A Tabela VI e o Gráfico 1 apresentam os resultados das simulações teóricas, bem como os resultados dos ensaios de ligação conduzidos conforme descritos anteriormente.

Ressalta-se que para efeito de comparação entre os resultados experimentais da capacidade das ligações as simulações dos modelos analíticos foram realizadas também com valores médios. Não foram utilizados quaisquer coeficientes de modificação e coeficientes de minoração das resistências tanto para o modelo da NBR como para o modelo do EC5.

Tabela VI Comparação de resistência da ligação teórica e experimental

	NBR	EC5 (sem efeito de corda)	EC5 (com efeito de corda)	Exp.
Resistência média Ligação Garapeira	86,96 kN	124,08 kN	153,53 kN	177,76 kN (6CP) CV =5,2%
Resistência média Ligação Caixeta	27,24 kN	63,18 kN	78,22 kN	108,5 kN (6CP) CV = 2,7%

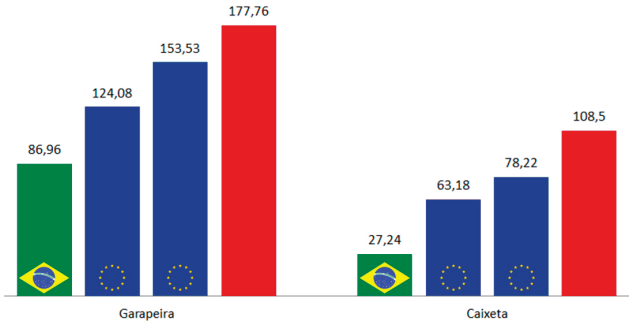


Gráfico 1 Comparação de resistência da ligação teórica e experimental

Observando os valores apresentados a Tabela VI é possível destacar a grande diferença entre os resultados do modelo analítico da norma brasileira, para o resultado experimental, sendo 51,08% para a espécie Garapeira e 74,89% para a espécie Caixeta.

Os resultados das simulações utilizando o modelo analítico da norma europeia são mais coerentes com os resultados experimentais atingindo, para a madeira Garapeira, diferenças da ordem de 30,19% a 13,63%, sem o uso da parcela do efeito de corda e considerando a parcela, respectivamente.

4 Conclusões

O claro entendimento do comportamento das ligações é essencial para a implantação de métodos eficientes de cálculos estruturais, além disso, os recentes estudos acerca de outros fatores que influenciam o comportamento das ligações são de grande valia

para as futuras revisões de documentos normativos. Com base nos resultados obtidos na pesquisa, pode-se tecer as seguintes conclusões:

- O modelo simplificado na norma brasileira produz resultados de força máxima da ligação consideravelmente inferiores aos experimentais para ambas as espécies estudadas.
- O modelo analítico da norma europeia promove valores superiores de força máxima da ligação, se aproximando dos resultados experimentais, principalmente quando considerado o efeito de corda.
- Os resultados dos ensaios de embutimento demonstraram a necessidade de mais investigações sobre o assunto, pois para a espécie de baixa densidade Caixeta a resistência ao embutimento foi similar à resistência a compressão paralela, como recomenda a norma brasileira, mas no caso da espécie Garapeira houve uma grande discrepância entre os resultados.

Mais trabalhos devem ser realizados com o intuito de investigar a adequação do modelo analítico proposto pela norma europeia, para diferentes geometrias de ligação, diâmetros de parafusos, bem como diferentes espécies de madeira.

Agradecimentos

Os autores agradecem pelo apoio financeiro do Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação (FNDE) através do Programa de Educação Tutorial (PET) desenvolvido pelo Ministério da Educação (MEC) e à Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Campus Campo Mourão pela disponibilização de equipamentos e infraestrutura necessários para a realização desse trabalho.

Referências

[1] Johansen, K. W. – *Theory of timber connections*. International Association for Bridge and Structural Engineering. Zurick. Vol. 9, 1949.

[2] European Committee for Standardization – EUROCODE 5: Design of Timber Structures. Brussels, 2008.

[3] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira, Rio de Janeiro, 107 p., 1997.

[4] *Timber Engineering – Step 1. Basis of design, material properties, structural componentes and joints*. Holanda: Centrum Hout, 1995.

[5] International Organization for Standardization – ISO 4016 – Product grade C. Brussels, 2000.

[6] European Committee for Standardization – EN ISO 898-1 – Mechanical properties of fasteners made of carbono steel ande alloy steel – Part 1: Bolts, screws and studs. Brussels, 1999.

[7] International Organization for Standardization – ISO 4034 – Hexagon Regular Nuts. Brussels, 2012.

[8] Deustches Institut für Nurming –DIN 440 – Washers – With square hole, especially for timber construction. Berlin, 2001.

[9] Deustches Institut für Nurming – DIN 436 – Square washers for use in timber constructions. Berlin, 1990.

[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR 8800: Projeto estruturas de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

[11] European Committee for Standardization – EN383: Timber Structures. Test Methods. Determination of Embedding Strength and Foundation Values for Dowel Type Fasteners. European Standard, Brussels, 1993.

[12] European Committee for Standardization – EN26891: Timber Structures. Joints made with mechanical fasteners. General principles for determination of strength and deformation. European Standard, Brussels, 1991.

Determinação das constantes elásticas do OSB e do *Eucalyptus grandis* com vistas a simulação numérica de vigas *I-Joists*

Determination of the elastic constants of OSB and *Eucalyptus grandis* aiming to numerical simulation of I-Joists beams

Jorge Luís Nunes de Góes
Paulo Roberto Pizzini
Tatiana Carlin

Resumo

As vigas *I-joists* são utilizadas em larga escala na América do Norte e Europa principalmente como barrotes em pisos de madeira. Elas são elementos estruturais industrializados, compostas por mesas de madeira serrada e alma de OSB. A fim de estudar o comportamento estrutural dessas vigas, simulações numéricas em elementos finitos podem ser realizadas, tendo em vista a necessidade de coerente alimentação com as propriedades elásticas dos materiais que compõem o elemento estrutural. Dessa forma, este trabalho visa caracterizar elasticamente a madeira de *Eucalyptus grandis* e as chapas de OSB através de ensaios laboratoriais previstos em normas nacionais e internacionais. Os resultados experimentais obtidos dos ensaios demonstraram concordância com os valores da bibliografia. Além disso, as relações entre as constantes elásticas, para madeira maciça, mostraram-se próximas das encontradas por outros pesquisadores. Por fim, o modelo de corpo de prova para determinação do módulo de elasticidade ao cisalhamento mostrou-se ser de simples execução em comparação com outros modelos, apresentando resultados satisfatórios.

Palavras chave: *Eucalyptus grandis* / OSB / Constantes elásticas / Cisalhamento / / Simulações numéricas / Vigas *I-joists*

Abstract

I-joists are widely used in North America and Europe mainly as bars on hardwood floors. They are structural and industrialized elements, made up of lumber flanges and structural panel webs. In order to study the structural behavior of these beams, numerical simulations with finite elements can be performed, considering the need for coherent maintenance with the elastic properties of the materials that compose the structural element. Thus, this work aims at characterize *Eucalyptus grandis* and OSB boards through laboratory tests foreseen in national and international standards. The experimental results obtained from the tests showed conformity with the values of the bibliography. In addition, the relations between elastic constants for solid wood were close to those found by other researchers. Finally, the specimen model for the determination of the shear modulus was shown to be simple in comparison to other models, presenting satisfactory results.

Keywords: *Eucalyptus grandis* / OSB / Elastic constants / Shear / Numerical simulations / I-Joists beams

Jorge Luís Nunes de Góes

Professor Doutor
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Campo Mourão
Brasil
jorgegoes01@gmail.com
jgoes@utfpr.edu.br

Paulo Roberto Pizzini

Acadêmico do curso de Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Campo Mourão
Brasil
paulor.pizzini@gmail.com

Tatiana Carlin

Acadêmica do curso de Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Campo Mourão
Brasil
tatianacarlin@hotmail.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

GÓES, Jorge L. N. [*et al.*] – Determinação das constantes elásticas do OSB e do *Eucalyptus grandis* com vistas a simulação numérica de vigas *I-Joists* **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 73-80.

1 Introdução

Pelo fato de ser um material ecologicamente correto e com grande potencial para ser utilizado de forma estrutural, a madeira vem ganhando cada vez mais espaço no mercado da construção civil brasileiro. Dessa forma, com o aumento de sua utilização no mercado novas espécies vêm sendo cogitadas para a elaboração de projetos estruturais. Todavia, a falta de conhecimento de suas propriedades aliado à complexidade de seu comportamento dificulta seu correto dimensionamento.

Essa questão torna-se ainda mais crítica com o rápido desenvolvimento de programas computacionais de cálculo estrutural, em que se torna fundamental conhecer as propriedades do elemento utilizado no projeto para sua correta utilização. Além disso, uma das tendências atuais é a utilização de modelos numéricos a fim descrever o comportamento estrutural do elemento analisado, tornando as simulações numéricas mais práticas e menos onerosas do que os ensaios experimentais. Entretanto, para que essas simulações sejam confiáveis elas devem ser alimentadas com as propriedades elásticas do material em estudo.

As vigas *I-joists* são elementos estruturais industrializados de madeira utilizados principalmente para a construção de lajes de residências [1]. Dessa forma, a fim de simular numericamente essas vigas faz-se necessário caracterizar elasticamente os materiais que a compõem, sendo eles duas mesas, uma inferior e uma superior, de madeira maciça e uma alma de compensado ou OSB (*Oriented Strand Board*). Assim sendo, este trabalho tem a finalidade de caracterizar elasticamente a madeira que compõem as mesas dessas vigas, que é o *Eucalyptus grandis*, e a alma delas constituída por uma chapa de OSB.

1.1 Elasticidade

As relações entre tensões e deformações em um sólido correspondem a ações externas (forças) que geram respostas mecânicas internas no mesmo. Uma vez cessada a causa externa geradora de tensões e deformações, um sólido elástico é capaz de armazenar a energia desenvolvida pelo trabalho externo e transformá-la em energia potencial elástica, ou energia de deformação, retornando a sua situação inicial. Esta propriedade denomina-se elasticidade [2]. Dessa forma, para sólidos em condições adiabáticas e isotérmicas, o estado de tensões depende somente do estado atual de deformações, isto é, as tensões e deformações nestes sólidos são totalmente reversíveis, podendo ser expressas matematicamente na equação 1, em que σ_{ij} representa o tensor das tensões, ε_{kl} o tensor das deformações e F_{ij} a função resposta do material [3].

$$\sigma_{ij} = F_{ij}\left(\varepsilon_{kl}\right) \tag{1}$$

Nesse contexto, quando um corpo se deforma e nenhuma energia é dissipada nesse processo, as equações ou leis constitutivas que regem o comportamento desse corpo são chamadas de modelos elásticos de Green. Assim, para um sólido elástico sob ações de forças e impondo ao mesmo deslocamentos virtuais infinitesimais δU_i, os quais são compatíveis com as condições de equilíbrio, é possível através do Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) estabelecer uma relação entre o trabalho externo (forças externas e deslocamentos)

e o trabalho interno (tensões e deformações internas), representada na equação 2 [4].

$$\sigma_{ij} = \frac{\delta U_0}{\delta \varepsilon_{ij}} \tag{2}$$

Com base nas propriedades da energia de deformação, [2] apresenta a série polinomial de primeira ordem para materiais elásticos lineares, que é representada na equação 3, em que α_{ij} e β_{ijkl} são constantes e C_0 é igual a zero. Assim, a partir dessa série polinomial e aplicando-se o modelo elástico de Green, descrito na equação 2, com as devidas simplificações e substituições é possível escrever a equação 4, conhecida como lei de Hooke generalizada, em que C_{ijkl} é chamado de tensor de constantes elásticas. Além disso, admitindo-se naturalmente que $C_{ijkl} \neq 0$, é possível expressar a lei constitutiva em uma forma tensorial alternativa, representada pela equação 5, em que S_{ijkl} é conhecido como tensor *compliance*.

$$U_0 = C_0 \cdot \delta_{ij} + \alpha_{ij} \cdot \varepsilon_{ij} + \beta_{ijkl} \cdot \varepsilon_{ij} \cdot \varepsilon_{kl} \tag{3}$$

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl} \tag{4}$$

$$\varepsilon_{ij} = S_{ijkl} \cdot \sigma_{kl} \tag{5}$$

De acordo com [5], a lei de Hooke generalizada é um enunciado matemático que relaciona todos os componentes do tensor deformação com todos os componentes do tensor tensão. Em vista disso o tensor C_{ijkl} acena para existência de 81 elementos diferentes. Todavia, conforme indicado por [2] os tensores da tensão tal como o da deformação são simétricos. Assim, direcionando-se esses conceitos a equação 4 dos 81 elementos diferentes sobram 36. Entretanto, o tensor C_{ijkl} é simétrico em relação aos pares *i*, *j* e *k*, *l* de modo que dos 36 elementos diferentes apenas 21 elementos diferentes compõem o tensor C_{ijkl}. De modo análogo o tensor S_{ijkl} também possui 21 elementos diferentes. Contudo, conforme abordado por [6], o número de termos independentes nos tensores C_{ijkl} e S_{ijkl} não é 21, mas sim 18 termos. Ainda segundo o autor, uma notação reduzida para os elementos dos tensores ε_{ij}, σ_{ij}, C_{ijkl}e S_{ijkl} pode ser aplicada, permitindo que seus índices sejam contraídos para ε_i, σ_i, C_{ij} e S_{ij}.

1.2 Simetria elástica

As leis constitutivas, a depender do material analisado, podem ser simples ou complexas, sendo que o modelo constitutivo elástico mais geral formulado para descrever o comportamento mecânico dos sólidos é o modelo anisotrópico [7]. Tal modelo implica que não há simetria elástica no material e suas propriedades elásticas são diferentes para as diversas direções através de um ponto. Por outro lado, caso houver simetria elástica no material, o mesmo pode ser adequado ao modelo ortotrópico ou isotrópico. Assim, a adequação de um material para um determinado modelo elástico baseia-se no grau de simetria elástica que o mesmo apresenta [6].

Nesse sentido, os sólidos anisotrópicos podem ser classificados de acordo com a simetria elástica que manifestam. Se um material tem propriedades direcionais, mas não apresenta simetria elástica ele é classificado como anisotrópico, Figura 1-a, os tensores C_{ij} e S_{ij} passam a possuir 21 elementos diferentes, sendo que apenas 18 são independentes. Caso o material possua três planos de simetria elástica ele é classificado como ortotrópico, Figura 1-b, contendo 12 elementos diferentes, sendo que apenas 9 são independentes. Já o material transversalmente isotrópico, Figura 1-c, apresenta um plano de simétrica elástica em que todas as direções são elasticamente equivalentes, ou seja, todos os planos perpendiculares a esse plano também são planos de simetria elástica. Assim esse material apresenta 5 elementos independentes. Por fim, um material que evidencia simetria em todas as direções, sendo todas elas consideradas principais, é classificado como um material isotrópico, Figura 1-d, implicando na existência de 3 elementos diferentes nos tensores, dos quais apenas 2 são independentes, o módulo de elasticidade (*E*) e coeficiente de Poisson (ν), e 1 dependente dos demais que é o módulo de elasticidade transversal *G* [8].

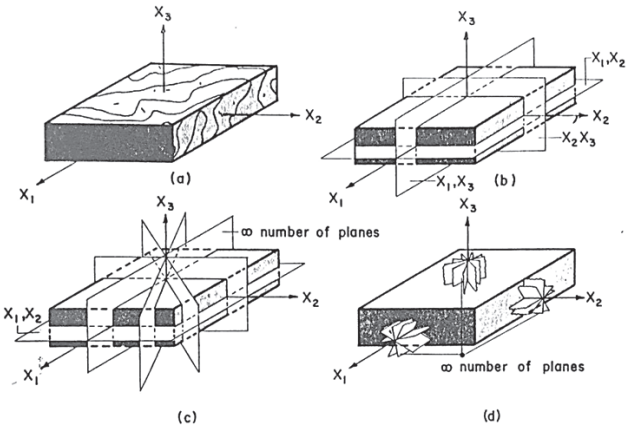


Figura 1 Simetria elástica dos materiais [5]: (a) anisotrópico, (b) ortotrópico, (c) transversalmente isotrópico e (d) isotrópico

De acordo com [7] e [9] a adoção de um modelo ortotrópico para madeira é fruto do conhecimento de suas estruturas microscópicas e macroscópicas, além de sua fisiologia, crescimento da árvore e leis constitutivas que regem o material. Com isso, torna-se interessante escrever o tensor *compliance* S_{ij} em função dos termos usuais da engenharia, módulos de elasticidade (*E*), coeficientes de Poisson (ν) e módulos de elasticidade transversal (G), e dos eixos de simetria elástica da madeira, Longitudinal (*L*), Radial (*R*) e Tangencial (*T*), sendo tal representação expressada na forma matricial pela equação 6.

$$S_{ij} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_L} & \frac{-\nu_{RL}}{E_R} & \frac{-\nu_{TL}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{LR}}{E_L} & \frac{1}{E_R} & \frac{-\nu_{TR}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{LT}}{E_L} & \frac{-\nu_{RT}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} \end{bmatrix} \tag{6}$$

No caso de compósitos de madeira, como o OSB, [5] apresenta uma simplificação no modelo ortotrópico, em que aproximações bidimensionais são introduzidas caracterizando um estado plano de tensões, como notado na Figura 2. Dessa forma, as relações entre tensão e deformação podem ser simplificadas, resultando em uma equação com apenas duas tensões normais e uma de cisalhamento, que representadas nos eixos principais da chapa de OSB e com os termos usuais da engenharia podem ser escritas na equação 7.

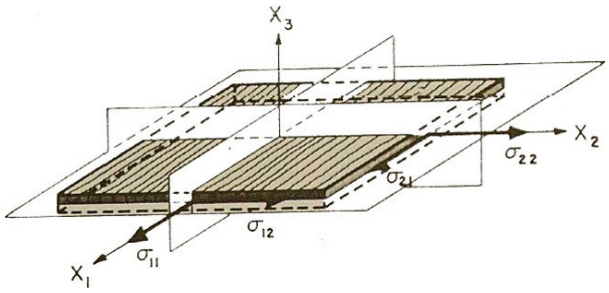


Figura 2 Placa ortotrópica sujeita a um estado plano de tensões [5]

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{21}}{E_2} & 0 \\ \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} \tag{7}$$

1.3 Considerações sobre os ensaios laboratoriais para determinação das constantes elásticas

A fim de determinar os módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson da madeira, considera-se uma solicitação normal atuando num sólido cujos eixos de simetria elástica (Longitudinal, Tangencial e Radial) coincidem com os geométricos (x_1, x_2 e x_3), como representado na Figura 3. Dessa forma, para um corpo de prova cujo carregamento esteja na direção longitudinal é possível obter o módulo de elasticidade Longitudinal (E_L) e os coeficientes de Poisson nos planos Longitudinal-Tangencial (ν_{LT}) e Longitudinal-Radial (ν_{LR}), *vide* equação 8.

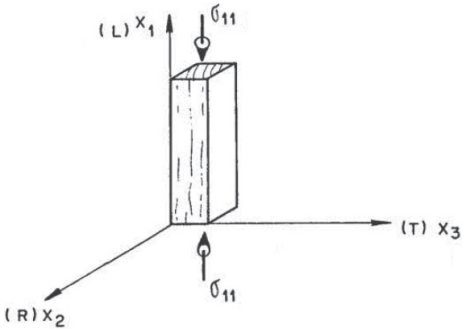


Figura 3 Tensão aplicada no sólido segundo o eixo principal longitudinal [2]

$$E_L = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}\ ;\ \nu_{LR} = -\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}\ ;\ \nu_{LT} = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \tag{8}$$

De forma análoga, determina-se outras seis constantes elásticas da madeira utilizando-se mais dois corpos de prova. O primeiro com a maior dimensão sendo a Radial obtém-se as relações da equação 9, e o segundo com a maior dimensão sendo a Tangencial tem-se as relações da equação 10.

$$E_R = \frac{\sigma_2}{\varepsilon_2}\ ;\ \nu_{RL} = -\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}\ ;\ \nu_{RT} = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_2} \tag{9}$$

$$E_T = \frac{\sigma_3}{\varepsilon_3}\ ;\ \nu_{TR} = -\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_3}\ ;\ \nu_{TL} = -\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_3} \tag{10}$$

Já para análise do módulo de elasticidade transversal faz-se necessário utilizar as transformações tensoriais para mudanças de base. Assim, enfocando-se o elemento S'_{11}, transcrito na equação 11, observa-se que o módulo de elasticidade transversal (G_{RL}) torna-se função apenas do elemento S'_{11}, do módulo de elasticidade Longitudinal (E_L), do coeficiente de Poisson (ν_{LT}) e do módulo de elasticidade Radial (E_R). Com efeito, conhecendo-se essas constantes estaria então determinado o módulo de elasticidade transversal G_{RL} [2].

$$S'_{11} = \frac{\cos\theta^4}{E_L} + \left(\frac{1}{G_{RL}} - \frac{2\nu_{LR}}{E_L}\right) + \frac{\operatorname{sen}\theta^4}{E_R} \tag{11}$$

Portanto, para um ângulo θ de 45º e fazendo-se as devidas simplificações pode-se escrever uma equação generalizada para determinar o módulo de elasticidade transversal representada na equação 12.

$$G_{ij} = \frac{E_i \cdot E_j \cdot E'_\theta}{4E_i \cdot E_i - E_j \cdot E'_\theta + (2\nu_{ij} - 1)E_i \cdot E'_\theta} \tag{12}$$

Como já apresentada, a lei constitutiva para chapas de OSB pode ser simplificada resultando em apenas quatro constantes elásticas a serem determinadas. Posto isso, para determinação dos módulos de elasticidade Transversal, Longitudinal e Vertical a metodologia utilizada baseia-se em ensaios de flexão com corpos de prova prescritos nas normas [10] e [11], sendo que para os dois primeiros módulos a norma preconiza o ensaio de flexão a três pontos, e para o módulo de elasticidade vertical um ensaio de flexão a quatro pontos. As Figuras 4 e 5 ilustram respectivamente tais ensaios.

Já para a determinação do módulo de elasticidade ao cisalhamento, a norma [12] estabelece três métodos de ensaio, sendo eles *Small Panel Shear Test*, *Large Panel Shear Test* e *Two Rail Shear Test*. Tais métodos baseiam-se no princípio de garantir ao corpo de prova um estado puro de tensões de cisalhamento no plano da chapa. Dessa forma, utilizando-se extensômetros pode-se mensurar os deslocamentos obtidos por esse estado de tensões, sendo possível então a determinação do módulo de elasticidade ao cisalhamento.

Por fim, para determinar-se os coeficientes de Poisson, [13] apresenta um método analítico baseado nos módulos de elasticidade longitudinal (E_1), transversal (E_2) e de cisalhamento (G_{12}). Tal método presume o conhecimento da razão e do produto entre os coeficientes de Poisson (ν_{12} e ν_{21}). A razão entre esses coeficientes pode ser obtida pela simetria do tensor constitutivo, descrita na

equação 13. Já para encontrar o produto desses coeficientes, [14] apresenta a equação 14 para estimar tal valor.

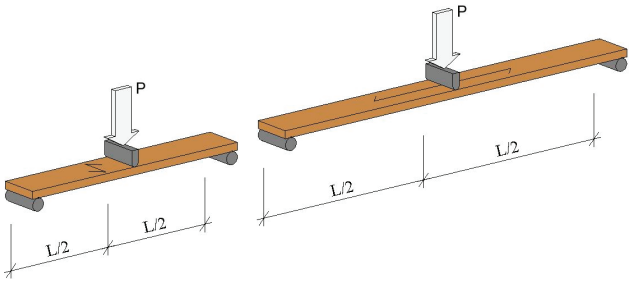


Figura 4 Esquema de ensaio para obter os módulos de elasticidade longitudinal e transversal

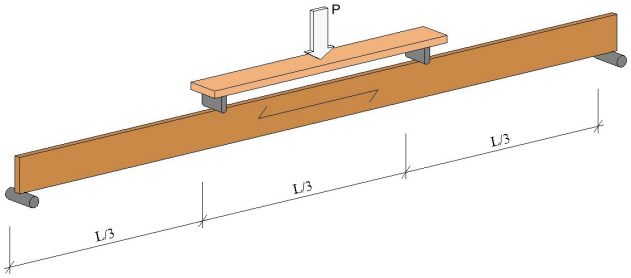


Figura 5 Esquema de ensaio para obter o módulo de elasticidade vertical

$$\frac{\nu_{12}}{E_1}=\frac{\nu_{21}}{E_2} \tag{13}$$

$$G_{12}=\frac{0{,}5\cdot\sqrt{E_1\cdot E_2}}{1+\sqrt{\nu_{12}\cdot\nu_{21}}} \tag{14}$$

A partir disso, os coeficientes de Poisson ν_{12} e ν_{21} podem ser encontrados pela solução de um sistema simples com duas equações e duas incógnitas. Dessa forma, com as devidas simplificações e substituições feitas pode-se escrever as equações 15 e 16 para representar os coeficientes de Poisson ν_{12} e ν_{21}, respectivamente.

$$\nu_{12}=\frac{E_1\cdot\nu_{21}}{E_2} \qquad 15)$$

$$\nu_{21}=\left(\frac{0{,}5\cdot\sqrt{E_1\cdot E_2}}{G_{12}}-1\right)\cdot\sqrt{\frac{E_2}{E_1}} \tag{16}$$

2 Metodologia

Para determinação das constantes elásticas da madeira de *Eucalyptus grandis* um único indivíduo arbóreo com 0,40 m de diâmetro e 1,10 m de comprimento foi adquirido. A partir disso, foram demarcadas as posições de retirada dos corpos de prova de compressão simples, respeitando-se as direções das fibras da madeira. Tal representação pode ser evidenciada pela Figura 6, que demonstra de forma tridimensional as posições de retirada dos corpos de prova.

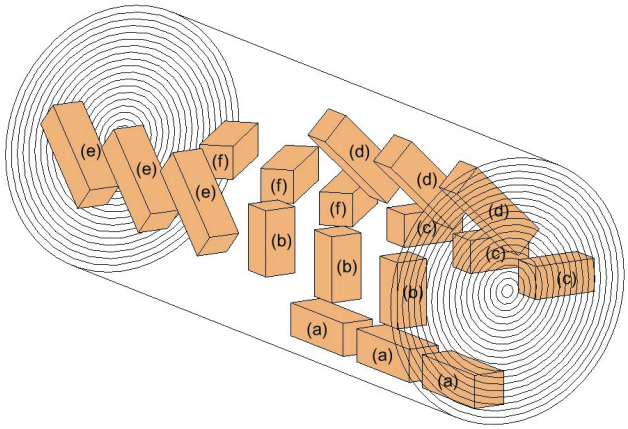


Figura 6 Representação tridimensional da posição dos corpos de prova no indivíduo arbóreo: (a) corpo de prova Longitudinal; (b) corpo de prova Tangencial; (c) corpo de prova Radial; (d) corpo de prova inclinado 45º no plano Radial-Tangencial; (e) corpo de prova inclinado 45º no plano Longitudinal-Tangencial; (f) corpo de prova inclinado 45º no plano Longitudinal-Radial

Foram confeccionados três corpos de prova para cada direção indicada na Figura 7, totalizando 18 amostras, atendendo as dimensões indicadas pela norma [15].

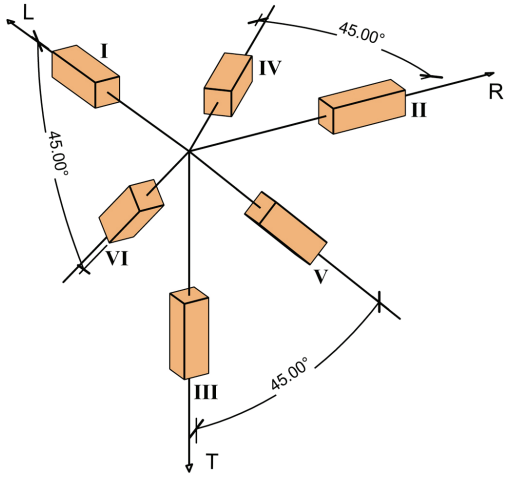


Figura 7 Posições para retirada de corpos de prova

Tabela I Posições básicas dos corpos de prova para mensuração dos parâmetros elásticos

Posição	I	II	III	IV	V	VI
Parâmetros elásticos mensurados	$E_L=\frac{\sigma_L}{\varepsilon_L}$	$E_R=\frac{\sigma_R}{\varepsilon_R}$	$E_T=\frac{\sigma_T}{\varepsilon_T}$	G_{LR}	G_{TR}	G_{LT}
	$\nu_{LT}=-\frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_L}$	$\nu_{RL}=-\frac{\varepsilon_L}{\varepsilon_R}$	$\nu_{TR}=-\frac{\varepsilon_R}{\varepsilon_T}$			

Para determinar os coeficientes de Poisson restantes (ν_{LR}, ν_{LT} e ν_{RT}) foram utilizadas as relações descritas pela equação 17. Tais relações podem ser obtidas a partir da simetria do tensor constitutivo.

$$\frac{\nu_{RL}}{E_R}=\frac{\nu_{LR}}{E_L}\ ;\ \frac{\nu_{TL}}{E_T}=\frac{\nu_{LT}}{E_L}\ ;\ \frac{\nu_{TR}}{E_T}=\frac{\nu_{RT}}{E_R} \tag{17}$$

De posse dos corpos de prova, foram colados nos mesmos extensômetros elétricos de resistência perpendiculares ao carregamento e em faces paralelas com o objetivo de mensurar as deformações laterais. Todos os procedimentos de ensaio seguiram o preconizado pela norma [15], sendo o esquema de ensaio representado na Figura 8. Por fim, com o auxílio do sistema de aquisição de dados LYNX 2161 e do software AqDados determinou-se as deformações específicas nos corpos de prova.

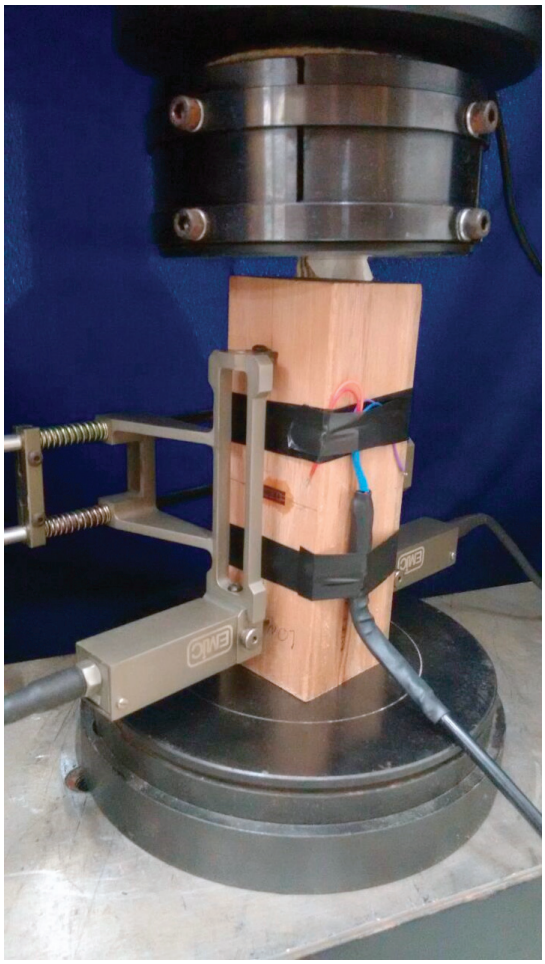


Figura 8 Corpo de prova instrumentado para ensaio

A fim de se obter o módulo de elasticidade ao cisalhamento das chapas de OSB, foram feitos ensaios em três corpos de prova adaptados da norma [12]. Baseado no método C da mesma (*Two-Rail Test*), os corpos de prova são compostos por uma chapa OSB e seis montantes (três de cada lado da chapa) que foram colados na chapa conforme a Figura 9.

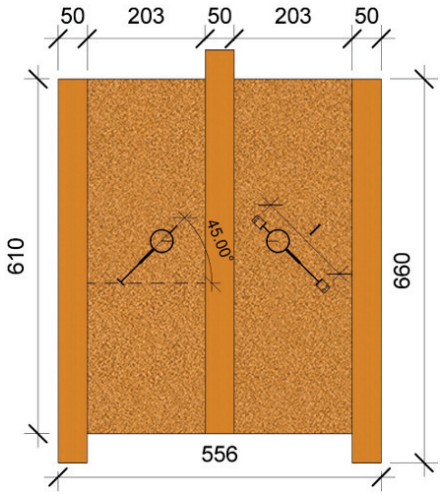


Figura 9 Corpo de prova adaptado da norma [12] (dimensões em mm)

Os montantes possuem seção transversal retangular de 50 mm por 40 mm, com altura de 660 mm e são produzidos de madeira maciça de *Pinus sp*. A chapa de OSB, com espessura nominal de 9,5 mm, foi cortada nas dimensões de 556 mm de largura e 610 mm de altura, mantendo assim duas regiões de cisalhamento retangulares (610 mm por 203 mm). Nas regiões de cisalhamento, foram instalados transdutores de deslocamento, orientados a 45º com a horizontal (cuja sensibilidade é de 0,001 mm), com o objetivo de medir a deformação por cisalhamento nas chapas.

O módulo de elasticidade ao cisalhamento (G) no plano da chapa é obtido a partir da teoria clássica de Euller-Bernoulli, que relaciona tensão e deformação na equação 18. Onde G é o módulo de elasticidade transversal (MPa), P/Δ é o coeficiente angular da curva carga × deformação (N/mm), l é o comprimento da medida do deslocamento (mm), L é o comprimento de cisalhamento da borda lateral do CP (mm) e t é a espessura nominal da chapa de OSB (mm).

$$G=0{,}25\cdot\left(\frac{P}{\Delta}\right)\cdot\left(\frac{l}{L\cdot t}\right) \tag{18}$$

Para determinação dos módulos de elasticidade à flexão longitudinal, transversal e vertical, adotou-se as normas [10], para flexão longitudinal e transversal, que preconiza a flexão a três pontos, sendo os módulos determinados pela equação 19, e a norma [11], para flexão vertical, que indica a flexão a quatro pontos em que o módulo é determinado pela equação 20. Dessa forma, temos que E é o modulo de elasticidade, L é o vão entre os apoios (mm), $F_{50\%}$ e $F_{10\%}$ são as cargas correspondentes a 10% e 50% da carga máxima (N), $\delta_{50\%}$ e $\delta_{10\%}$ são os deslocamentos no meio do vão correspondentes a 10% e 50% da carga máxima (mm) e I é momento de inércia da seção transversal do corpo de prova (mm^4).

$$E=\left(\frac{L^3}{48\cdot I}\right)\cdot\left(\frac{F_{50\%}-F_{10\%}}{\delta_{50\%}-\delta_{10\%}}\right) \tag{19}$$

$$E=\left(\frac{23\cdot L^3}{1296\cdot I}\right)\cdot\left(\frac{F_{50\%}-F_{10\%}}{\delta_{50\%}-\delta_{10\%}}\right) \tag{20}$$

Por fim, para determinar-se os coeficientes de Poisson para as chapas de OSB foram utilizadas as equações 15 e 16 apresentadas no item 1.3. Dessa forma, foi possível encontrar esses coeficientes de forma analítica.

3 Resultados e discussões

Com base na metodologia apresentada, foi possível caracterizar todas as constantes elásticas da madeira de *Eucalyptus grandis*, cujos valores médios dos corpos de prova estão na Tabela II.

Tabela II Constantes elásticas da madeira de *Eucalyptus grandis* (E_i e G_{ij} em MPa)

Constantes elásticas	E_L	E_R	E_T	G_{RT}	G_{LT}	G_{LR}
Valores médios	22014,85	1494,08	781,13	109,92	599,44	878,04
Constantes elásticas	ν_{RL}	ν_{TL}	ν_{LR}	ν_{TR}	ν_{LT}	ν_{RT}
Valores médios	0,03	0,02	0,46	0,32	0,55	0,61

Observando-se os valores apresentados na Tabela II é possível estabelecer as seguintes relações entre as constantes elásticas:

- $E_L : E_R : E_T \approx 28{,}2 : 1{,}9 : 1$;
- $E_L : E_R \approx 14{,}7 : 1$;
- $G_{LR} : G_{LT} : G_{RT} \approx 8 : 5{,}5 : 1$;
- $G_{LR} : G_{LT} \approx 1{,}5 : 1$;
- $E_L : G_{LR} \approx 25{,}1 : 1$.

Com isso, pode-se destacar que as relações obtidas se mostram próximas das apresentadas por [5], além de seguirem o mesmo padrão das relações encontradas por [2]. Já para o OSB, as constantes elásticas encontradas utilizando a metodologia apresentada estão sintetizadas na Tabela III. A partir de análise da Tabela III, observa-se que os coeficientes de variação das chapas de OSB são significativamente inferiores àqueles normalmente apresentados pela madeira maciça. Isto é uma característica típica das chapas de madeira reconstituída em geral, e se deve ao processo industrial que tende a homogeneizar as propriedades do material.

Tabela III Constantes elásticas para o OSB

Parâmetros elásticos	Módulo de elasticidade (MPa)					
	Flexão longitudinal (7CPs)	Flexão transversal (7CPs)	Flexão vertical (5CPs)	Cisalhamento (6CPs)	ν_{12}	ν_{21}
Valores médios	4246,74	2391,39	3246,26	1131,05	0,54	0,31
Desvio padrão	427,07	211,68	223,47	138,56	–	–
Coeficiente de variação (%)	10,06	8,85	6,88	12,25	–	–

4 Conclusões

Nesse contexto, finda-se ressaltando que as constantes elásticas obtidas, bem como suas relações, se mostram coerentes com os valores encontrados na literatura. Para madeira de *Eucalyptus grandis*, o módulo de elasticidade longitudinal é numericamente maior que o radial, e este ligeiramente maior que o tangencial. Já para as relações entre os módulos de elasticidade transversais (G_{ij}), os valores obtidos seguem as mesmas ordens de grandeza daqueles encontrados na bibliografia, em que G_{LR} e G_{LT} são próximos entre si e superiores a G_{RT}. Ademais, entre os coeficientes de Poisson ν_{RL} e ν_{TL} foram os que manifestaram maior proximidade e menor valor numérico.

Por fim, os resultados obtidos para o OSB são próximos aos encontrados em normativas e na literatura, bem como aos apresentados pelos fabricantes. Além disso, com relação ao modelo de corpo de prova para determinação do módulo de elasticidade ao cisalhamento, este se mostrou ser de simples execução quando comparado com outros modelos e apresentou resultados satisfatórios na determinação do módulo de elasticidade ao cisalhamento (G).

Agradecimentos

Os autores agradecem pelo apoio financeiro do Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação (FNDE) através do Programa de Educação Tutorial (PET) desenvolvido pelo Ministério da Educação (MEC) e à Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Campus Campo Mourão, pela disponibilização de equipamentos e infraestrutura necessários para a realização desse trabalho.

Referências

[1] American Wood Council – "Wood I-Joist Awareness Guide". Washington: American Forest & Paper Association, 2006b. 6 p.

[2] Mascia, N. T. – *Considerações a respeito da anisotropia da madeira*. 1991. 293p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

[3] Love, A. E. – *A treatise on the theory of elasticity*. 4 ed. New York: Dover Publications, 1944.

[4] Desai, C. S; Siriwardane, H. J. – *Constitutive laws for engineering materials wiht emphasis on geologic materials*. 1 ed. New Jersey: Prentice-Hall, 1984.

[5] Bodig, G. J; Jayne, B. A. – *Mechanics of wood and wood composites*. New York: Van Nostrand, 1982.

[6] Lekhnitskii, S. G. – *Theory of elasticity of anisotropic body*. 1 ed. Moscow: MIR, 1981.

[7] *Mascia*, N. T; *Lahr*, F. A. R. – "Remarks on orthotropic elastic models applied to wood". *Materials Research*: v. 9 n.3 São Carlos July/Sept. 2006 ISSN 1980-5373.

[8] Furlani, J. E. – *Um estudo sobre a variação numérica do coeficiente de Poisson na madeira, considerando a anisotropia do material*. 1995. 156p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil. Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

[9] Mascia, N. T. – *Considerações a respeito da anisotropia da madeira*. 1991. 293p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

[10] ASTM, American Society for Testing and Materials – D3043: Standard Test Methods for Structural Panels in Flexure. West Conshohocken, 2000.

[11] ASTM, American Society for Testing and Materials – D4761: Standard Test Methods for Mechanical Properties of Lumber and Wood-Base Structural Material. West Conshohocken, 2002.

[12] ASTM, American Society for Testing and Materials – D2719: Standard Test Methods for Structural Panels in Shear Through-the-Thickness. West Conshohocken, 2002.

[13] Thomas, W. H. – "Poisson's ratios of an oriented strand board". *Wood Science Technology*. v. 37. p. 259-268. Sierra, 2003 ISSN 1432-5225.

[14] Bares, R. – *Tables for the analysis of plates slabs and diaphragm*. Wiesbaden Berlin: Bauverlag, 1971.

[15] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 7190: Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 1997.

Sistemas mistos madeira-betão – Aplicação e dimensionamento

Timber-concrete composite systems – Application and design

Alfredo M.P.G. Dias

Resumo

Os sistemas mistos madeira-betão têm sido usados em todo o mundo desde há quase 100 anos. Estas soluções trazem à construção de madeira um conjunto de novas possibilidades em termos de desempenho que permitem a sua utilização em situações mais exigentes, que jamais seriam possíveis utilizando exclusivamente madeira. Este artigo apresenta uma breve visão do uso de sistemas madeira-betão em todo o mundo, desde a década de 1920 até aos nossos dias. São apresentadas as tipologias de construção mais representativas e são discutidas as razões para o uso desta solução composta.

Apesar do uso crescente dos sistemas madeira-betão, a sua análise e dimensionamento não estão enquadrados por um quadro regulamentar adequado. Para resolver esta questão, o Comité Europeu de Normalização (CEN) criou uma equipa de projeto (Project Team) europeia cujo objetivo é a preparação de uma nova parte do Eurocódigo para a análise e conceção de estruturas compostas de madeira. Neste artigo serão apresentadas e discutidas as diretrizes de projeto e as regras de código, disponíveis para o projeto desses sistemas. Além disso, são também apresentados e debatidos o estado e os resultados futuros esperados dos esforços europeus de normalização no que se refere à preparação de uma nova parte do Eurocódigo sobre os compósitos de madeira.

Palavras-chave: Madeira-betão / Pontes / Edifícios / Análise estrutural / / Dimensionamento

Abstract

Timber-concrete composite systems have been used all over the world for almost 100 years. These solutions bring to timber construction a set of new performance capabilities that allow their use in highly demanding situations, which would not be possible using solely timber. This paper gives an overview of the use of timber-concrete composite systems around the world, starting as early as the 1920 decade, up to now. The most representative construction typologies are presented and the reasons for the use of this composite solution discussed.

In spite of the relatively wide application of timber-concrete composite systems, their analysis and design was not supported by an adequate regulatory framework. In order to address this issue European Standardization Body CEN has established a European Project Team whose objective is the preparation of a new Eurocode part on the analysis and design of Timber Composite Structures. In this paper the design guidelines and code rules available for the design of these systems will be presented and discussed. Furthermore, the status and anticipated future results of the European standardization efforts regarding the preparation of a new Eurocode part on Timber Composites will also be presented and discussed.

Keywords: Timber-concrete / Bridges / Buildings / Structural analysis / Design

Alfredo M.P.G. Dias

Professor Auxiliar, SerQ, ISISE
Departamento de Engenharia Civil
Universidade de Coimbra
Coimbra, Portugal
alfgdias@dec.uc.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

DIAS, Alfredo – Sistemas mistos madeira-betão – Aplicação e dimensionamento. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 81-86.

1 Introdução

As estruturas mistas madeira-betão surgiram na primeira metade do século XX, tendo tido grande desenvolvimento durante o período das Guerras Mundiais, devido à escassez de aço que então ocorreu [1]. As primeiras aplicações foram em pontes de madeira em vias rodoviárias dos Estados Unidos da América. Estas aplicações correspondiam não só a reabilitações mas igualmente a estruturas novas em que se pretendia obter maiores durabilidades e desempenhos mecânicos. A primeira ponte madeira-betão pensa-se que terá sido construída em 1924 [2].

De acordo com o Inventário Nacional Americano, existem mais de 1400 pontes mistas madeira-betão em serviço em todo o território dos Estados Unidos da América. Algumas das pontes construídas na década de 30 do século passado estão ainda em serviço passados quase 100 anos, tendo sido alvo de poucas ações de manutenção.

Figura 1 Pontes construídas na década de 30 nos EUA

Na Europa, o recurso a estruturas mistas madeira-betão tem verificado um crescimento significativo nas últimas décadas, não só na reabilitação de estruturas/pavimentos existentes em madeira, mas igualmente em edifícios novos. Sendo assim permitido atingir dimensionamentos que seriam impossíveis recorrendo somente a soluções convencionais de madeira, o mesmo ocorrendo noutras zonas, como por exemplo na Oceânia (Figura 2).

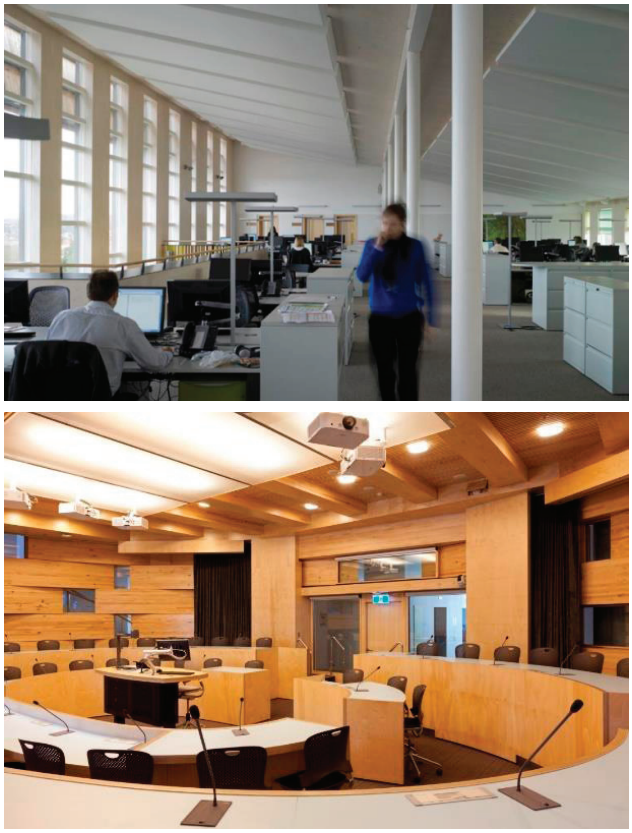


Figura 2 Exemplos de pavimentos mistos no Reino Unido e Austrália [3]

A utilização dos materiais madeira e betão permite combinar as melhores propriedades de cada material, sendo a madeira um material que resiste bem a esforços de flexão/tração e o betão aos esforços de compressão. No entanto, a sua utilização só tira, adequadamente, partido das propriedades de cada material se estes funcionarem em conjunto. Para que tal ocorra é necessário existir um sistema de ligação eficaz que garanta o adequado comportamento misto.

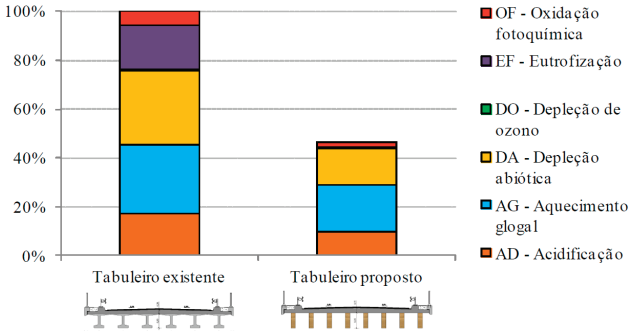


Figura 3 Análise comparativa dos impactos ambientais de uma solução mista e uma solução convencional em betão

Segundo Ceccotti [4], o uso deste sistema estrutural, em detrimento de uma solução corrente de madeira, permite obter ganhos de resistência de duas a três vezes e um incremento de três a quatro vezes na rigidez. Estudos recentes demonstram que além de vantagens importantes ao nível de comportamento mecânico e físico [3] estes sistemas apresentam ainda vantagens não desprezáveis em termos de sustentabilidade [5]. Efetivamente Análises de Ciclo de Vida comparativas entre soluções mistas e soluções convencionais de betão têm demonstrado vantagens relevantes das primeiras (Figura 3).

Por estas razões é de esperar um aumento da utilização deste tipo de solução nos próximos anos, no entanto para que tal ocorra de forma adequada deverá existir um enquadramento regulamentar simples e claro que ajude os projetistas não só na análise mas igualmente no dimensionamento.

2 Enquadramento regulamentar atual

2.1 Europa

A análise e o dimensionamento de sistemas mistos madeira-betão apresentam muitas especificidades importantes resultado da combinação de dois materiais com comportamentos bastante distintos, com recurso a sistemas de ligação que são quase sempre semirrígidos.

A atual versão do Eurocódigo 5 fornece algumas indicações sobre aspetos específicos da análise e dimensionamento das estruturas mistas madeira-betão. A versão em vigor do Eurocódigo 5 está dividida nas três partes base, que são comuns a todos os Eurocódigos de materiais: parte 1-1 – regras gerais e regras para edifícios [6], 1-2 – dimensionamento em situação de incêndio [7] e parte 2 – dimensionamento de pontes [8].

Na parte 1-1 apenas existe uma cláusula explícita e especificamente dedicada à análise e conceção de sistemas mistos madeira-betão:

- Cláusula - 7.1 (3) – Módulo de escorregamento de ligações madeira-betão.

Por outro lado, na parte 2 há uma série de cláusulas específicas para a análise e dimensionamento de pontes madeira-betão:

- Cláusula - 2.4.1 - Tabela 2.1 – Coeficientes de segurança recomendados para propriedades de materiais;
- Cláusula - 5.1.3 – Análise simplificada – Seção efetiva da viga;
- Cláusula - 5.2 – Influência do escorregamento em sistemas laminados;
- Cláusula - 5.3 (1) – Remete o dimensionamento dos elementos de betão para o Eurocódigo 2 [9];
- Cláusula - 5.3 (2) – Dimensionamento de ligações metálicas e entalhadas;
- Cláusula - 5.3 (3) – Largura efetiva das estruturas de vigas mistas madeira-betão aos Estados Limites de Serviço, SLS;
- Cláusula - 5.3 (4) – Consideração da fendilhação nos elementos de betão;
- Cláusula - 5.3 (5) – Abordagem simplificada para determinação da rigidez da seção de betão fendilhada;
- Cláusula - 6.1.2 (Tabela 6.1) – Coeficientes de atrito para madeira-betão;
- Cláusula - 8.2 – Ligações madeira-betão.

Apesar destas indicações, muitos aspetos importantes não estão explicitamente incluídos nestes regulamentos. Nessas situações os projetistas optam, em muitos casos, por adaptar cláusulas semelhantes originalmente destinadas a outros tipos de estruturas, como sejam as estruturas de madeira (Eurocódigo 5) e as estruturas de betão (Eurocódigo 2). Um bom paradigma desta abordagem, é o exemplo demonstrativo apresentado na publicação STEP 2 [4], que é muitas vezes seguido e usado como referência. Um exemplo claro dessa adaptação é o método γ dado no Eurocódigo 5 para estruturas de madeira, que, apesar de não ter sido especificamente desenvolvido para sistemas madeira-betão, é provavelmente a abordagem mais utilizada para analisar este tipo de estruturas e que vários estudos mostraram permitir bons resultados para a maioria das aplicações de engenharia [14].

Existem, no entanto, muitas outras questões, como, por exemplo, a análise a longo prazo do sistema TCC para a qual a adoção dos modelos do Eurocódigo 5 não conduz, na maioria dos casos, a soluções adequadas [15].

2.2 Austrália e Nova Zelândia

As indicações de apoio ao projeto disponíveis na Austrália e na Nova Zelândia [10] seguem a abordagem do EC5 como a base subjacente para a análise e dimensionamento. No entanto, estes procedimentos foram modificados por forma a respeitar os códigos australiano e neozelandês [11].

Nestes documentos guia são dadas algumas limitações que resultam da incerteza reconhecida sobre alguns aspetos, nomeadamente a deformabilidade de longo prazo.

Tanto para efeito de análise como para efeito de verificação de Estados Limites Últimos como de Estados Limites de Serviço assume-se um comportamento elástico para as ligações, no entanto limita-se a aplicabilidade do procedimento a duas configurações de ligação entalhada descritas no documento. Para estes tipos de ligação, as propriedades mecânicas são indicadas tendo por base resultados disponíveis de ensaios laboratoriais [11].

Na Austrália também está disponível um Manual de Pontes de Madeira [12], que tem um capítulo dedicado às pontes de madeira cobertas com um elemento de betão "não estrutural" e outro dedicado às pontes mistas madeira-betão. Estes documentos, além de indicações para análise e dimensionamento, fornecem igualmente detalhes de execução e pormenorização para este tipo de estrutura.

2.3 Canadá

O código canadiano de pontes rodoviárias [13] dá indicações específicas para o projeto das pontes madeira-betão.

Estas incluem indicações sobre: análise, sistemas de ligação, pormenorização e execução. No entanto, o âmbito destas orientações é restringido a sistemas mistos com uso de *decks* laminados de madeira. O método de análise sugerido assume o comportamento elástico linear dos materiais e sugere o uso da seção homogeneizada.

São permitidas duas configurações de ligação, ambas baseadas em entalhes obtidos através de alturas variáveis dos elementos laminados, combinadas com ligadores de aço.

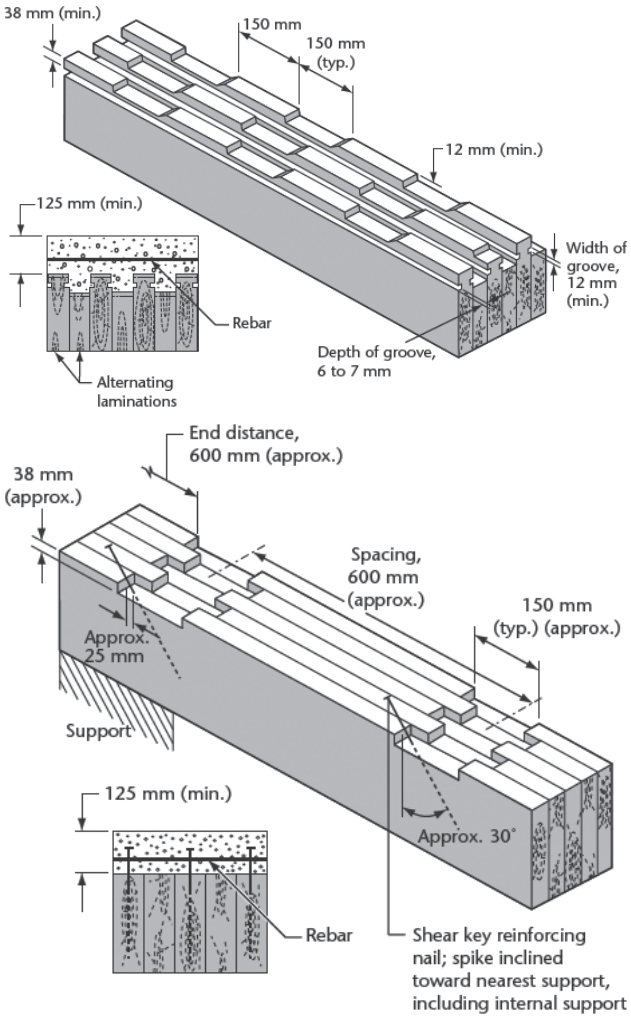


Figura 4 Ligações indicadas no código canadiano [13]

Neste regulamento são igualmente indicados alguns requisitos mínimos nomeadamente para a espessura do betão e sua resistência. Além disso, são também indicados os requisitos mínimos para o aço de reforço, bem como indicações para a sua pormenorização.

2.4 Brasil

No Brasil existe também um manual para projeto e execução de pontes de madeira, o qual tem indicações para a análise e dimensionamento de sistemas mistos madeira-betão tendo em vista a sua aplicação em pontes [14].

As indicações focam-se em sistemas mistos com recurso a *decks* de madeira constituídos por elementos de seção circular. De forma análoga à maioria deste tipo de documentos também neste caso

são indicados valores para as propriedades mecânicas da ligação. São indicadas duas configurações com varões de aço colados em X, nas quais varia o diâmetro dos varões. São dadas indicações para o dimensionamento de sistemas recorrendo a betonagem *in situ* ou prefabricação do betão. Detalhes gerais sobre pormenorização e execução são igualmente dados.

3 Enquadramento regulamentar futuro

Na Europa encontram-se atualmente em revisão os Eurocódigos estruturais, que incluem os Eurocódigos base e os Eurocódigos de materiais, no âmbito do mandato da Comissão Europeia para preparação da nova geração de regulamentos, M / 515 "Rumo a uma segunda geração de Eurocódigos" [15]. Este mandato tem como objetivos, entre outros: i) assegurar que os Eurocódigos evoluem de forma adequada, visando a manutenção da confiança dos utilizadores, ii) garantir que os regulamentos se mantêm completamente atualizados com a consideração de novas metodologias, novos materiais e novos requisitos regulamentares indo ao encontro aos requisitos do mercado, iii) permitir uma maior harmonização e fazer um esforço no sentido de melhorar e facilitar a utilização prática do conjunto normativo existente [15].

O trabalho está organizado em quatro fases, iniciadas em 2015 e que deverão estar concluídas em 2020.

Na Subcomissão 5 que tem a responsabilidade dos regulamentos relacionados com o dimensionamento de estruturas de madeira, a resposta ao mandato foi organizada em torno de 6 Equipas de Projeto (PT):

- SC5.T1 – Madeira Laminada Cruzada (CLT) e Reforço de estruturas de madeira; Eurocódigo 5, cláusulas novas e revistas para o Eurocódigo 5 parte 1-1;
- SC5.T2 – Estruturas mistas madeira-betão; nova parte para o Eurocódigo 5;
- SC5.T3 – Novas cláusulas e cláusulas revistas para o Eurocódigo 5 parte 1-1;
- SC5.T4 – Dimensionamento de Estruturas em situação de incêndio, novas cláusulas e cláusulas revistas para o Eurocódigo 5, parte 1-2;
- SC5.T5 – Ligações, novas cláusulas e cláusulas revistas para o Eurocódigo 5, parte 1-1;
- SC5.T6 – Pontes, novas cláusulas e cláusulas revistas para o Eurocódigo 5, parte 2.

As Equipas de Projeto SC5.T1 e SC5.T2 foram incluídas na primeira fase, e o desenvolvimento do trabalho correspondente está em curso neste momento [16-18]. As restantes Equipas de Projeto deverão iniciar o seu trabalho nas fases posteriores, nomeadamente SC5.T3 na Fase 2, SC5.T4 e SC5.T5 na Fase 3 e finalmente SC5.T6 na Fase 4.

De acordo com a resposta ao mandato, a Equipa de Projeto SC5 espera que o SC5.T2 produza uma Especificação Técnica Europeia (TS) que venha a dar origem a uma parte nova do Eurocódigo 5 a parte 1-3 para o dimensionamento de sistemas mistos de madeira. O seu objetivo está centrado na simplificação e melhoria do conteúdo disponível da versão atual do Eurocódigo, onde são dadas várias cláusulas para este tipo de estruturas. Isto deve ser feito em estreita coordenação com outros Eurocódigos relacionados, nomeadamente o Eurocódigo 2 e, em menor escala, o Eurocódigo 4, interligando-se naturalmente com um vasto leque de Normas e regulamentos (Figura 5).

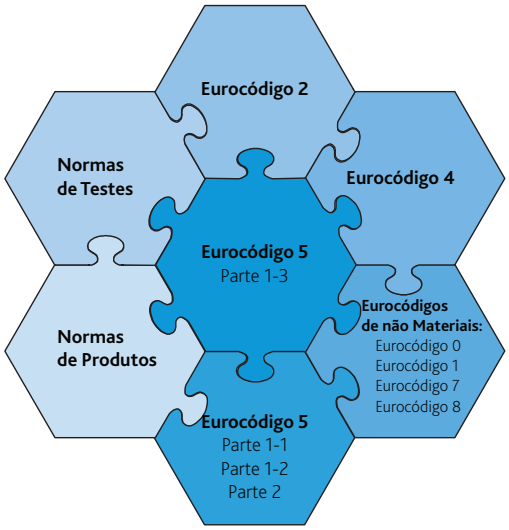


Figura 5 Interligação entre o novo documento regulamentar sobre madeira-betão e os restantes regulamentos

Será necessária uma coordenação geral com as outras 5 Equipas de Projeto da Subcomissão 5, bem como com outras equipas de outras subcomissões relacionadas. No entanto, espera-se uma relação mais estreita com três Equipas de Projeto: SC5.T4, SC5.T5 e SC5.T6.

O desempenho em situação de incêndio dos sistemas mistos madeira-betão é uma das motivações para a utilização prática de sistemas mistos madeira-betão, a sua análise e dimensionamento têm especificidades importantes que serão abordadas na parte 1-2 do Eurocódigo 5 (SC5.T4).

Tal como antes referido e largamente referido na bibliografia [19], uma das aplicações mais antigas e relevantes dos sistemas mistos madeira-betão são as pontes, dadas as vantagens significativas que esta solução apresenta, quando comparada com as soluções de madeira tradicionais. A análise e o dimensionamento destas estruturas serão tratados na parte 2 do Eurocódigo 5 (SC5.T6). Assim tanto para a parte 1-2 como para a parte 2 serão abordados aspetos específicos de análise e dimensionamento de sistemas mistos madeira-betão em situação de incêndio e para pontes, respetivamente. As questões gerais serão tratadas na nova parte 1-3.

4 Notas finais

Os sistemas mistos madeira-betão têm sido usados com grande sucesso em estruturas por todo o mundo. As motivações para este uso incluem o aumento da capacidade de carga, rigidez, desempenho dinâmico, desempenho construtivo (térmico e acústico), durabilidade e sustentabilidade, amplamente demonstrados ao longo de quase um século. Este sistema construtivo tem permitido soluções

mais ambiciosas as quais não seriam possíveis recorrendo somente a soluções tradicionais de madeira.

Por forma a materializar este potencial serão necessários avanços complementares na área regulamentar, claramente insuficiente face aos desenvolvimentos recentes. No âmbito da próxima geração de Eurocódigos estruturais espera-se que esta situação mude, nomeadamente, com a futura revisão da EN 1995-1-1, que deverá incluir uma parte especificamente dedicada a sistemas mistos madeira-betão.

A preparação de uma nova parte de código regulamentar levanta, naturalmente, desafios significativos. A discussão aberta e alargada esperada durante o período de desenvolvimento, em diferentes fóruns europeus (por exemplo, subcomités e grupos de trabalho do CEN, ações de custo, comités espelhados nacionais) mas também a nível internacional é essencial para este fim, esperando-se que permita o desenvolvimento de documentos técnico-científicos à altura dos desafios técnicos que este tipo de solução tem conseguido ultrapassar.

Agradecimentos

Este trabalho foi parcialmente financiado pelos fundos FEDER através do Programa Operacional Factores de Competitividade - COMPETE e por fundos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia no âmbito do projecto POCI-01-0145-FEDER-007633.

Referências

[1] Van der Linden, M. – *Timber Concrete Composite Floors*. Delft University of Technology, Delft, 1999.

[2] DelDOT – *Delaware's Historic Bridges*, 2000.

[3] Dias, A., *et al.* – *Timber-concrete-composites increasing the use of timber in construction*. p. 1-9, 2015.

[4]. Ceccotti, A. – *Timber-concrete composite structures*, H. Blass, Editor. Centrum Hout: The Netherlands. p. 1-14, 1995.

[5] Rodrigues, J.N.; Providência, P.; Dias, A.M.P.G. – *Sustainability and Lifecycle Assessment of Timber-Concrete Composite Bridges*. 0(0): p. 04016025, 2016.

[6] CEN – *Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. CEN, 2004.

[7] CEN – *Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design*. CEN, 2004.

[8] CEN – *Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 2: Bridges*. CEN, 2004.

[9] IPQ – *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão armado*. IPQ, 2010.

[10] Gerber, C.; Crews, K.; Shrestha, R. – *Design Guide Australia and New Zealand - Timber Concrete Composite Floor Systems*, S.T.I. Company, Editor. 2012, Structural Timber Innovation Company: Christchurch.

[11] Crews, K.; Gerber, C. – *Development of design procedures for timber concrete composite floors in Australia and New Zealand*. Nelson - New Zealand, 2010.

[12] RTA – *Timber Concrete Composite Bridges*. R.a.T.A.o.N. Austrália, Editor. Austrália, Roads and Traffic Authority of NSW: Australia, p. 25, 2008.

[13] CSA – *Canadian Highway Bridge design Code*. Canadian Standards Association, 2006.

[14] Junior, C.C., *et al.* – *Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira*. São Carlos, Brasil: SET-EESC - USP, 2006.

[15] CEN – *Response to Mandate M/515 EN "Towards a second generation of EN Eurocodes"*. CEN/TC250, 2013.

[16] Winter, S.; Kleinhenz, M.; Dietsch, P. – *Eurocode 5 - A halftime summary of the revision process*. Viena, Austria, 2016.

[17] Dietsch, P. – *Reinforcement of timber structures – A new section for eurocode 5*. Viena, Austria, 2016.

[18] Dias, A. – *Timber-concrete composites – A new part in eurocode 5*. Viena, Austria, 2016.

[19] Rodrigues, J.N.A.; Dias, A.M.P.G.; Providência, P.M.P. – *Timber-Concrete Composite Bridges: State-of-the-Art Review*, 2013.

Técnicas de reabilitação na estrutura de madeira da Passarela Pênsil de Piracicaba, Brasil

Rehabilitation techniques in the Piracicaba Suspended Footbridge timber structure, Brazil

Leandro Dussarrat Brito
Carlito Calil Junior

Resumo

Em pontes e passarelas de madeira as zonas com potencial de risco de biodeterioração geralmente ocorrem nas interfaces viga-tabuleiro e em certas regiões de ligações, onde ficam suscetíveis à retenção de umidade. Desde 2011, durante as inspeções realizadas *in loco* foram avaliadas sistêmicas propostas metodológicas de inspeção e técnicas de reabilitação de elementos estruturais de *Eucalyptus citriodora* da Passarela Pênsil de Piracicaba. Diante dos resultados das avaliações detectou-se a necessidade iminente de reabilitar certos elementos estruturais de madeira parcialmente biodeteriorados, onde foram estudadas tais propostas. Para validação do trabalho foram realizados ensaios em laboratório de elementos retirados da estrutura e em peças de *Eucalyptus citriodora* propostas para a técnica de reabilitação com cobrejuntas justapostas. Os resultados obtidos nos ensaios experimentais foram satisfatórios, validando-se a adequação da metodologia das técnicas de reabilitação propostas. Por fim, as fotos demonstram as principais técnicas empregadas na reabilitação dos elementos estruturais de madeira da passarela.

Palavras-chave: Engenharia / Projeto / Reabilitação / Estruturas / Madeira

Abstract

In timber bridges and footbridges, the most critical zones with the potential biodeterioration risk generally occur in the beam-deck interfaces and in certain connection regions where are susceptible to moisture retention in the wood. Since 2011, methodological inspection proposals and rehabilitation techniques for structural elements of *Eucalyptus citriodora* of the Piracicaba Suspension Footbridge have been evaluated systematically during in situ inspections. In view of the evaluations results, there was detected the necessity to rehabilitate some partially biodeteriorated timber structural members, where such proposals were studied. To validate the work, laboratory tests were carried out on members removed from the structure and on *Eucalyptus citriodora* pieces proposed for the rehabilitation technique with juxtaposed scabbing. The experimental results were satisfactory, validating the adequacy of the methodology of the rehabilitation techniques proposed. Finally, the photos demonstrate the main techniques used in the rehabilitation of the structural elements of the footbridge.

Keywords: Engineering / Design / Rehabilitation / Structures / Timber

Leandro Dussarrat Brito

Post-Doctoral Researcher Structural Engineering
University of São Paulo
São Carlos School of Engineering
Brazil
dussarrat@sc.usp.br
leandro.3dr@dr.com

Carlito Calil Junior

PhD. Full Professor
Department of Structural Engineering
Laboratory of Wood and Wood Structures
University of São Paulo
São Carlos School of Engineering
Brazil
calil@sc.usp.br

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

BRITO, Leandro [*et al.*] – Técnicas de reabilitação na estrutura de madeira da Passarela Pênsil de Piracicaba, Brasil. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 87-100.

1 Introdução

De acordo com CÓIAS (2011), a atenção especial voltada aos profissionais, Engenheiros e Arquitetos, na preocupação em conservar e/ou recuperar estruturas existentes para mantê-las em uso adequadamente é uma grande tendência mundial na questão da sustentabilidade. Com esta atitude é possível reduzir a geração de resíduos e o consumo de materiais, que certamente geraria durante o processo construtivo de uma nova estrutura no local da existente.

No entanto, num cenário atual em diversos estados do Brasil ainda tem sido comum constatar a ausência de políticas públicas em manutenções periódicas preventivas e/ou corretivas de pontes e passarelas, principalmente quando se trata de estruturas de madeira, que naturalmente requerem maior atenção.

Para a mudança desse quadro, torna-se fundamental realizar estudos sistematizados para a elaboração de metodologias de inspeções periódicas, e manutenções preventivas e/ou corretivas, a fim de avaliar e propor técnicas de reabilitação para essas estruturas (Dussarrat Brito, 2014). Para propor soluções adequadas em manutenções preventivas e/ou corretivas em reabilitação de estruturas, nas inspeções periódicas tem sido utilizada uma série de técnicas não destrutivas (NDT), a fim de identificar as manifestações patológicas presentes em elementos estruturais de madeira. Estas técnicas podem ater-se não somente à identificação de reparos de defeitos como também em manutenções preventivas periódicas, a fim de incrementar correções para prevenir problemas e reduzir futuras manifestações patológicas. Pois, negligenciando-se ou tornando-se uma manutenção irregular, predispõe-se a estrutura de madeira ao desenvolvimento de biodeterioração ou desgaste dos elementos que implicarão a necessidade de reparos ou recuperações imediatas.

Durante inspeções realizadas *in loco*, se tem notado que em pontes e passarelas de madeira as zonas com potencial de risco de biodeterioração geralmente ocorrem nas interfaces viga-tabuleiro e em certas regiões de ligações, onde ficam suscetíveis à retenção de umidade. Quando se trata de durabilidade das estruturas, diante das avaliações realizadas *in loco* é cada vez mais perceptível a real necessidade de se realizar frequentes inspeções periódicas e manutenções preventivas a fim de prolongar a vida útil das estruturas de madeira.

Durante as inspeções detalhadas realizadas *in loco* desde 2011, para avaliações de propostas de metodologia de inspeção e técnicas de reabilitação de elementos estruturais de *Eucalyptus citriodora* da Passarela Pênsil de Piracicaba, Brasil, foram detectados certos níveis de biodeteriorações em vigas transversinas superiores (TS) nas zonas de fixação das peças dos tabuleiros, em nós de ligações das treliças (TR1 e TR2), em extremidades de vigas transversinas inferiores (TI), em extremidades inferiores de montantes (M) e de diagonais (D) e em extremidades inferiores de elementos de contraventamento (C). Diante dos resultados das avaliações detectou-se a iminente necessidade de reabilitar certos elementos estruturais de madeira parcialmente biodeteriorados, onde foram estudadas tais propostas. Além dos trabalhos de inspeções, realizados *in loco*, para validação do trabalho também foram realizados ensaios em laboratório de elementos retirados da estrutura e em peças de *Eucalyptus citriodora* propostas para as técnicas de reabilitação, principalmente com cobrejuntas justapostas.

1.1 Objetivo

O objetivo principal desse trabalho é apresentar a metodologia e as principais técnicas utilizadas na reabilitação dos elementos estruturais de madeira da Passarela Pênsil de Piracicaba, Brasil.

1.2 Justificativa

É fundamental realizar inspeções periódicas preventivas em estruturas de pontes e passarelas, para identificar e avaliar indícios de possíveis manifestações patológicas, e indicar as possíveis soluções em manutenções preventivas de conservação e/ou recuperação, a fim de assegurar os requisitos de durabilidade para prolongamento da vida útil e garantia na segurança destas estruturas diante das condições de uso, pois mantê-las adequadamente é uma questão real em sustentabilidade.

2 Metodologia

Para o desenvolvimento metodológico no estudo de viabilidade do emprego de técnicas de reabilitação de elementos estruturais de madeira da Passarela Pênsil de Piracicaba, os trabalhos foram divididos em duas etapas, tendo como ponto de partida na primeira etapa as inspeções realizadas *in loco*, para as avaliações com técnicas não destrutivas (NDT), com ênfase em técnicas de inspeção visual, com auxílio de ferramentas tradicionais de carpintaria e com uso do Resistograph® IML-RESI-F500-S.

Na segunda etapa foram elaboradas e avaliadas as propostas originais de técnicas de reabilitação, onde se empenhou maior ênfase nesta fase dos trabalhos. Para validação das técnicas também foram realizados ensaios experimentais no LaMEM (Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira).

3 Breve histórico e descrição da estrutura original

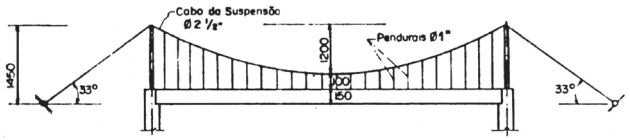
Esse item além de resgatar um breve histórico tem como objetivo principal expor uma descrição geral sobre o sistema de estrutura de madeira original da Passarela Pênsil de Piracicaba, Brasil.

Em 1993 Calil Junior, Rocco Lahr, e Dias apresentaram os principais aspectos do projeto e da construção da estrutura de madeira desta, que foi projetada com treliças e vigas principais em *Eucalyptus citriodora*, e posteriormente em 1998 os autores descreveram que essa seria a maior passarela pênsil de madeira do Hemisfério Sul [(Calil Jr. *et al.*, 1993); (Calil Jr. *et al.*, 1998)].

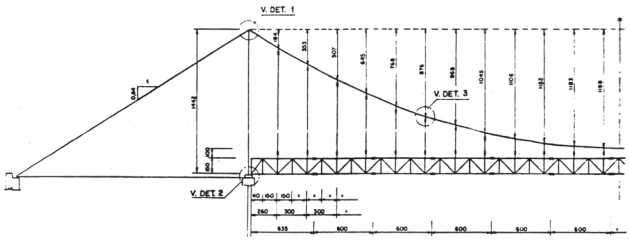
Inaugurada em 15 de dezembro de 1992, esta estrutura localizada no Rio Piracicaba ficou denominada pelo meio técnico/científico como sendo a Passarela Pênsil de Piracicaba, e se consagrou um importante monumento tecnológico para área de engenharia de estruturas de madeira e ponto turístico na cidade de Piracicaba, estado de São Paulo, Brasil. Para melhor identificação de sua localização, esta estrutura situa-se aproximadamente nas coordenadas GPS 22º43'05,82"S; 47º39'16,63"W, 475 m de altitude (Dussarrat Brito, 2014).

3.1 Características e descrições geométricas da estrutura da Passarela Pênsil de Piracicaba

O projeto original do sistema "Pênsil" desta passarela é composto por quatro torres de sustentação metálicas do aparelho suspensor, com pilares de seção transversal caixão e contraventamento treliçado. A suspensão é composta por quatro cabos de aço Filler 19 × 25, pré-esticados, sendo utilizado um par de cabos para cada viga de rigidez treliçada. A relação entre o vão e a flecha central foi de 6,25, e a relação entre o vão e a altura das vigas de rigidez treliçadas foi de 50. Os cabos formam na zona de ancoragem um ângulo de aproximadamente 33º (graus) com a horizontal, igual à sua máxima inclinação no trecho parabólico (Figura 1a). Os pendurais de aço 1020, com diâmetros de 1", possuem esticadores ajustáveis manualmente, ligados aos cabos por placas metálicas parafusadas e às vigas de rigidez junto aos nós inferiores da treliça (Calil Jr. *et al.*, 1993).



a

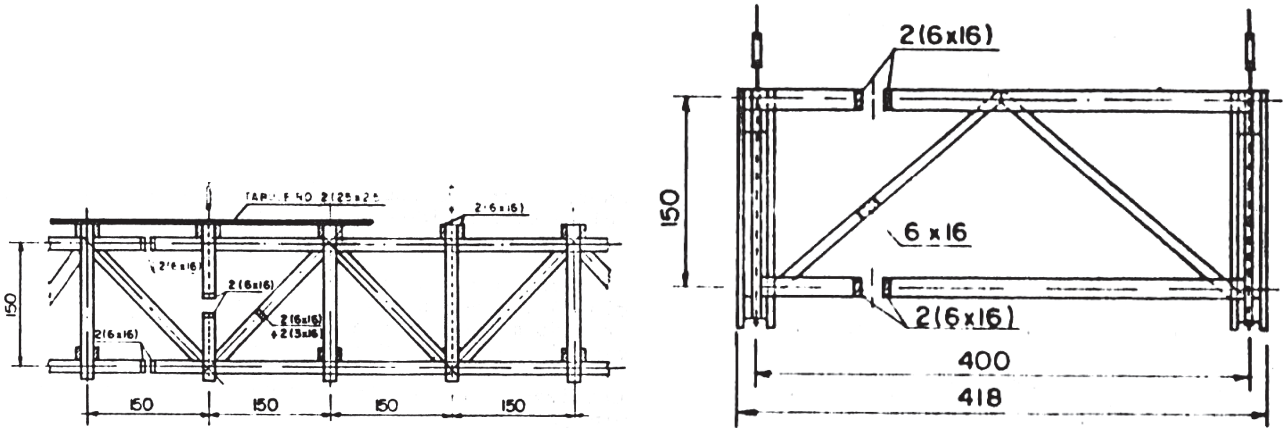


b

Figura 1 Geometria do projeto da estrutura da Passarela Pênsil de Piracicaba: a) vista lateral geral; b) dimensões gerais do projeto original (Fonte: Calil Junior; Rocco Lahr; Dias, 1993)

As duas vigas de rigidez longitudinais (TR1 e TR2) são compostas por sistema treliçado com peças múltiplas de seção transversal retangular 6 cm × 12 cm de *Eucalyptus citriodora* (Figura 2a), conectadas através de barras roscadas, arruelas e porcas galvanizadas. A rigidez transversal é realizada pelo sistema de contraventamento com peças inclinadas, também de *Eucalyptus citriodora*, aliado ao sistema de justaposição de peças de madeira fixadas em duas camadas de tábuas cruzadas que constituem o tabuleiro da passarela.

Assim, o sistema do tabuleiro é composto por duas camadas de tábuas cruzadas perpendicularmente, formando um ângulo de 45° com o eixo longitudinal da estrutura. Conforme Calil Junior *et al*. (1993), as tábuas originais eram de *Eucalyptus tereticornis* com 2,5 cm × 20 cm, pregadas sobre as vigas transversinas superiores (TS) e sobre as vigas de rigidez treliçadas (TR1 e TR2) (Figura 3).



a b

Figura 2 Elementos estruturais de madeira do projeto da estrutura da Passarela Pênsil de Piracicaba: a) viga de rigidez treliçada (TR1 = TR2); b) contraventamento transversal das vigas de rigidez (Fonte: Calil Junior; Rocco Lahr; Dias, 1993)

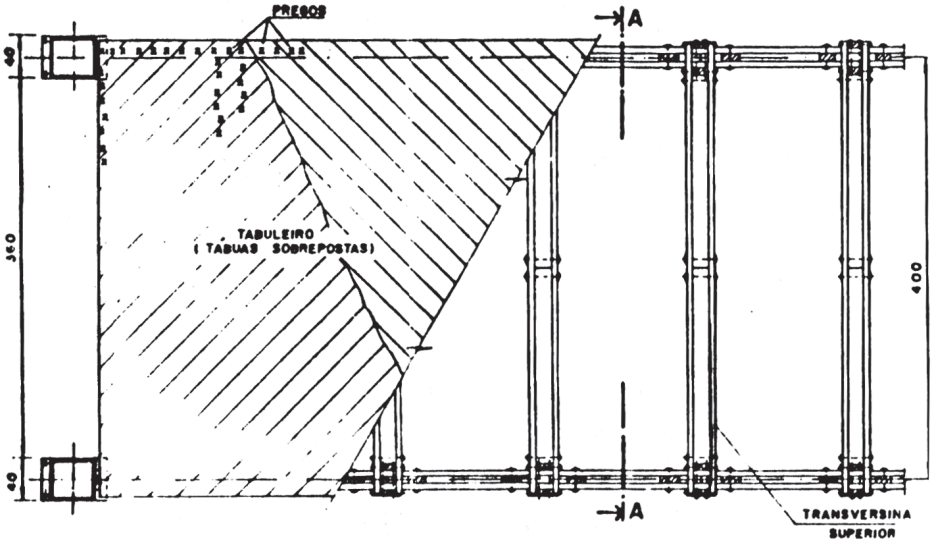


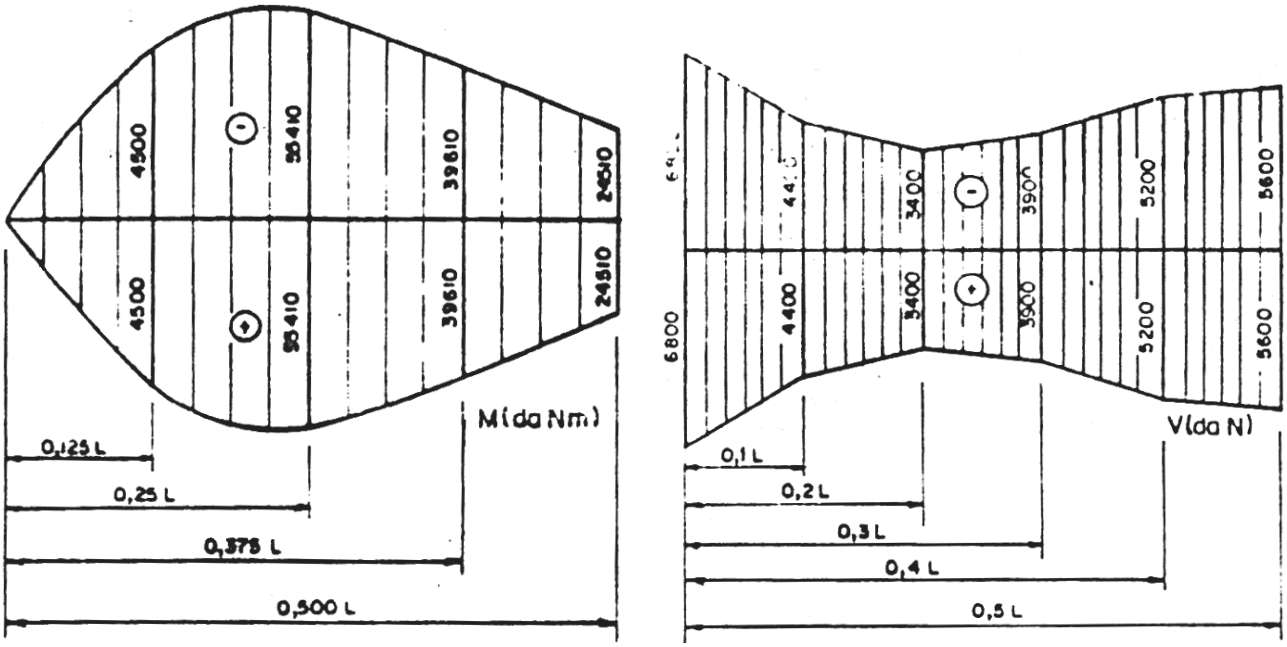
Figura 3 Detalhes do tabuleiro contraventado do projeto da estrutura da Passarela Pênsil de Piracicaba: vista em planta (Fonte: Calil Junior *et al*. 1993)

3.2 Envoltórias dos esforços nos elementos principais

De acordo com Calil Junior *et al*. (1993), no projeto original com a ação permanente determinada para o cálculo de aproximadamente 165 daN/m² e a ação variável adotada para pedestres de 300 daN/m², admitindo todo o carregamento sendo suportado pelo aparelho suspensor, com a atuação conjunta das ações permanente e variável, foram obtidos os seguintes esforços referentes a um dos lados da suspensão (constituído por dois cabos):

- empuxo máximo nos cabos: 55 000 daN
- tração máxima nos cabos: 65 000 daN
- compressão máxima em cada torre: 70 000 daN
- tração máxima nos pendurais: 2800 daN

Para a determinação dos esforços nas vigas de rigidez treliçadas foi utilizada a teoria elástica Gravina (1946) *apud* Calil Junior *et al*. (1993). As envoltórias dos momentos fletores e esforços cortantes máximos são apresentados respectivamente nas Figuras 4a e4b. Os momentos máximos ocorrem aproximadamente na seção transversal situada a um quarto do vão e o cortante máximo nos apoios.



a b

Figura 4 Envoltórias dos esforços na viga de rigidez do projeto da estrutura da Passarela Pênsil de Piracicaba: a) momento fletor (M); b) cortante (V) (Fonte: Calil Junior; Rocco Lahr; Dias, 1993)

4 Metodologia de inspeção e técnicas de reabilitação

4.1 Trabalhos com pesquisas em campo: visitas técnicas *in loco*

Com intuito de restaurar a Passarela Pênsil de Piracicaba a Prefeitura Municipal de Piracicaba-SP, Brasil, solicitou uma avaliação da estrutura, a fim de identificar e avaliar as manifestações patológicas presentes e indicar procedimentos de manutenção e técnicas de reabilitação adequada para a restauração da mesma (Calil Junior *et al.*, 2011). Na primeira visita técnica realizada em 12 de dezembro de 2011, iniciaram-se os levantamentos das dimensões *in loco*, e as inspeções com auxílio de técnicas não destrutivas (NDT) e registros de centenas de fotos digitais de alta resolução, para avaliação das manifestações patológicas nos elementos estruturais de *Eucalyptus citriodora* e nas tábuas de *Eucalyptus tereticornis* que compunham o sistema do tabuleiro [(Dussarrat Brito & Calil Junior, 2012); (Dussarrat Brito & Calil Junior 2013)a]. Na primeira fase de levantamento da inspeção, a fim de propor uma metodologia facilitadora e precisa para a identificação dos elementos estruturais de madeira durante as inspeções periódicas em visitas técnicas posteriores, citado inicialmente em Calil Junior *et al.* (2011), Dussarrat Brito (2014) elaborou esquemas de desenhos com suas respectivas siglas e nomenclaturas (Figuras 5 e 6), conforme verificações das dimensões conferidas *in loco*.

Em geral, os pontos mais críticos em pontes de madeira, com potencial de risco de biodeterioração, ocorrem nas interfaces viga-tabuleiro e em pontos de ligações, onde são suscetíveis à retenção de umidade na madeira [(Calil Junior *et al.* 2006); (Calil Junior & Dussarrat Brito, 2010); (Brito, 2014); (Dussarrat Brito & Calil Junior, 2015); (Dussarrat Brito & Calil Junior, 2017)]. O risco a biodeterioração fica ainda mais iminente quando as tábuas do tabuleiro são fixadas com pregos ou parafusos que penetram na região superior da seção das vigas transversinas e longarinas. Durante as inspeções visuais detalhadas de Nível 2, realizadas *in loco* nas avaliações para reabilitação de elementos estruturais de *Eucalyptus citriodora*, foram detectados elevados níveis de biodeteriorações nas vigas transversinas superiores TS com características visuais de ataque por fungos apodrecedores, mais precisamente, nessas tais zonas de fixação das peças dos tabuleiros, sendo ainda mais expressivos nos elementos estruturais no denominado Módulo m13 desta estrutura (Dussarrat Brito, 2014), conforme pode ser observado nas fotos digitais apresentadas na Figura 7.

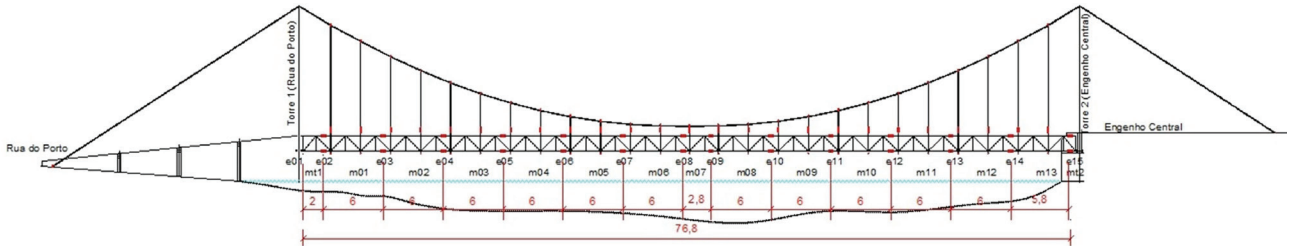
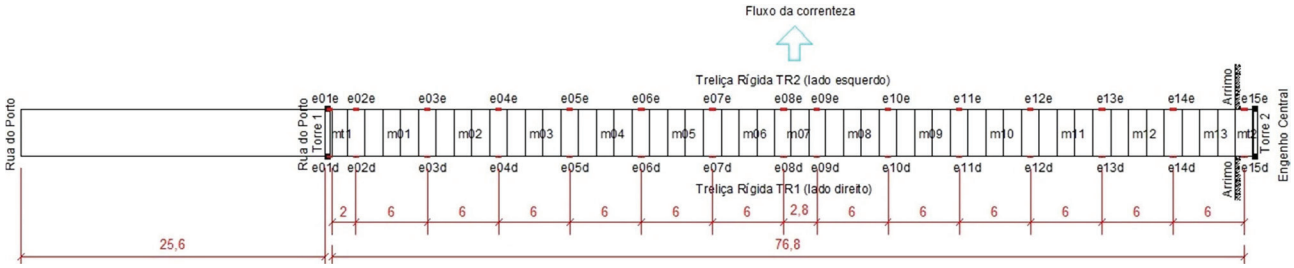


Figura 5 Esquema unifilar em elevação da passarela pênsil: numeração dos módulos [mXX] e posição das numerações das ligações das emendas [eXX] dos módulos (Fonte: Dussarrat Brito, 2014)



Legenda:
[mt1] módulo na torre 1
[mt2] módulo na torre 2
[mXX] numeração dos módulos
[eXX] numeração das ligações de emendas entre os módulos
[eXXe] numeração das ligações de emendas entre os módulos da TR2
[eXXd] numeração das ligações de emendas entre os módulos da TR1

Figura 6 Esquema unifilar em planta da passarela pênsil: posição das vigas de rigidez treliçadas, numeração dos módulos [mXX] e numeração das ligações das emendas [eXX] dos módulos (Fonte: Dussarrat Brito, 2014)

a b

Figura 7 Biodeteriorações com características visuais de fungos apodrecedores, na região superior da seção das vigas transversinas superiores (TS) do módulo m13, em regiões de fixação das tábuas do tabuleiro. Foto: Dussarrat Brito (Inspeção *in loco* em 09/08/2013)

4.2 Ensaios experimentais e avaliações realizados no LaMEM

Diante da necessidade de reabilitar diversos elementos estruturais de madeira da Passarela Pênsil de Piracicaba, foram estudadas as propostas de técnicas de reabilitação das peças biodeterioradas. Como se tratava de peças estruturais de madeira com dimensões reais, os trabalhos experimentais para validação das propostas de técnicas de reabilitação das peças de madeira com cobrejuntas justapostas de *Eucalyptus citriodora* foram realizados com ensaios no pórtico do LaMEM, em função do esquema de distribuição de cargas da ASTM D 198-08 *Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes* (Figura 8). Para a determinação de valores de MOE os cálculos foram realizados pela equação da Teoria Clássica da Resistência dos Materiais (Equação 1):

$$E = \frac{23 \cdot P \cdot a^3}{48 \cdot f \cdot I} \qquad (1)$$

onde:
E Módulo de elasticidade
P Carga concentrada total aplicada
a Representa 1/3 do vão livre (L)
f Flecha
I Momento de inércia da seção na posição do eixo em análise

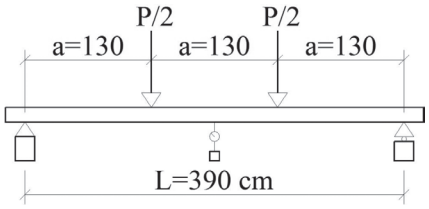


Figura 8 Esquema estático para ensaios de flexão de peças estruturais reais (Fonte: Dussarrat Brito, 2014)

Como metodologia, os trabalhos experimentais foram realizados nas seguintes etapas:

- avaliações visuais e experimentais de 8 vigas transversinas superiores (TS1; TS2; TS3; TS4; TS5; TS6; TS7; TS8) de *Eucalyptus citriodora* originais da Passarela Pênsil de Piracicaba, parcialmente biodeterioradas na região superior (zona de compressão de vigas);
- estimativas dos valores do MOE e do MOR na avaliação de 6 peças diagonais de contraventamento (D1; D2; D3; D4; D5; D6) de *Eucalyptus citriodora*, superficialmente biodeterioradas, originais da Passarela Pênsil de Piracicaba, e correlações com o valor médio da densidade de madeira de *Eucalyptus citriodora* da Tabela E1 da ABNT NBR 7190:1997;
- caracterização de tábuas estruturais de madeira de *Eucalyptus citriodora* para avaliação da proposta da técnica de reabilitação na utilização como *cobrejuntas justapostas*.

Para aplicações nos estudos originais das propostas de técnicas de reabilitação dos elementos estruturais de madeira, as verificações foram baseadas pelas informações históricas, assim como os detalhes do projeto estrutural original da passarela apresentados em Calil Jr. *et al.* (1993).

Diante das características visuais de biodeterioração por fungos apodrecedores, detectadas nas Transversinas Superiores (TS) observadas *in loco*, foram submetidas para o LaMEM 8 peças estruturais originais da passarela, onde foram realizados os ensaios experimentais de flexão estática pelo esquema de distribuição de cargas da ASTM D 198-08, para avaliações no comportamento real destas vigas transversinas superiores (TS1; TS2; TS3; TS4, TS5; TS6; TS7; TS8), parcialmente biodeterioradas na região superior (zona de compressão de vigas), ainda sem o emprego de técnicas de reabilitação, e avaliação dos *Modos de Ruptura* nas transversinas TS5; TS6; TS7; TS8. As dimensões medianas efetivas das vigas transversinas (TS) originais eram aproximadamente de 5,5 cm de largura por 15 cm de altura, e 430 cm de comprimento. No entanto, conforme já comentado, estas vigas apresentavam alto nível de biodeterioração, principalmente na região superior, logo acima da linha neutra, tendo--se como origem nas regiões pontuais onde eram fixadas as peças do tabuleiro, cujas regiões são propensas as infiltrações, retenção de água e concentração de umidade. A título de exemplificação, os *Modos de Ruptura* nas transversinas biodeterioradas TS7 e TS8 estão apresentados de maneira pormenorizada na Figura 9, onde, em tese, foram notáveis as separações longitudinais, paralelas às fibras da região de madeira sã da região biodeteriorada. Além disto, destaca-se ainda que as rupturas nas TS5; TS6; TS7 biodeterioradas ocorreram com *Modo de Ruptura Brusca (Frágil)*, sem aviso inicial na viga, demonstrando-se a título de exemplificação a forma da ruptura na TS7 ilustrada nas fotos das Figuras 9a e 9b. No entanto, a arte de avaliar peças de madeira biodeterioradas não é tarefa fácil. Em função de as dimensões das peças estruturais originais altamente biodeterioradas apresentarem grandes variações nas alturas "h" ao longo das seções transversais, inclusive com cavidades em formas irregulares internamente às peças, além de fendas longitudinais expressivas, e cavidades, é impraticável determinar o valor exato tanto do MOE quanto do MOR. Para isso, foi imprescindível analisar graficamente os resultados experimentais pela relação Força × Flecha, conforme indicado na Figura 10.

No nível de carregamento equivalente a relação L/300, correspondente à flecha aproximada de 13 mm no estudo, obteve-se a coerência como resultado correlacionado ao nível de biodeterioração nessas peças, conforme foi estimado pela *Técnica de Inspeção Visual Detalhada*, com mapeamento de imagens digitais assistidas via computador e validada também graficamente pela análise com o uso do Resistograph®, apresentado em Dussarrat Brito & Calil Junior (2013b) e publicado em Dussarrat Brito (2014). Por essa razão, a escolha das nomenclaturas das 8 vigas transversinas de madeira retiradas do módulo m13 da Passarela foi definida propositalmente em ordem crescente (TS1; TS2; TS3; TS4; TS5; TS6; TS7; TS8), em função do nível de biodeterioração das peças previamente avaliadas visualmente e qualitativamente. A Figura 10 demonstra os diagramas com os resultados do comportamento das vigas TS1, TS2, TS3 e TS4 parcialmente biodeterioradas na região superior, ainda *sem o emprego de técnica de reabilitação*, válido para os ensaios estáticos de flexão.

Figura 9 Ensaios estáticos de flexão de vigas transversinas parcialmente biodeterioradas na região superior de compressão. Destaca-se que foram notáveis à separação longitudinal, paralela às fibras da região de madeira sã da região da madeira biodeteriorada: a) modo de ruptura brusca (sem aviso) na TS7 (visão detalhada em b); c) modo de ruptura por cisalhamento na TS8 (visão detalhada em d). Fotos: Dussarrat Brito (2014)

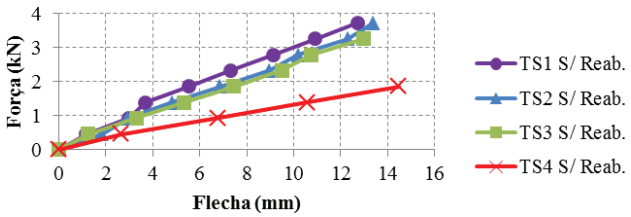


Figura 10 Resultados experimentais dos ensaios estáticos de flexão: comportamento das vigas transversinas de madeira parciamente biodeterioradas na região superior, ainda sem o emprego de técnica de reabilitação, válido para os ensaios de flexão estática (Fonte: Dussarrat Brito, 2014)

Para avaliação do comportamento e estimativas do MOE e do MOR foram realizados ensaios estáticos de flexão também em 6 peças de diagonais de contraventamento (D1, D2, D3, D4, D5, D6), de *Eucalyptus citriodora* superficialmente biodeterioradas, originais da estrutura da passarela. Os modos de ruptura dessas peças ensaiadas à flexão estão demonstrados de maneira pormenorizada nas fotos ilustradas na Figura 11.

Nos ensaios experimentais de flexão estática em peças estruturais de madeira de *Eucalyptus citriodora* da estrutura da passarela, para a determinação dos valores estimados do MOE e do MOR foi respeitada a relação L/300, que para o L de 180 cm corresponde a aproximadamente 0,6 cm, para a determinação do valor limite permissível para a deformação elástica máxima de cada viga. A

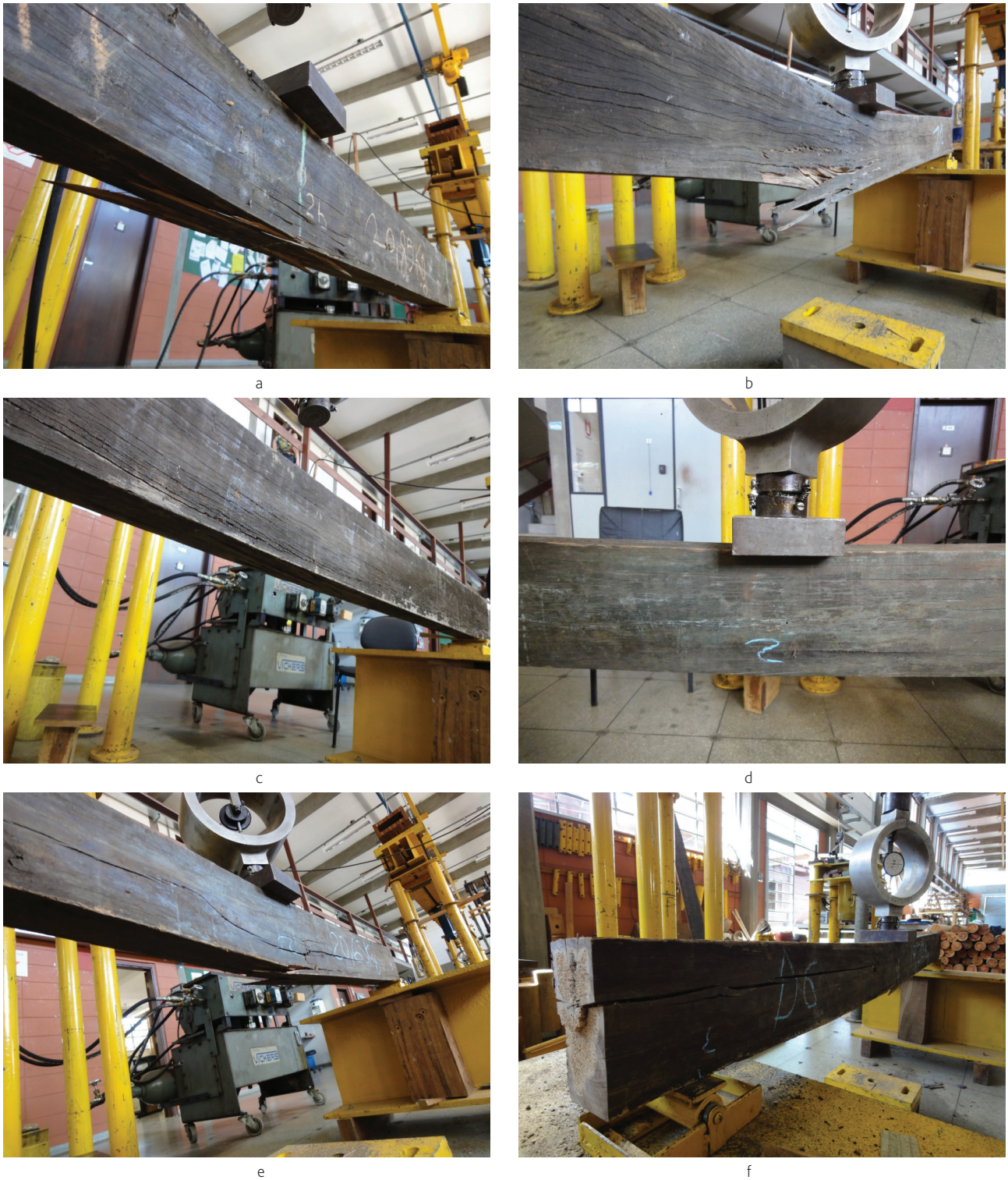


Figura 11 Resultado dos ensaios experimentais indicando-se os modos de ruptura nas peças estruturais ensaiadas à flexão: a) D1; b) D2; c) D3; d) D4; e) D5; f) D6. Fotos: Dussarrat Brito (2014)

Figura 12 demonstra os diagramas com os resultados experimentais do comportamento dessas peças estruturais da passarela, válidos para os ensaios estáticos de flexão.

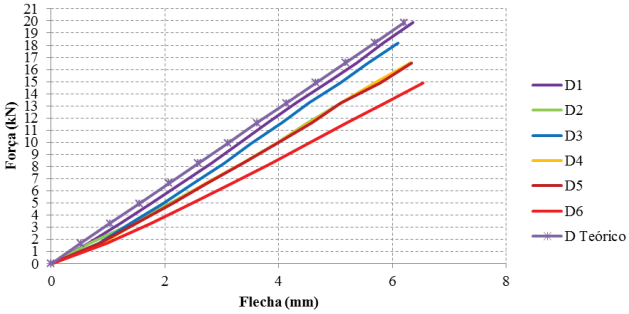
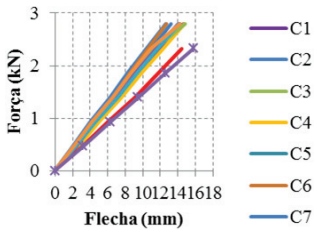


Figura 12 Resultados dos ensaios experimentais de flexão estática: comportamento das peças de diagonais de contraventamento (D1, D2, D3, D4, D5, D6) de *Eucalyptus citriodora*, superficialmente biodeterioradas, avaliadas para estimativa dos valores do MOE e do MOR, das peças originais da estrutura da Passarela Pênsil de Piracicaba (Fonte: Dussarrat Brito, 2014)

Por fim, destaca-se que a metodologia proposta consistiu na aplicação de técnicas de reabilitações com cobrejuntas justapostas com peças estruturais comerciais de dimensões 3 cm × 15 cm de *Eucalyptus citriodora*, fixadas paralelamente aos elementos estruturais que foram previamente identificados com manifestações patológicas durante as inspeções. Para a caracterização do MOE das peças a serem utilizadas como cobrejuntas justapostas (CJ), foram realizados ensaios estáticos de flexão não destrutivos (END) em 12 peças estruturais novas de *Eucalyptus citriodora*, tratadas com CCA sob vácuo-pressão em autoclave, com dimensões médias aproximadas de 3 cm de espessura, 15 cm de altura e 438 cm de comprimento, compatibilizando-as com o comprimento das transversinas. A foto na Figura 13a ilustra a metodologia não destrutiva (END), dos ensaios experimentais estáticos de flexão de viga de madeira, em tamanho estrutural real, conforme a distribuição de cargas da ASTM D 198-08, para caracterização das peças de cobrejuntas de *Eucalyptus citriodora*.

Vale destacar que na realização dos ensaios experimentais, para a determinação dos valores de MOE, foi respeitada à relação L/300, admitindo-se como padronização do L em 390 cm, no intuito de determinação do valor limite permissível para a deformação elástica máxima de cada viga, que corresponde a aproximadamente 1,3 cm. Assim, na Figura 13b estão demonstrados graficamente os resultados experimentais do comportamento dessas peças, na relação Força x Flecha para caracterização das cobrejuntas novas de madeira de *Eucalyptus citriodora*.

a



b

Figura 13 Caracterização das peças novas de madeira de *Eucalyptus citriodora* para utilização como cobrejuntas justapostas, na técnica de reabilitação proposta: a) visão geral do esquema dos ensaios experimentais não destrutivos na hipótese de flexão estática. Foto: Dussarrat Brito; b) diagrama relação Força × Flecha: comportamento das peças de madeira de *Eucalyptus citriodora*, caracterizadas para utilização na técnica de reabilitação como cobrejuntas justapostas, validadas pelos resultados dos ensaios experimentais de flexão estática (Fonte: Dussarrat Brito, 2014)

4.3 Metodologia e técnicas de reabilitação de elementos estruturais de madeira

Diante dos resultados experimentais realizados e da metodologia proposta, a título de ilustração nas Figuras 14 a 16 são demonstradas em tese as principais soluções empregadas em técnicas de reabilitação de elementos estruturais da Passarela Pênsil de Piracicaba, na restauração global de toda estrutura, realizada com sucesso entre agosto de 2013 e junho de 2014.

a b

Figura 14 Técnicas de reabilitação de elementos estruturais de *Eucalyptus citriodora* da Passarela Pênsil de Piracicaba para os casos com biodeteriorações menos intensas em peças de montantes (M), vigas transversinas inferiores (TI), Banzo Inferior (BI), Banzo Superior (BS) foi utilizada a técnica de reabilitação com fixação de cobrejuntas justapostas, com peças novas de 3 cm × 16 cm, de *Eucalyptus citriodora* tratado com CCA (Fonte: Dussarrat Brito, 2014)

a b

Figura 15 Técnicas de reabilitação de elementos estruturais de *Eucalyptus citriodora* da Passarela Pênsil de Piracicaba para os casos severos, com alto nível de biodeterioração em peças de vigas transversinas superiores (TS), diagonais de contraventamento (C) e montantes (M): optou-se pela técnica de substituição por peças novas de 6 cm × 16 cm, de *Eucalyptus citriodora* tratado com CCA, com propriedades físicas semelhantes a recomendadas no projeto estrutural, a fim de preservar as características originais na intervenção (Fonte: Dussarrat Brito, 2014)

Pensando-se em durabilidade no prolongamento de vida útil da estrutura, como solução em reabilitação do sistema de tabuleiro da passarela, definiu-se pela substituição de todas às peças biodeterioradas de *Eucalyptus tereticornis*, pela troca por novas peças pinus com espessura de 4 cm, classificadas dentro da classe de resistência C30 da ABNT NBR 7190:1997 (em vigor), justapostas em duas camadas cruzadas em "X", totalizando-se numa espessura aproximada do tabuleiro em 8 cm, vinculadas através da fixação de parafusos autoatarraxantes nas ligações junto às transversinas superiores (TS) e às peças dos banzos superiores em ambas as treliças principais do sistema, conforme especificações recomendadas no projeto de reabilitação realizado no LaMEM. Vale destacar que este sistema de tabuleiro constituído por duas camadas de tábuas cruzadas contraventadas em "X", tem a função principal de garantir a eficiência da rigidez global do conjunto no sistema de contraventamento lateral da estrutura de madeira original da Passarela Pênsil de Piracicaba.

a b

Figura 16 Técnicas de reabilitação do tabuleiro da Passarela Pênsil de Piracicaba: substituição de todas as peças *Eucalyptus tereticornis* biodeterioradas, por peças classificadas pinus C30 com espessura de 4 cm em duas camadas totalizando 8 cm de espessura, com sistema cruzado em X (Fonte: Dussarrat Brito, 2014).

5 Considerações finais

Quanto aos trabalhos e pesquisas realizadas em campo, conclui-se que em inspeções para avaliações de elementos estruturais de madeira, a metodologia da técnica de inspeção visual detalhada, realizada por inspetores especialistas na área de estruturas de madeira, tem-se demonstrado muito eficiente para a detecção de anomalias visíveis, a fim de diagnosticar manifestações patológicas, para se estimar o dano na madeira causado por agentes abióticos, como fendas, rachas, flechas; e por agentes bióticos, como brocas, cupins e fungos apodrecedores da madeira. Esta metodologia quando bem aplicada e associada ao mínimo de equipamentos manuais, como utilização de ferramentas pontiagudas para testes de puncionamento, testes de picoteamento e martelo para testes à percussão, além das sondagens qualitativas internas na madeira com o uso do Resistograph®, pode contribuir significativamente na eficiência das avaliações realizadas *in loco*.

Diante dos estudos realizados em trabalhos no laboratório LaMEM, os resultados experimentais das peças de madeira submetidas a ensaios estáticos de flexão pura, conforme a distribuição de cargas da ASTM D 198-08, se demonstraram satisfatórios na avaliação de peças de madeira de *Eucalyptus citriodora*, indicadas nas propostas de técnicas de reabilitações para as intervenções na restauração da Passarela Pênsil de Piracicaba, Brasil.

Diante do contexto, este foi um dos trabalhos de fundamental importância em pesquisas e estudos sistêmicos sobre metodologia de inspeção e técnicas reabilitação em estruturas de madeira de grande porte, realizados entre dezembro de 2011 e junho de 2014, junto ao Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), na Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), da Universidade de São Paulo (USP).

Agradecimentos

À Comissão de Pesquisa (CPq) no programa de Pós-Doutoramento no Departamento de Engenharia de Estruturas e no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, e ao CNPq pela bolsa de Doutorado e pelo apoio financeiro para realização dos trabalhos experimentais e das pesquisas de levantamento em campo, realizados na época.

Referências

[1] Cóias, V. – "Qualificação dos profissionais e das empresas para a qualidade na reabilitação de estruturas de madeira". *CIMAD 11 – 1.º Congresso Ibero-Latino Americano da Madeira na Construção*. Coimbra, Portugal (2011).

[2] Dussarrat Brito, L. – *Patologia em estruturas de madeira: metodologia de inspeção e técnicas de reabilitação*. Tese (Doutorado), Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2014.

[3] Calil Junior, C.; Rocco Lahr, F.; Dias, A. A. – "Passarela pênsil com vigas principais de madeira". In: *I EREMEM*, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1993.

[4] Calil Junior, C.; Dias, A. A.; Rocco Lahr, F. A. – "A Maior Passarela Pênsil de Madeira do Hemisfério Sul". *Revista Téchne*. Editora PINI/ apoio IPT. São Paulo, Brasil, 1998.

[5] Calil Junior, C.; Dussarrat Brito, L.; Calil Neto, C.; Icimoto, F.; Pigozzo, J. C. – Relatório Técnico: Vistoria na Estrutura da Passarela Pênsil de Piracicaba pela Técnica de Inspeção Visual. USP/EESC/SET/LaMEM. São Carlos, SP, Brasil, 2011.

[6] Dussarrat Brito, L.; Calil Junior, C. – "Evaluation by visual inspection technique of the "Pedestrian Suspension Bridge at Piracicaba", Brazil". In: *ICDS12 International Conference Durable Structures: From Construction to rehabilitation*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC. Lisboa, 2012.

[7] Dussarrat Brito, L.; Calil Junior, C. – "Manifestações patológicas em função da ausência de manutenções preventivas na estrutura de madeira da "Passarela Pênsil de Piracicaba", Brasil". In: *IX International Congress on Pathology and Recovery Structures*. João Pessoa, 2013a.

[8] Calil Junior, C. *et al*. – *Manual de projeto e construção de pontes de madeira*. ISBN: 85-98156-19-1. Suprema, São Carlos, Brasil, 2006. Free download academic e-book: <http://www.set.eesc.usp.br/ portal/pt/livros/361-manual-de-projeto-e-construcao-de-pontes-de-madeira>.

[9] Calil Junior, C.; Dussarrat Brito, L. – *Manual de projeto e construção de estruturas com peças roliças de madeira de reflorestamento*. ISBN: 978-85-8023-000-0. Departamento de Engenharia de Estruturas, Editora EESC/USP. São Carlos, Brasil, 2010 Free download academic e-book: <http://www.set.eesc.usp.br/portal/pt/livros/371-manual-de-projeto-e-construcao-de-estruturas-com-pecas-rolicas-de-madeira-de-reflorestamento>.

[10] Dussarrat Brito, L.; Calil Junior, C. – Chapter: "Inspection and Rehabilitation of Timber Structural Elements". In: Calil Junior, C. et al. *Manual of Design and Construction of Timber Bridges*, p. 117-131. 1ed. Saarbrücker: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2015.

[11] ASTM D 198-08 – Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes. Pennsylvania, United States, 2008.

[12] ABNT NBR 7190:1997 – Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1997.

[13] ABNT/CB-02 revisão ABNT NBR 7190 novembro: 2013 – Projetos de estruturas de madeira.

[14] Dussarrat Brito, L.; Calil Junior, C. – "Uso do Resistograph® IML-RESI-F500-S em inspeções NDT para avaliações internas de elementos estruturais de madeira". In: *IX CINPAR*. João Pessoa, 2013b.

[15] Dussarrat Brito, L.; Calil Junior, C. – "Methodology and rehabilitation techniques timber structural members of the "Piracicaba suspension footbridge". In: CLEM+CIMAD 2017, *II Congreso Latinoamericano de Estructuras de Madeira* e *II Congreso Ibero-Latinoamericano de la Madeira en la Construcción*. Junín, Buenos Aires, Argentina, 2017.

Recent developments in timber-concrete composite

Resultados recentes sobre estruturas mistas madeira-betão

K. Holschemacher
H. Kieslich

Abstract

Timber-concrete composite (TCC) is increasingly applied for strengthening of existing timber beam ceilings in construction practice. Also, for construction of new buildings some interesting TCC systems have been developed in the last years.

The paper is focused on recent research results on TCC gained at HTWK Leipzig / Germany. Especially, the structural performance of shear connectors and the application of high performance concrete layers in TCC systems are presented in detail. By the application of fibre reinforced light-weight concrete with self-compacting fresh concrete properties the load bearing behavior of TCC slabs could be improved essentially. Furthermore, it is possible to decrease the depth of the concrete slab in the TCC system. This fact leads to a considerable reduction of the dead load of TCC slabs and is of essential importance for strengthening of existing structures.

Finally, some practical applications of TCC are reported.

Resumo

As estruturas mistas madeira-betão têm tido uma utilização crescente no reforço de vigamentos de madeira existentes. Também no âmbito da construção nova têm sido usadas nos últimos anos soluções interessantes com recurso a estruturas mistas.

Este artigo apresenta resultados recentes de investigação levada a cabo na HTWK Leipzig / Alemanha sobre estruturas mistas madeira--betão, detalhando em especial o comportamento estrutural dos ligadores e a aplicação de camadas de betão de elevado desempenho.

Através da aplicação de betão de agregados leves reforçado com fibras de aço auto compactável, a capacidade resistente de lajes mistas pode ser substancialmente melhorada. Além disso, é possível reduzir a altura da camada de betão incorporada no sistema misto. Este facto conduz a uma redução considerável do peso próprio de lajes mistas madeira-betão e tem consequentemente uma grande importância no caso do reforço de estruturas existentes.

Finalmente, são referidas algumas aplicações práticas de estruturas mistas madeira betão.

Keywords: Timber-concrete composite / Shear connector / Structural behavior / / High performance concrete / Strengthening and repair / Practical applications

Palavras chave: Estruturas mistas madeira-betão / Ligadores / Comportamento estrutural / Betão de alto desempenho / Reforço e reparação / / Aplicações práticas

K. Holschemacher

Prof. Dr.-Ing., HTWK Leipzig
University of Applied Sciences
Structural Concrete Institute
Germany
klaus.holschemacher@htwk-leipzig.de

H. Kieslich

M.Sc., HTWK Leipzig
University of Applied Sciences
Structural Concrete Institute
Germany
hubertus.kieslich@htwk-leipzig.de

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

HOLSCHEMACHER, K. – Recent developments in timber-concrete composite. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 101-106.

1 Introduction

Timber-concrete composite (TCC) is a well-established technique for strengthening of existing timber beam ceilings and for construction of floors in new buildings. Basically, TCC consists of timber beams that are connected with a concrete slab by shear connectors, Figure 1. Other possible applications of TCC are wall constructions that are not the topic of this paper.

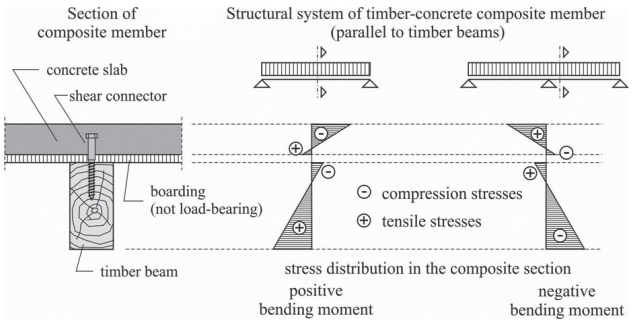


Figure 1 Timber-concrete composite members in case of strengthening of existing timber beam ceilings

The shear connectors ensure the interaction of timber beams and concrete slab in the composite member. Usually, sheer connectors cause a flexible, but not a rigid bond between the timber and the concrete part of the composite section. Therefore, besides the depth of concrete slab and concrete strength class the stiffness and the ultimate load of shear connectors are of essential importance for the load-bearing behavior of TCC constructions, Figure 2.

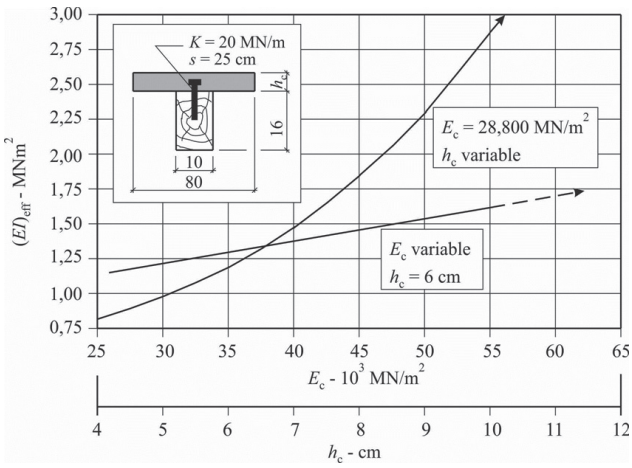


Figure 2 Influence of concrete slab depth and modulus of elasticity on stiffness of TCC systems, calculation according to Eurocode 5 [1]

First applications of TCC trace back to the lack of resources in the early 20th century. It has been recognized that concrete is a valuable construction material for bearing compressive forces. Other advantages of concrete in comparison to other often-applied construction materials are the good fire resistance and durability.

However, in flexural concrete members the tensile zone of the cross section has to be strengthened by materials with high tensile strength. Besides steel – leading to reinforced concrete – timber is a good material for this purpose. So, application of TCC leads to structural systems with advantageous load bearing capacity and low dead load at reasonable costs.

Beside the mentioned advantages TCC owns also some disadvantages. One of those is the fact that there are no normative rules for the design of TCC. Of course, TCC members can be designed according to codes for timber structures, e.g. Eurocode 5 [1]. But there is no information about characteristic or design values of stiffness and ultimate load of shear connectors available in the codes. This circumstance is the main obstacle for application of TCC in practice. Hence, in Germany TCC is mainly limited to strengthening of existing timber beam ceilings. For this purpose it is a very economic technology because the boarding can stay in place whereas for other strengthening techniques the boarding has to be removed [2], [3]. Application of TCC in new construction is limited to few special new buildings.

Nowadays, the main research in TCC is focused on the development of high-effective shear connectors, the load-bearing behavior of TCC members and some special structural-physical topics. In the following some results of the TCC research projects performed at HTWK Leipzig are presented.

2 Application of steel fibre reinforced concrete in TCC

Basically, the concrete slab in TCC has to bear stresses caused by shear forces and bending moments in parallel direction to the timber beams, Figure 1. Besides this, there are secondary stresses in the slab caused by the following facts [5]:

- There is a spreading of load in the concrete slab starting from shear connectors.
- Loads acting between the timber beams cause shear forces and bending moments in the concrete slab in rectangular direction to the timber beams. In case of larger single loads there is a significant lateral load distribution bearing more than only one timber beam.
- There are restraints caused by shrinkage of timber and concrete.
- The concrete slab is part of the embracing system.

So, it is not useful to apply plain concrete in TCC. There is a need for reinforcing the concrete slab. If an ordinary mesh reinforcement is used the resulting minimum depth of the concrete slab is 8 cm at least because of the fact that a concrete cover for reinforcement is needed at top and buttom side of the section. An alternative is the application of fibre reinforced concrete using steel or polymeric fibres. Then, there is no need for a concrete cover and the depth of the concrete slab can be reduced to the statically appropriate value of few centimeters, Figure 3. Another effect is the better load-bearing behavior of shear connectors when steel fibre reinforced concrete is applied; see Chapter 3, Figure 6.

A further improvement can be achieved if steel fibre reinforced lightweight concrete (SFRLWC) is used in TCC, especially when strengthening existing timber beam ceilings [6]. Caused by the lower material density the increase of the dead load of construction by adding the concrete slab at the top of the timber beams is reduced. This is also a valuable effect for other members that are loaded by TCC slabs, e.g. walls and foundations. However, if SFRLWC has to pump at site some special considerations are necessary [7].

The application of SFRLWC with self-compacting properties makes the casting process much more easy. However, there is only little experience with this material in construction practice.

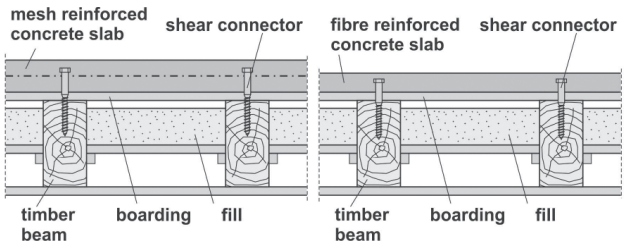


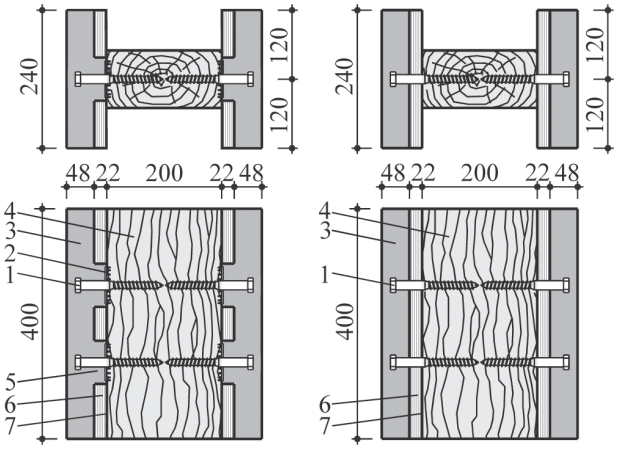
Figure 3 Strengthening of existing timber beam ceilings with TCC; left: application of a mesh reinforced concrete slab, right: application of steel fibre reinforced concrete

3 Development of shear connectors for TCC

Ultimate load and stiffness of shear connectors influence essentially the load-bearing behavior of the complete TCC system. Besides, shear connectors should be easy to assemble and must not be too expansive to give them a chance in construction practice. Therefore, many investigations have addressed the development of suitable shear connectors.

For this reason numerous push-out tests were carried out at HTWK Leipzig. The geometry of used push-out specimens is presented in Figure 4. The concrete used for the specimen was classified in the concrete class C20/25 according EC2; the timber beams exhibit an average compressive strength in grain direction of 51 MPa, an average bending strength of 62 MPa and a Youngs-Modulus of 12 300 MPa. All specimens were loaded in a servo-hydraulic testing machine, whereby the loading regime was implemented according to DIN EN 26891 [4]. At first the load was increased force-controlled with a loading rate of 20% of the estimated maximum load per minute until 70% of the maximum value, Figure 5. Within this loading regime the force was kept constant for 30 seconds at 40% of the estimated maximum load. After that the further loading was applied path-controlled until failure of the specimen or a displacement of 15 mm.

The experiments showed that a combination of notch with screw is an economic and technical advantageous solution. When applying steel-fibre reinforced concrete a further improvement of the load-bearing behavior of the connectors is achievable, Figure 6.



1 Wood Screw 16/160 mm
2 Single Sided Timber Connector Plates Type D
3 SFRC Slab
4 Timber Beam
5 Concrete Key
6 Sheet of Plywood
7 PE-Film

Figure 4 Push-out specimen for investigation of the structural behavior of shear connectors

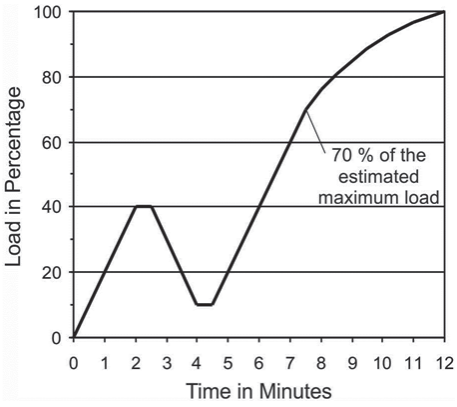


Figure 5 Push-out specimen for experimental investigation of structural behavior of shear connectors

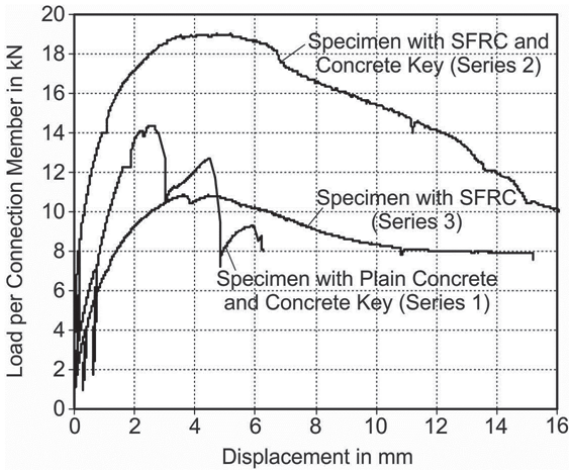


Figure 6 Push-out specimen for experimental investigation of structural behavior of shear connectors

4 Lateral load sharing in TCC-floors

TCC slabs are able to distribute loads along and perpendicular to the axis of the timber beams. A concentrated load applied to one of the composite beams will deflect it due to bending. Because of the stiffness of the concrete slab adjacent beams also deflect although no load is applied to them directly. These beams contribute to the load bearing of the whole system and relieve the loaded beam partly, Figure 7 [8], [9]. The described behavior of distributing loads perpendicular to the span is called lateral or transversal load bearing behavior and investigated at HTWK Leipzig for some years.

For investigation of lateral load bearing behavior some experiments have been carried out accompanied by numerical analysis based on FE-method [10]. Basically, the specimens were single-spanned slabs, spanned in direction of the timber beams, Figure 8. The slabs consisted of three beams (10/20 cm) aligned in one direction and had a distance between each other of 60, 75 or 90 cm. The span of the system was 3.90 m. The load was applied with a constant velocity of 0.1 mm/s in the mid span of the central bar.

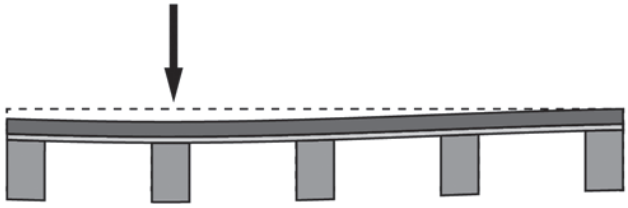


Figure 7 Principle of lateral load sharing in TCC structures

The experimentally determined load-deflections curves of the TCC ceilings were the basis for development and calibration of a FE-model as shown in Figure 9. Details of the FE-model are reported in [11]. The FE-program ATENA was used for the numerical investigations. For all elements the 3D Solid Brick Elements were chosen. The bond between wood and concrete part of the model was realized by a smeared 3D-interface material. The comparison between the

load-displacement curves of the central beam (loaded) at mid span (Figure 10 green curve) and the response of the FE-model (Figure 10 red curve) shows a very good accordance.

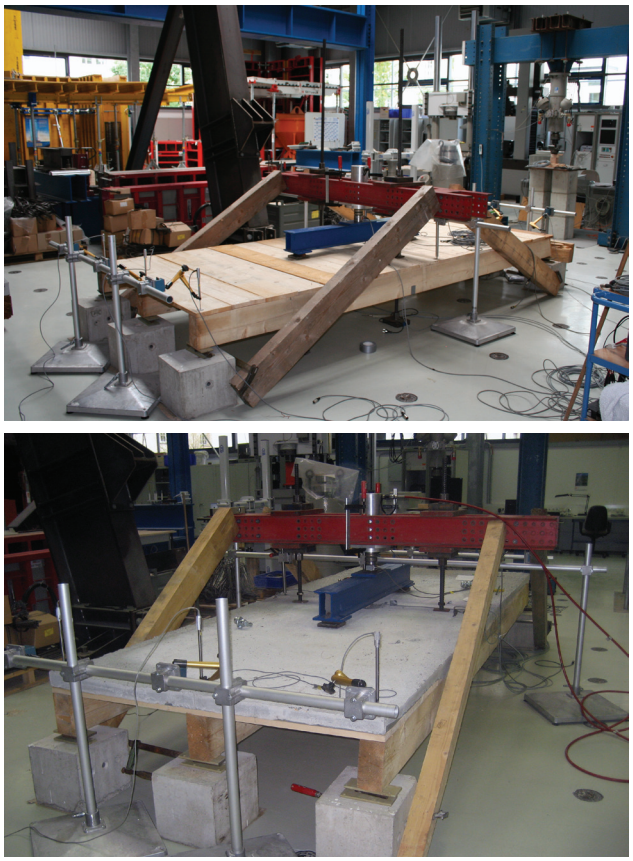


Figure 8 Experimental set-up of tested TCC ceilings

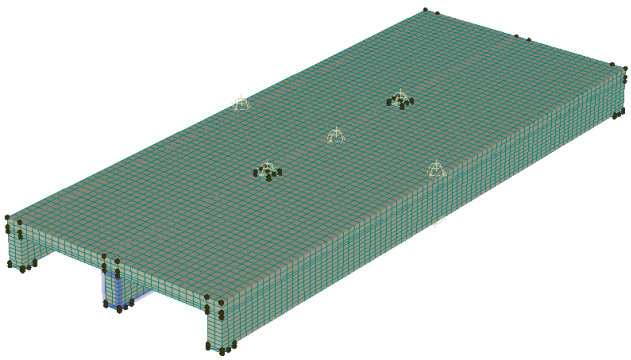


Figure 9 FE-model with timber beams and concrete topping

A parametric study showed that in TCC ceilings with dimensions usually in practice there is an essential load transfer in lateral direction. Even in case of unfavorable boundary conditions the deflection of the loaded beam is only 60% in comparison to a beam without consideration of load transfer. This fact should be considered in the design of TCC ceilings to achieve economical results.

5 Application in practice

TCC is a well-proven technique for strengthening of existing timber beam ceilings. In this way a lot of square meters of timber beam ceilings with to low stiffness already have been successfully revaluated, Figure 11. Especially the application of steel fibre reinforced concrete in TCC has led to a simplification of the construction progress as the otherwise needed mesh reinforcement can be cancelled. This saves a lot of time because the transport of mesh reinforcement, usually 6,00 m in length, to the required place is quite complicated. Very often tight staircases have to be used as way for transport causing many problems.

For the construction of new buildings just few TCC systems were applied. Main reason is the advantage of competing reinforced concrete slabs in lower member height, better sound insulation and fire resistance [12].

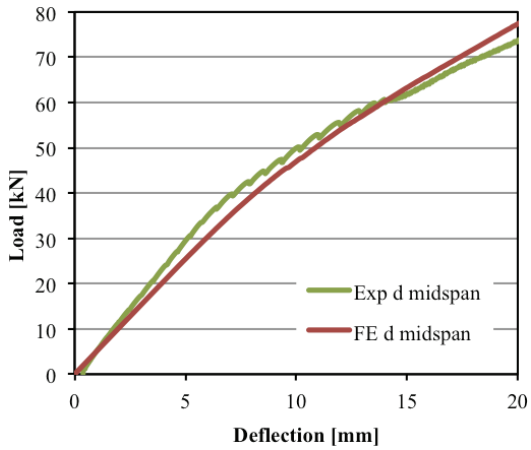


Figure 10 Mid span deflection of the TCC ceiling – comparison of test (green line) and simulation (red line)

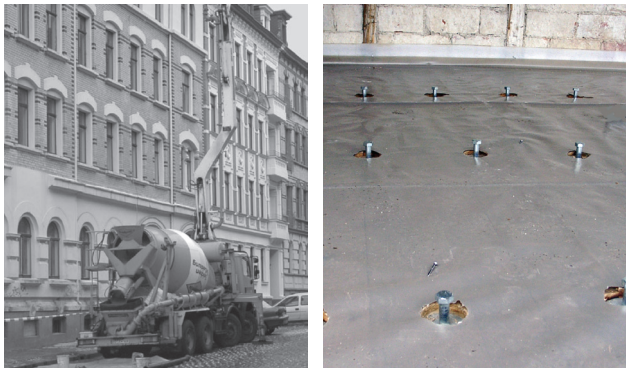


Figure 11 Strengthening of existing timber beam ceilings with TCC; left: typical building with timber beam ceilings, right: arranged ceiling before casting

References

[1] EN 1995-1-1 – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings (2004).

[2] Holschemacher, K.; Kieslich, H. – "Innovative concrete for timber-concrete composite construction", *Proceedings of the 13th International Conference on Structural Faults and Repair*, Edinburgh, UK, 180-81 (2010).

[3] Holschemacher, K.; Kieslich, H. – "Retrofitting of Timber Beam Ceilings with the Timber-Concrete Composite Construction", *Proceedings of the 7th International Conference on Structural Analysis of Historic Constructions*, Shanghai, China, 1095-1100 (2010).

[4] DIN EN 26891 – Timber structures; joints made with mechanical fasteners; general principles for the determination of strength and deformation characteristics (1991).

[5] Holschemacher, K.; Kieslich, H.; Müller, T. – "Considerations regarding the concrete in timber-concrete composite constructions", *Proceedings of the 1st Middle East Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures* (SMAR 2011), Dubai, United Arab Emirates (2011).

[6] Holschemacher, K.; Kieslich, H. – "Application of PVA-fibre reinforced lightweight aggregate concrete for retrofitting of timber beam ceilings", *Proceedings of the 8th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete* (BEFIB 2012), Guimarães, Portugal, 311-312 (2012).

[7] Holschemacher, K.; Kieslich, H. – "Upgrading timber floors by innovative lightweight concrete toppings", *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Analysis of Historic Constructions* (SAHC 2014), Mexico City, Mexico (2014).

[8] Kieslich, H.; Holschemacher, K. – "Lateral Bond Behavior of Timber-Concrete Composite Constructions", *Advanced Materials Research*, Vol. 778, 665-672 (2013) .

[9] Kieslich, H.; Holschemacher, K. – "Load-Sharing Effects in TCC-Constructions – Experiments", *3th International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures* (SHATIS'15), Wroclaw, Poland, 1009-1019 (2015).

[10] Kieslich, H.; Holschemacher, K. – "Load-Sharing Effects in TCC-Constructions – FE-Analysis", *3th International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures* (SHATIS'15), Wroclaw, Poland, 1020-1026 (2015).

[11] Kieslich, H.; Holschemacher, K. – "Transversal load sharing in timber-concrete floors – experimental and numerical investigations", *World Conference on Timber Engineering*, WCTE 2016, Vienna, Austria, 2355-2364 (2016).

[12] Selle, R.; Holschemacher, K.; Heiden, B. – "An alternative approach for hybrid floors made of timber and concrete", *Proceedings of the 10th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Techniques"*, Vilnius, Lithuania, 778-786 (2010).

Infraestruturas de Portugal

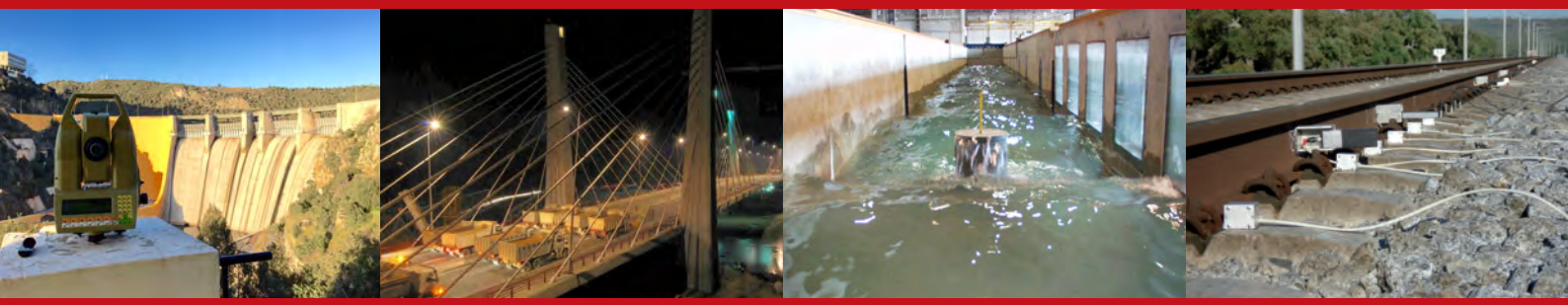
Ligamos destinos

Rodovia e Ferrovia

Juntos encurtamos distâncias

infraestruturasdeportugal.pt

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL



investigação inovação

cooperação divulgação

barragens de betão • estruturas • edifícios • geotecnia • hidráulica e ambiente
materiais • infraestruturas de transportes • instrumentação científica

www.lnec.pt

Av. do Brasil 101 | 1700-066 Lisboa
tel. 21 844 30 00 | lnec@lnec.pt

ASSOCIAÇÃO PORTUGUESA DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

PORTUGUESE GROUP OF IABSE

GUIMARÃES 2019
IABSE SYMPOSIUM

TOWARDS A RESILIENT BUILT ENVIRONMENT RISK AND ASSET MANAGEMENT

IABSE

IABSE Symposium, Guimarães, 27-29 March 2019 | Centro Cultural Vila Flor
Website: www.iabse.org/guimaraes2019 | Email: secretariat@iabse2019.org

O Simpósio tem como objetivo constituir um fórum internacional para o debate sobre assuntos como a sustentabilidade do ambiente construído, a avaliação de risco e a gestão de infraestruturas. Para este efeito, o Simpósio terá os seguintes temas principais:

- Novel Management Tools for the Built Environment
- Lifecycle Quality Control of new and existing Infrastructures
- Advanced Frameworks for a Sustainable Built Environment
- Risk Analysis Procedures, from Theory to Practice
- Future trends in Structural Engineering

O programa técnico compreende cinco palestras proferidas por conferencistas convidados e numerosas sessões paralelas, incluindo um conjunto diversificado de sessões especiais, nomeadamente:

SS 1: Quality Specifications and Performance-based Management of Highway Bridges
SS2: Strengthening of Concrete and Metallic Bridges with FRP and SMA Materials
SS3: FE Model Updating as an Available Tool for Structural Assessment
SS4: SHM informed decision making for a resilient built environment
SS5: Multi-hazard risk assessment and urban resilience
SS6: FRP reinforcement for more durable and resilient infrastructure
SS7: Asset management in rail and road mobility infrastructures
SS8: Bridge management and resilience under dynamic and seismic actions
SS9: Application of risk, reliability and treatment of uncertainties in structural engineering
SS10: Novel issues on bridges and structures management
SS11: Adaptable Structures - what really is serviceability?
SS12: Technical codes on SHM and NDT: bridging the gap between research and applications
SS13: Improved resilience of built environment to earthquake-induced liquefaction disasters
SS14: Masonry arch bridges: the challenge to increase the loads and to extend their life-time
SS15: Why invest in SHM of Civil Engineering infrastructures?
SS16: Building information modelling in structural engineering: methods and case studies

IABSE

International Association for Bridge and Structural Engineering

A International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), com o objetivo contribuir para o progresso da engenharia estrutural, promove anualmente um conjunto de iniciativas, suportada nas suas diversas comissões e grupos de trabalho, que incluem a organização de eventos técnico-científicos e a edição de diversas publicações.

Próximos eventos da IABSE

Tomorrow's Megastructures

www.iabse.org/Nantes2018

September 19-21, 2018

KEYNOTE SPEAKERS

Mega Projects towards Egyptian Construction Renascence
Ibrahim Mahlab, Egypt | CEO, the Arab Contractors Osman Ahmed Osman & Co

The One-Kilometer Tall Jeddah Tower
Robert Sinn, USA | Senior Vice-President of Thornton Tomasetti

Monaco Offshore Extension Project
Régis Adeline, Monaco | General Director, Société An. Monaco Anse du Portier

The Chernobyl Shelter: a Mega-Structure for a Safe Confinement
Denis Etienne, France | Deputy Director, Design office of Bouygues TP

Challenges of Very Long Span Bridges
Michel Virlogeux, France | Consulting Eng. and Designer, Professor at the ENPC

The New Coastal Road on The Reunion Island
Jean-Marc Tanis, France | Consultant for EGIS JMI

2019 IABSE Congress "The Evolving Metropolis"

September 4–6, 2019, New York City

The Evolving Metropolis will address the social and economic needs of the world with sessions on Durable Bridges and Affordable Housing as well as numerous other important issues presented in our world. New York City is a key place on our continent to address the needs of society today concerning the following:

- Designing bridges to last into the next century
- The future of housing the worlds inhabitants at all income levels
- The latest technologies and construction techniques for creating a society that is sustainable and affordable for all
- Innovations in structural engineering to accommodate growth

The organizers invite the world's structural engineering community to share their experiences with their colleagues and friends and have unique open discussions and forums on what the future holds for engineering tomorrow's structures.

Call for Abstracts now open

www.iabse2019.com/

ENCONTRO NACIONAL

BETÃO ESTRUTURAL 2018

7 a 9 Novembro de 2018 · LNEC, Lisboa

PRÉMIO JOVENS MESTRES

O BE2018 pretende contar com uma participação alargada, não só dos atuais, mas também dos futuros técnicos do sector. Assim, os finalistas dos cursos de mestrado em Engenharia Civil que tenham desenvolvido as suas dissertações na área do betão estrutural são incentivados a concorrer ao '**Prémio Jovens Mestres'**. Os melhores trabalhos serão apresentados numa sessão especial do BE2018 e os prémios serão entregues numa cerimónia integrada numa sessão plenária.

DATAS LIMITE

Pré-inscrição dos candidatos: **26 de junho de 2018**

Submissão das candidaturas: **7 de setembro de 2018**

Comunicação dos resultados da avaliação de admissibilidade (Fase 1): **28 de setembro de 2018**

www.be2018.pt

Consulte o **Regulamento** do 'Prémio Jovens Mestres'.

Descarregue a ficha de pré-inscrição **aqui**.

Descarregue a ficha de inscrição **aqui**.

COM O APOIO DE:

SECIL

Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nas quais o Grupo presta patrocínio (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o acesso a uma área reservada no portal do GPBE (www.gpbe.pt) onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da fib - International Federation for Structural Concrete, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registe-se **aqui**.

Quota de sócio individual: € 25,00
Quota de sócio coletivo: € 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.

Sócios Coletivos do GPBE

a2p estudos e projectos

afaconsult

AQUALOGUS Engenharia e Ambiente

ANIPB Associação Nacional dos Industriais de Prefabricação em Betão

ATIC Associação Técnica da Indústria do Cimento

Betar Consultores

Grupo coba

GAPRES Gabinete de Projectos, Engenharia e Serviços, S.A.

Infraestruturas de Portugal

LNEC Laboratório Nacional de Engenharia Civil

newton Consultores de Engenharia

PRETENSA

TEIXEIRA DUARTE

tpf

Na Salvaguarda do Nosso Património

Para além do seu valor histórico e simbólico, um edifício é um conjunto de materiais sabiamente interligados.
Paredes de alvenaria de pedra, gaiolas ou tabiques são exemplos de técnicas complexas, praticamente esquecidas com a construção nova e materiais associados.
É obrigação de todos zelar para que os edifícios que integram o nosso Património continuem a sua vida útil e intervir de modo a manter-lhes a dignidade.
Reabilitá-los é preservar a transmissão de valor.
A **AOF** é uma empresa com mais de 60 anos de existência, sempre ligada à salvaguarda do Património. Soube adaptar-se às novas maneiras de entender a intervenção, apostando fortemente na formação dos seus colaboradores.
A **AOF** possui um grupo técnico alargado e altamente especializado na área de conservação e estauro.

ANTÓNIO CRUZ

PRÉMIO NACIONAL DE REABILITAÇÃO URBANA

PRÉMIO IPRU 2020

EUROPA NOSTRA

AOF
augusto de oliveira ferreira & ca lda

Parque da Boavista / Avenida do Cávado nº160 - 4700-690 Braga / Tel. +351 253 263 614 / www.AOF.pt

Local – Sede Ordem dos Arquitectos Norte – Fotografia de Rui Pereira

CINTEC
INTERNATIONAL LTD

O sistema CINTEC, com uma experiência ímpar na reabilitação do património histórico a nível mundial, é um método versátil de reforço estrutural que pode ser adaptado a cada projeto de reforço e reabilitação estrutural.

- Rápida Instalação
- Testado para durabilidade
- Argamassa especificamente criada para o sistema CINTEC
- Controle da injeção e da expansão da calda graças a manga geotêxtil
- Invisível após instalação
- Eficaz para aplicações de reforço estrutural, ancoragem ao solo, reforço de estruturas em arcos de alvenaria e consolidação de muros e paredes.
- Pegada ecológica reduzida

PRETENSA

PRETENSA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314
4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL
+351 229 416 633 comercial@pretensa.com.pt

A SPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

a) Fomentar, em Portugal, o desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção e Defesa contra os Sismos, promovendo a divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e a organização de reuniões, colóquios e conferências ou outras iniciativas de carácter análogo.

b) Assegurar a representação Portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

INICIATIVAS 2016 - 2018

- Prémio Carlos Sousa Oliveira, destinado a premiar o melhor trabalho na área da Sismologia e Engenharia Sísmica
- Realização do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2018
- Candidatura à organização da 17º Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes
- Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica
- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitetos, ordem dos Engenheiros e LNEC

HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

SER SÓCIO SPES

- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica

SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA

Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa • Portugal
Tel. (+351) 21 844 32 91
spes@lnec.pt
http://spes-sismica.pt/

ISSN 2183-8488

9 772183 848007 30007

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL
tel. (+351) 21 844 30 00 • fax (+351) 21 844 30 11
lnec@lnec.pt www.lnec.pt