

Mendelova univerzita v Brně
Lesnická a dřevařská fakulta
Ústav nauky o dřevě

Mechanická analýza celodřevěných konstrukčních spojů
Disertační práce

Autor: Jaromír Milch
Školitel: Ing. Jan Tippner, Ph.D.

2016

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem práci: „Mechanická analýza celodřevěných konstrukčních spojů“ vypracoval samostatně a veškeré použité prameny a informace uvádím v seznamu použité literatury. Souhlasím, aby moje práce byla zveřejněna v souladu s § 47b zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách ve znění pozdějších předpisu a v souladu s platnou *Směrnicí o zveřejňování vysokoškolských závěrečných prací*.

Jsem si vědom, že se na moji práci vztahuje zákon č. 121/2000 Sb., autorský zákon, a že Mendelova univerzita v Brně má právo na uzavření licenční smlouvy a užití této práce jako školního díla podle § 60 odst. 1 autorského zákona.

Dále se zavazuji, že pře sepsáním licenční smlouvy o využití díla jinou osobou (subjektem) si vyžádám písemné stanovisko univerzity, že předmětná licenční smlouva není v rozporu s oprávněnými zájmy univerzity a zavazuji se uhradit případný příspěvek na úhradu nákladů spojených se vznikem díla, a to až do jejich skutečné výše.

Brno, 27. září 2016

Jaromír Milch

Abstrakt

Milch, J. (2016) Mechanická analýza celodřevěných konstrukčních spojů, Disertační práce, Mendelova univerzita v Brně, 164 s.

Tradiční celodřevěné konstrukční spoje jsou v současnosti hojně vyhledávané při rekonstrukcích historicky cenných objektů. Tyto spoje jsou z pohledu budoucího zachování kulturního dědictví pro další generace nepostradatelné a nenahraditelné. Podtrhují samotný význam dřevěných konstrukcí a staveb, které mají v mnoha případech nevyčíslitelnou historickou, uměleckou ale i finanční hodnotu. Nicméně, tento zvýšený zájem sebou nese řadu problémů a rizik, které je nutné vhodným a včasným způsobem zachytit a eliminovat. Adekvátní nasazení těchto spojů vyžaduje výzkumem podložené postupy, které umožní vhodnou implementaci do stávajících konstrukcí při zachování jejich spolehlivosti a bezpečnosti.

Hlavním cílem předkládané disertační práce bylo přispět k tvorbě adekvátních metodik analyzováním mechanického chování celodřevěných konstrukčních spojů zejména kolíkového typu, které se používají při rekonstrukcích poškozených dřevěných prvků nebo jejich částí. Pro tyto účely byly použity různé metody (modely), založené na kombinaci teoretických, experimentálních a numerických přístupů.

Práci lze rozdělit na a) základní mechanické zkoušky masivního dřeva a b) konečně-prvkové komplexní analýzy celodřevěných spojů a konstrukcí. Základní mechanické zkoušky zahrnovaly tahové, tlakové, ohybové a smykové zkoušky na malých bezvadých těliscích ze dřeva smrku (*Picea abies* L. Karst.), buku (*Fagus sylvatica* L.) a dubu (*Quercus robur* L.). Tyto druhy jsou pro historické, ale i současné evropské stavby klíčové. Odezva tělísek na různé druhy mechanického zatížení byla zaznamenávána pomocí kamer ve stereo konfiguraci (trojrozměrné snímání) za účelem získání plno-polních dat posunutí a poměrných deformací. Tyto výstupy sloužily pro stanovení materiálových charakteristik a jejich verifikaci v rámci sestavených materiálových modelů pro konečně-prvkové (KP) analýzy. Verifikované elasto-plastické materiálové modely byly směrodatnými materiálovými vstupy pro komplexnější KP analýzy pro hodnocení mechanické odezvy spojů a konstrukcí na zatížení. Mimoto byly materiálové charakteristiky využity v rámci teoretických výpočtů mechanických vlastností kolíkových spojů. Numerické analýzy založené na metodě konečných prvků

(MKP) a byly řešeny v prostředí ANSYS s využitím vnitřního skriptovacího jazyka APDL (ANSYS Parametric Design Language) umožňujícího parametrizaci modelů.

Výstupy z měření jednostřížných kolíkových spojů potvrdily shodu s teoretickými přístupy založenými na teorii EYM (European Yield Method), podle kterých se stanovuje mezní únosnost spojů a spojovacích prostředků. V rámci KP analýz bylo prokázáno, že sestavené elasto-plastické materiálové modely jsou schopny predikovat meze pevnosti i v komplexnějších úlohách, a proto mohou přispět ke spolehlivějšímu navrhování dřevěných konstrukcí a spojů v různých konfiguracích.

Klíčová slova: mez úměrnosti, mez pevnost, modul pružnosti, metoda konečných prvků (MKP), digitální korelace obrazu (DIC), celodřevěné spoje, modul prokluzu, kulturní dědictví, nelineární chování

Abstract

Milch, J. (2016) Mechanical analysis of all-wooden construction joints, Ph.D thesis, Mendel University in Brno, 164 p.

Traditional all wooden construction joints are currently widely used when historically valuable buildings are being reconstructed. These construction joints are indispensable and irreplaceable in order to maintain cultural heritage for our future generations. They underline the importance of the wooden structures and buildings, which in many cases might have incalculable historical, artistic as well as financial value. However, increased interest brings many challenges and potential risks that need to be taken into account and eliminated by appropriate solution(s). Adequate employment of these wooden joints requires a research-based approaches, which allows proper implementation within existing constructions while maintaining its reliability and safety.

Main aim of preset doctoral thesis was to contribute to the development of suitable methods for analyzing mechanical behavior of all wooden construction joints, especially dowel joints, which are mainly used for reconstruction of damaged wooden elements or their parts. For such purposes, various methods (models), based on combination of theoretical, experimental and numerical approaches, has been used.

This work was divided to a) basic mechanical tests of solid wood and b) complex finite element analyses of all wooden joints and constructions. Mechanical behavior in tension, compression, bending and shear was tested on small clear specimens made of spruce (*Picea abies* L. Karst.), beech (*Fagus sylvatica* L.) and oak (*Quercus robur* L.). Analyzed species were chosen as a most important historical as well as present European building materials. Mechanical response was captured using cameras in stereovision 3D configuration in order to obtain full-field displacement and strain data sets. Based on obtained data, material characteristics were determined and verified in frame of assembled material models for finite element analyses (FEA). Verified elasto-plastic material models were used as main material inputs for complex FEA for evaluation of mechanical response of joints and constructions subjected to load. Furthermore, material characteristics were used in calculations of mechanical properties of dowel joints. Numerical analyses were done using ANSYS software with parametric design language (APDL).

Experimental results of single-shear dowel joints are in agreement with theoretical approach according to European Yield Method (EYM) theory, which was used for determination of joints and fasteners yield strength. FEA proved that assembled elasto-plastic material models can predict the ultimate strength even in complex tasks, and therefore, can be used for more reliable designing of wooden constructions and joints in variety of configurations.

Keywords: proportional limit, strength, elastic modulus, finite element method (FEM), digital image correlation (DIC), all-wooden joint, yield modulus, cultural heritage, non-linear behavior

Předmluva/Poděkování

Disertační práce vznikla na Ústavu nauky o dřevě Lesnické a dřevařské fakulty Mendelovy univerzity v Brně v letech 2012-2016. Experimenty uváděné v této práci byly prováděny na půdě Výzkumného Centra Josefa Resslera v Brně-Útěchově.

Tato práce vznikala za podpory projektů: projekt NAKI I, reg. č. DF12P01OVV004 (Návrh a posuzování dřevěných tesařských spojů historických konstrukcí) poskytnutý Ministerstvem kultury České republiky; projekt NAKI II, reg. č. DG16P02M026 (Historické dřevěné konstrukce: typologie, diagnostika a tradiční opracování dřeva) poskytnutý Ministerstvem kultury České republiky; grantových projektů Interní Grantové Agentury MENDELU LDF (IGA LDF): projekt IGA-I č. 49/2014 (Numerická analýza plné vazby krovu s vloženým plátovým konstrukčním spojem využívaným při sanacích historických objektů) a projektu IGA-I 21/2015 (3D konečně-prvková analýza dřevěných spojů s využitím elasto-plastického materiálového modelu), a dále za podpory projektu podpořeného z Evropského sociálního fondu a státního rozpočtu České republiky, projekt InWood, reg. č. CZ.1.07/2.3.00/20.0269 (Vytvoření mezinárodního vědecko-výzkumného týmu pro vývoj nových materiálů na bázi dřeva).

Touto cestou bych rád poděkoval kolegům z Ústavu nauky o dřevě, školiteli Ing. Janu Tippnerovi Ph.D. za věcné připomínky a konzultace k dané problematice této práce; vedoucímu Ústavu nauky o dřevě doc. Vladimíru Grycovi a zvláště pak Ing. Martinu Brabcovi za ochotu při konzultacích. V neposlední řadě bych rád poděkoval mé rodině a to zejména rodičům Jaromíru Milchovi a Boženě Milchové za podporu, motivaci a trpělivost po celou dobu mých studií.

Brno, 27. září 2016

Jaromír Milch

Seznam publikací

Tato doktorská práce je sestavena z níže uvedených publikací, které jsou uvedeny v dokumentu pod římskými číslicemi I-V.

- I.** Milch, J., Tippner, J., Sebera, V., Brabec, M. (2016) Determination of the elasto-plastic material characteristics of Norway spruce and European beech wood by experimental and numerical analyses, *Holzforschung* (in press). DOI: 10.1515/hf-2015-0267
- II.** Milch, J., Brabec, M., Sebera, V., Tippner, J. (2016) The verification of the elastic material characteristics of Norway spruce and European beech in the field of shear behavior. Článek odeslán k recenznímu řízení časopisu *Holzforschung*.
- III.** Milch, J., Tippner, J., Brabec, M., Sebera, V., Kunecký, J., Kloiber, M., Hasníková, H. (2016) Experimental testing of traditional dowel-type connections in tension parallel to grain. Článek odeslán k recenznímu řízení časopisu *Materials and Structures*.
- IV.** Milch, J., Tippner, J., Sebera, V., Kunecký, J., Kloiber, M. (2016) The numerical assessment of a full-scale historical truss structure reconstructed with use of traditional all-wooden joints, *Journal of Cultural Heritage* 21:759-766.
- V.** Kunecký, J., Sebera, V., Tippner, J., Hasníková, H., Kloiber, M., Arciszewska-Kedzior, A., Milch, J. (2015) Mechanical performance and contact zone of timber joint with oblique faces, *Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis* 63(4): 1153-1159. ISSN 1211-8516.

Obsah

1	ÚVOD	1
2	CÍL PRÁCE	5
3	LITERÁRNÍ PŘEHLED	6
3.1	Tesařské spoje	6
3.1.1	Poruchy v dřevěných konstrukcích	7
3.2	Zásady navrhování podle EN 1995	9
3.2.1	Výpočtové modely	10
3.2.2	Posouzení spolehlivosti	11
3.3	Základní podmínky mezních stavů únosnosti pro jednotlivé druhy namáhání:	14
3.4	Základní podmínky mezních stavů použitelnosti pro jednotlivé druhy namáhání:	17
3.4.1	Prokluz spoje.....	18
3.4.2	Maximální průhyb	18
3.4.3	Maximální kmitání	20
3.5	Druhy zatížení podle příslušných norem.....	20
3.5.1	EN 1991-1-1 Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb	22
3.5.2	EN 1991-1-3 Zatížení sněhem.....	22
3.5.3	EN 1991-1-4 Zatížení větrem.....	25
3.5.4	Kombinovaná zatížení	28
3.6	Mechanické spojovací prostředky	32
3.6.1	Johansenovy módy porušení	32
3.6.2	Pevnost dřeva v otláčení stěny otvoru	34
3.6.3	Přetvoření spojovacího prostředku	38
3.6.4	Minimální rozteče a vzdálenosti od okrajů a konců	41
3.6.5	Modul prokluzu spoje.....	42
3.7	Faktory ovlivňující mechanické chování a vlastnosti spojů	43
3.7.1	Vlhkost	43
3.7.2	Teplota	45
3.7.3	Anatomická stavba dřeva	46
3.8	Metoda konečných prvků	47
3.8.1	Základní princip MKP	47
3.8.2	Materiálové charakteristiky	51
4	MATERIÁL A METODIKA	53
4.1	Materiál	53
4.2	Experimentální hodnocení.....	53
4.2.1	Digitální korelace obrazu (DIC).....	55
4.3	Numerické modelování	55
4.3.1	Zobecněný Hillův elasto-plastický materiálový model	56
4.3.2	Konečný prvek <i>SOLID95</i>	59
4.3.3	Redukční techniky používané v KP analýzách.....	59

4.3.4	Parametrické modelování.....	62
Článek I.	66
Článek II.	87
Článek III.	103
Článek IV.	122
Článek V.	140
5	ZÁVĚR	153
6	SUMMARY	155
7	POUŽITÁ LITERATURA	157

Seznam obrázků

Literární přehled

Obr. 3.1 Deformační účinek svislého konstrukčního prvku.....	9
Obr. 3.2 Hlavní geometrické osy prvku. (1) směr dřevních vláken	14
Obr. 3.3 Napětí pod úhlem k vláknům.....	16
Obr. 3.4 Složky průhybu.....	19
Obr. 3.5 Mapa sněhových oblastí na území ČR.....	24
Obr. 3.6 Mapa větrných oblastí ČR	25
Obr. 3.7 Zobrazení největší drsnosti pro každou kategorii terénu	27
Obr. 3.8 Sedlové střechy – legenda pro definici oblastí povrchu střechy	28
Obr. 3.9 Uspořádání zatížení.....	30
Obr. 3.10 Kombinace zatížení odpovídající uspořádání zatížení.....	30
Obr. 3.11 Módy porušení jednostřížných (vlevo) a dvojitřížných (vpravo) kolíkových spojů.....	34
Obr. 3.12 Upravený Möllerův diagram pro jednostřížné spoje ($\beta = 1$).....	36
Obr. 3.13 Upravený Möllerův diagram pro dvojitřížné spoje ($\beta = 1$).....	38
Obr. 3.14 Ilustrace elastické a plastické ohybové pevnosti spojovacího prostředku.....	39
Obr. 3.15 Módy porušení v závislosti na štíhlosti kolíku.....	40
Obr. 3.16 Symbolika značení pro rozteče a vzdálenosti od konců a okrajů.....	42
Obr. 3.17 Vliv vlhkosti na pevnost dřeva v tlaku.....	44
Obr. 3.18 Vliv teploty na mez pevnosti a modul pružnosti v tlaku ve směru vláken při různých vlhkostech. Vlevo: mez pevnosti v tlaku ve směru vláken; vpravo: modul pružnosti ve směru vláken.....	46
Obr. 4.1 Zkouška v tlaku podél a napříč dřevních vláken. Kamerový set pro obrazový záznam přetvoření zkušební tělesa	54
Obr. 4.2 Zkouška v tříbodém ohybu. Kamerový set pro obrazový záznam přetvoření zkušební tělesa.....	54
Obr. 4.3 Smyková zkouška tahem v <i>LR</i> a <i>LT</i> smykových rovinách. Kamerový set pro obrazový záznam přetvoření zkušební tělesa.....	54
Obr. 4.4 Tahová zkouška únosnosti celodřevěného kolíkového spoje.....	54
Obr. 4.5 Vývojový diagram kroků pro nalezení adekvátního materiálového modelu.....	56
Obr. 4.6 Bilineární napětí-ovo-deformační křivky pro normálová a smyková zatížení	58
Obr. 4.7 Geometrie konečného prvku SOLID95	59
Obr. 4.8 Rozložení komplexního modelu do více substruktur	60
Obr. 4.9 Vytváření vztahů mezi rotačními a posuvnými stupni volnosti	61
Obr. 4.10 Symetrický 3D model s definovanými dvěma rovinami symetrie (čtvrtinový model).....	62

Článek I

Figure 1: Scheme of the compression tests.....	72
Figure 2: Scheme of the bending test.....	73

Figure 3: Scheme of double-shear joints with specimen dimensions. (a) <i>ds-T</i> , (b) <i>ds-C</i> , and (c) grain orientation.	74
Figure 4: Flowchart for experimental and numerical work.	76
Figure 5: Stress-strain curves of compression parallel to the grain. The blue and red curves represent FE predictions of elasto-plastic deformation behavior. Symbols R_S and T_S represent the extensometer position fixed on the radial and tangential surfaces.	79
Figure 6: Stress-strain curves of compression perpendicular to the grain. The blue and red curves represent FE predictions of elasto-plastic deformation behavior. Symbols R_D and T_D represent the loading in the radial and tangential directions.....	80
Figure 7: Experimental and numerical (FE) predictions of wood behavior in bending based on force-deflection curves. Symbol B_T represents the tangential load direction.	80
Figure 8: The comparison of the experimental and numerical joint behavior based on load-displacement curves; left: <i>ds-T</i> ; right <i>ds-C</i>	82
Figure 9: Experimental and numerical dowel failures. UY shows displacement in the load direction, $EPPLXY$ is the shear plastic strain in RT plane of dowel, and $EPPL1$ represents the 1st principal plastic strain distribution of the dowel.	82

Článek II

Figure 1: Scheme of the tensile shear test specimens. Red areas display AOI on LR and LT plane.	91
Figure 2: Experimental test configurations: stereo-vision optical system (3D) for image acquisition of the tests, dimensions in mm.	93
Figure 3: Positions and paths along the length of the TV, in which ε_{LR} and ε_{LT} were analysed; M is the middle level and H is the horizontal level.....	95
Figure 4: The determination of the proportional limit (green line) from the average bi-linear curves for both wood species. Norway spruce (left) and European beech (right).....	96
Figure 5: The relationship between force-displacement curves of tensile tests in LR and LT shear plane for Norway spruce and European beech wood. Red curves represent FE prediction of elastic behavior and blue areas represent range between minimal and maximal experimental curves.	97
Figure 6: The ε_{LR} and ε_{LT} comparison between DIC and FEA. Norway spruce tested in LT shear plane (a) and LR shear plane (b); European beech tested in LT shear plane (c) and in LR shear plane (d).	98

Článek III

Figure 1: Experimental test configurations: joints geometrical parameters (left); stereo-vision optical system (3D) for image acquisition of the tests (right), dimensions in mm; (1) represents the grain direction.	107
Figure 2: European yield modes (EYM) for single shear dowel-type joints.....	111
Figure 3: The dowels deformation description when ultimate joints failure.	114
Figure 4: Analytical and experimental results presented by load-slip curves for diameters 12-24mm. The blue and grey columns represent the range of the $P_{failure,S,exp}$ and $P_{max,exp}$, respectively.....	116

Figure 5: Numerical prediction of force at the yield point.....	117
Figure 6: The normal strain (ε_T) in the dowel forehead surface at different force level with the crack development. The force value $P_{failure,S,exp}$ is listed in Tab. 4.	119

Článek IV

Figure 1: St. James's Church in Brno, Czech Republic.	125
Figure 2: Truss structure of St. James's Church; left: details view into structure with St. Andrew's cross-like members, right: details of beam connections in the structure.	127
Figure 3: Section of truss structure [2]; left: full frame, right: common frame with selected points for deflections evaluation in X and Y axes. The roman numerals represent truss supports.	128
Figure 4: The numerical model of 3D beam truss structure with implemented 3D solid joint. Illustration of constraining and loading by force components (F_X and F_Y); red points represent the nodes with defined symmetry condition.	131
Figure 5: The 3D solid joint implemented into truss with use of a contact pair. The yellow point represents the end node of beam; the purple lines represent the area of 3D solid model of the joint.	132
Figure 6: Nodal solution of vertical displacement (UY) of beam truss; left–global view, right–detail on St. Andrew's crosses; (displacement is magnified 200×; 3D visualization of shape of beam elements based on real parameters of cross-sections).	133
Figure 7: Nodal solution of vertical displacements (UY; displacements are magnified 200×; visualization of beams based on real parameters of cross-sections). A. Fully rigid joints – 100% in displacements and 100% in rotations. B. Semi rigid joints – 100% in displacements and 50% in rotations. C. 80% and 50%. D. 80% and 20%.	134
Figure 8: Comparison of deflections for selected points in different locations in the truss structure.	135
Figure 9: Positioning of implemented joint in the truss. A. F-2-L-F. B. F-1-R-F.	135
Figure 10: The relationship between joints position in the truss and deflection in X and Y axes of selected points. Reference value (REF.) corresponds with deflections in the truss structure (with 80% and 20% of displacement and rotation rigidity factors, respectively) without implemented joints.	136
Figure 11: Description of vertical displacements (UY) of 3D solid joint; nodal solution of displacement in vertical direction (Y axis): left – correct orientation in respect to load direction; right – incorrect orientation to load inducing opening of joint.	137

Článek V

Figure 1: Geometry of tested beam and joint with scarf in 4-point bending test with joint in the beam center.	144
Figure 2: Principle of the proposed algorithm for contact detection in wooden scarf joints.	145
Figure 3: Force-deflection diagrams, left – three-point bending test; right – four-point bending test.	146
Figure 4: Contact length at oblique face in a course of time and related to force.	149

Seznam tabulek

Literární přehled

Table. 3.1 Doporučené dílčí součinitele γ_M pro vlastnosti materiálu a únosnosti.....	13
Table. 3.2 Hodnoty k_{mod}	14
Table. 3.3 Hodnoty K_{ser} pro spojovací prostředky a hmoždíky v $N \cdot mm^{-1}$ ve spojích dřevo-dřevo a deska na bázi dřevo-dřevo.....	18
Table. 3.4 Mezní hodnoty průhybů nosníku.....	18
Table. 3.5 Hodnoty k_{def} pro rostlé dřevo.....	19
Table. 3.6 Hodnoty součinitelů $\psi_{0,i}$; $\psi_{1,i}$; $\psi_{2,i}$ proměnných zatížení.....	19
Table. 3.7 Užité kategorie	22
Table. 3.8 Návrhové situace a uspořádání zatížení pro různé lokality	23
Table. 3.9 Tvarové součinitele zatížení sněhem.....	24
Table. 3.10 Doporučené hodnoty součinitele C_e pro různé krajiny.....	24
Table. 3.11 Kategorie terénů a jejich parametry	26
Table. 3.12 Hodnoty součinitelů vnějšího tlaku c_{pe} pro sedlové střechy	28
Table. 3.13 Užité zatížení stropů a střech	31
Table. 3.14 Minimální rozteče a vzdálenosti od okrajů a konců pro kolíky.....	41
Table. 4.1 Materiálové charakteristiky popisující elasto-plastickou oblast bilineární napěťově-deformační křivky.	58

Článek I

Table 1: The experimental parameters and boundary conditions (BC) of tests.	71
Table 2: The orthotropic elasto-plastic material characteristics used in FEA.	77
Table 3: Material properties obtained from the experiments and the numerical analyses: elastic moduli and ultimate strengths for the studied wood species in compression and bending.	81

Článek II

Table 1: The specimen parameters.....	92
Table 2: Fully orthotropic elastic material characteristics used in FEA.....	94

Článek III

Table 1: The geometrical parameters of the joints derived from dowel diameter (d) and the boundary condition of the tests.	108
Table 2: The material characteristics used in analytical solution for single shear dowel-type joints.....	109
Table 3: An external and internal embedment yield deformation in joint components due to the interaction between dowel and components hole surfaces at ultimate joints failure.....	115
Table 4: An overview of analytical and experimental results for single shear dowel-type joints.	117

Článek IV

Table 1: Identification code for joint position.....	131
Table 2: Elastic and fully orthotropic material models for Norway spruce (<i>Picea abies</i> L. Karst.) and European beech (<i>Fagus sylvatica</i> L.) used in FE computations. ρ : density; $E_L/E_R/E_T$: normal elastic moduli; $G_{LR}/G_{LT}/G_{RT}$: shear moduli; $\nu_{LR}/\nu_{LT}/\nu_{RT}$: Poisson's ratios.	132

Článek V

Table 1: Results from experimental assessment of the wooden joint with oblique faces.	147
Table 2: Mean contact length achieved for the 3-point and 4-point bending tests; in brackets: standard deviation in [%]	148

Seznam použitých zkratk a symbolů

Symboly:

$\sigma_{c,0,d}$	návrhová hodnota napětí v tahu rovnoběžně s vlákny	(N·mm ⁻²)
$f_{c,0,d}$	návrhová pevnost v tahu rovnoběžně s vlákny	(N·mm ⁻²)
$\sigma_{c,90,d}$	návrhová hodnota napětí v tahu kolmo k vláknům	(N·mm ⁻²)
$f_{c,90,d}$	návrhová pevnost v tahu kolmo k vláknům	(N·mm ⁻²)
$\sigma_{c,0,d}$	návrhová hodnota napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny	(N·mm ⁻²)
$f_{c,0,d}$	návrhová pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny	(N·mm ⁻²)
$\sigma_{c,90,d}$	návrhová hodnota napětí v tlaku kolmo k vláknům v dotykové ploše	(N·mm ⁻²)
$k_{c,90}$	součinitel zohledňující vliv umístění zatížení, možnost drcení vláken a stupeň deformace v tlaku	(-)
$f_{c,90,d}$	návrhová pevnost v tlaku kolmo k vláknům	(N·mm ⁻²)
$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$	návrhová hodnota napětí v ohybu k hlavním osám	(N·mm ⁻²)
$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$	odpovídající návrhové pevnosti v ohybu	(N·mm ⁻²)
k_m	součinitel redistribuce napětí a vliv nehomogenit materiálu v průřezu	(-)
γ_M	dílčí součinitel vlastnosti materiálu	(-)
k_{mod}	modifikační souč. zohledňující vliv trvání zatížení a vlhkosti	(-)
X_d	návrhová hodnota pevnostních vlastností	(N·mm ⁻²)
X_k	charakteristická hodnota pevnostní vlastnosti	(N·mm ⁻²)
$\tau_{v,d}$	návrhová hodnota napětí ve smyku	(N·mm ⁻²)
$f_{v,d}$	návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ	(N·mm ⁻²)
σ_N	normálové napětí	(N·mm ⁻²)
N	osová síla	(N)
A	plocha průřezu	(m ²)
K_{ser} nebo k_s	modul prokluzu nebo také modul posunutí	(N·mm ⁻¹)
d	průměr spojovacího prostředku (kolíku)	(mm / m)
d_c	průměr spojovacího prostředku (hmoždík)	(m)
K_u	mezí stav únosnosti	(N·mm ⁻²)
ρ_m	objemová hmotnost spojovaných prvků	(kg·m ⁻³)
M_{max}	maximální ohybový moment	(N·m)
σ_{max}	ohybové napětí nebo mez pevnosti (na mezi kluzu)	(N·m ⁻²)
r	poloměr spojovacího prostředku	(m)
F_{result}	konečná síla pro stanovení maximálního momentu	(N)
g	konstanta gravitačního zrychlení	(9.81 m·s ⁻²)
s	zatížení sněhem na střeše	(kN·m ⁻²)
μ_1	tvarový součinitel zatížení sněhem	(-)
C_e	součinitel expozice	(-)

C_t	tepelný součinitel	(-)
S_k	charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi	(kN·m ⁻²)
v_b	základní rychlost větru	(m·s ⁻¹)
C_{dir}	součinitel směru větru	(-)
C_{season}	součinitel ročního období	(-)
$v_{b,0}$	výchozí základní rychlost větru	(m·s ⁻¹)
$v_m(z)$	střední rychlost větru	(m·s ⁻¹)
$c_r(z)$	součinitel drsnosti terénu	(-)
$c_0(z)$	součinitel orografie	(-)
z	výška nad zemí	(m)
z_{min}	minimální výška	(m)
z_{max}	maximální výška	(m)
$c_r(z)$	součinitel drsnosti	(-)
k_r	součinitel terénu závislý na uvažovaném parametru drsnosti terénu	(-)
z_0	parametr drsnosti terénu	(m)
$z_{0,II}$	0.05 (kategorie terénu II)	(-)
w_e	tlak větru	(N·m ⁻²)
$l_v(z)$	intenzita turbulence ve výšce z	(-)
σ_v	směrodatná odchylka turbulence	(-)
k_l	součinitel turbulence	(-)
$q_p(z)$	maximální dynamický tlak ve výšce z	(N·m ⁻²)
ρ_{vz}	měrná hmotnost vzduchu (doporučená hodnota 1.25 kg·m ⁻³)	(kg·m ⁻³)
$c_e(z)$	součinitel expozice	(-)
q_b	základní dynamický tlak větru	(N·m ⁻²)
c_{pe}	součinitel vnějšího tlaku	(-)
$q_p(z_e)$	max. dynamický tlak v referenční výšce odpovídající h	(N·m ⁻²)
h	výška objektu	(m)
S_d	návrhová hodnota účinku zatížení (např. osová síla, ohybový moment nebo kombinace průřezových veličin, posunutí nebo zrychlení)	
R_d	odpovídající hodnota odolnosti konstrukčního prvku	
C_d	předepsaná mezní hodnota	
$\sigma_{max,T}$	maximální napětí od zatížení	(N·m ⁻²)
σ_{allow}	největší dovolené napětí	(N·m ⁻²)
σ_{crit}	napětí určené na základě zkoušek	(N·m ⁻²)
k	součinitel zahrnující veškeré nejistoty jak na straně zatížení, tak na straně únosnosti prvků	
$\tau_{tor,d}$	návrhová hodnota napětí	(N·mm ⁻²)
k_{shape}	součinitel závislejší na tvaru průřezu	(-)

h	větší rozměr průřezu	(mm / m)
b	menší rozměr průřezu	(mm / m)
τ_{tor}	maximální napětí v krutu	(N·mm ⁻²)
M_T	maximální hodnota momentu v kroucení	(N·m)
α_s	součinitel závislý na poměru h/b (podle Timošenska)	(-)
$\sigma_{c,\alpha,d}$	napětí v tlaku pod úhlem α vzhledem ke směru vláken	(N·mm ⁻²)
α_v	úhel mezi směrem síly a směrem vláken	(°)
w_c	nadvýšení (pokud se použije)	(mm / m)
w_{inst}	okamžitý průhyb	(mm / m)
w_{creep}	průhyb od dotvarování	(mm / m)
$w_{net,fin}$	čistý konečný průhyb	(mm / m)
w_{fin}	konečný průhyb	(mm / m)
u_{fin}	konečná deformace (průhyb nosníku nebo posunutí spoj. prostředku)	(mm / m)
$u_{fin,G}$ $u_{fin,Q,1}$ $u_{fin,Q,i}$	konečná deformace pro příslušné zatížení G, Q_1, Q_i	(mm / m)
$u_{inst,G}$ $u_{inst,Q,1}$ $u_{inst,Q,i}$	okamžitá deformace pro příslušné zatížení G, Q_1, Q_i	(mm / m)
$\psi_{2,1}$ $\psi_{2,i}$	součinitele pro kvazistálou hodnotu proměnných zatížení	(-)
$\psi_{0,i}$	součinitele pro kombinační hodnotu proměnných zatížení	(-)
k_{def}	koeficient třídy dřeva a vlhkosti	(-)
w	maximální okamžitý svislý průhyb	(mm)
F	statická síla	(kN)
v	maximální počáteční hodnota rychlosti svislého kmitání	(m·s ⁻¹)
b_s	výška stropu	(m)
ζ	modální poměrné tlumení (1%)	(-)
$F_{v,Rk}$	char. únosnost pro jeden stříh jednoho spojovacího prostředku	(N)
λ_{ef}	účinná štíhlost spojovacího prostředku	(-)
t_s	tloušťka středového prvku	(mm / m)
F_i	síla	(N)
u_i	okamžitý prokluz v závislosti na F_i	(mm)
$f_{h,k}$	pevnost v otláčení stěny otvoru	(N·mm ⁻²)
t	tloušťka zkušebního tělesa	(mm)
E	normálový modul pružnosti	(N·mm ⁻²)
MOE	ohybový modul pružnosti	(N·mm ⁻²)
F_{e_m}	pevnost v otláčení stěny otvoru při vlhkosti m	(N·mm ⁻²)
$f_{h,i,k}$	charakteristická pevnost v otláčení dřevěného prvku	(N·mm ⁻²)
t_i	tloušťka dřeva nebo desky	(mm)
β	poměr mezi pevnostmi v otláčení prvků	(-)
$F_{ax,Rk}$	charakteristická únosnost na vytažení spojovacího prostředku	(N)

$M_{y,Rk}$	charakteristický plastický moment únosnosti spojovacího prostředku	(N·mm)
$f_{u,k}$	charakteristická pevnost v tahu	(N·mm ⁻²)
α	úhel zatížení vzhledem k vláknům	(°)
m_w nebo m	vlhkost dřeva	(%)
ρ_k	charakteristická hustota dřeva	(kg·m ⁻³)
F_{e12}	pevnost v otláčení stěny otvoru při vlhkosti 12 %	(N·mm ⁻²)
K_{ser} nebo k_s	modul prokluze nebo také modul posunutí	(N·mm ⁻¹)
F_c	pevnost v tlaku kolmo k vláknům	(N·mm ⁻²)
F_e	pevnost v otláčení stěny otvoru při vlhkosti w	(N·mm ⁻²)

Seznam symbolů pro kapitolu 3.8 Metoda konečných prvků:

Π_e	celková energie prvku	(N·mm ⁻²)
W	vnitřní energie	(J)
P	vnější energie (zatížení a reakce)	(J)
u, v, w	posunutí ve směru osy X, Y a Z	(m)
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	poměrné deformace ve směru os X, Y a Z	(-)
$\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$	smykové poměrné deformace (zkosy)	(-)
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	složky normálového napětí	(N·m ⁻²)
$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$	složky smykového napětí	(N·m ⁻²)
o_x, o_y, o_z	vektory objemového zatížení	(N)
p_x, p_y, p_z	vektory plošného zatížení	(N)
$\tilde{u}_i, \tilde{v}_j, \tilde{w}_k$	bázové funkce	
a, b, c	parametrizační koeficienty	
u_e	matice posunutí prvků	
B	matice deformačních operátorů	
S	matice poddajnosti	(Pa ⁻¹)
V	matice příčinkových funkcí	
f	obecný vektor zatížení	
Ω	objemová oblast	
K_e	matice tuhosti prvku	
C	matice tuhosti	(N·m ⁻²)
f	škálovací faktor	(-)
ε_{ij}	tenzor poměrné deformace	(N·m ⁻²)

Zkratky:

APDL	ANSYS Parametric Design Language (skriptovací jazyk nativního ANSYS)
EC 1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
EC 5	Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí

KP analýza	konečně-prvková analýza	
LVL	vrstvené dřevo (Laminated Veneer Lumber)	
MKP	metoda konečných prvků (FEM – Finite Element Method)	
ČSN EN	harmonizovaná Česká Technická Norma	
DOF	Degrees of Freedom (stupně volnosti)	
RVV	relativní vlhkost vzduch	(%)
AOI	Area of Interest (volný překlad „oblast zájmu“)	
RVD	rovnovážná vlhkost dřeva	(%)

1 ÚVOD

Využití dřeva jako suroviny ve stavebnictví umožnily především nízké pořizovací náklady, dostupnost, snadná manipulace se surovinou, vysoké užitné vlastnosti, estetičnost a v neposlední řadě také šetrnost dřeva vůči životnímu prostředí (Mackerle 2005). Tento trend je v současnosti obnovován a uplatňován při výběru konstrukčního materiálu v širokém spektru jeho použití. Časový vývoj dřevěných konstrukcí směřoval od nepracovaných tvarů kmenů ke hraněným, od velmi jednoduchých spojů ke značně složitým, vždy v závislosti na sociální situaci stavby, místu a doby jejího vzniku (Škabrada 2003). První „dřevěné konstrukční systémy“ vznikaly v období několik tisíc let před naším letopočtem. Konstrukce byla velmi prostá, nejčastěji vznikala položením jednotlivých prvků přes sebe bez zajištění, později se zajišťovala pomocí proutí či lan z přírodních materiálů. Rozvoj v oblasti dřevěných konstrukcí a spojování dřeva plně souvisel s vývojem člověka a jeho schopnostmi a dovednostmi, tj. s postupným zdokonalováním nástrojů a technologií. Typ konstrukce a její technické provedení se vždy odvíjel od mnoha různorodých faktorů. Významnou roli hrála při návrhu řešení ideální představa zúčastněných o vzhledu a užitné hodnotě stavby, jejich zkušenosti (vlastní i „zděděné“), fyzická velikost stavby, pochopitelně její účel a také místní možnosti, zejména co se týká dosažitelnosti materiálů (Škabrada 2003). Tradiční spojování v dřevěných konstrukcích bylo prováděno pomocí čepu a dlabu, který byl zajištěn dřevěným spojovacím prostředkem – kolíkem (Miller 2009).

U dřevěných konstrukcí dochází při zatížení k porušení celistvosti a tuhosti nejčastěji v oblastech konstrukčních spojů, tj. v místech, kde spoj jako takový, příp. spojovací prostředky (kolíky, hřebíky, šrouby atd.) oslabují průřez prvků (Smith 1944; Daudeville et al. 1999; Branco et al. 2009). Itány a Faherty (1984) uvádí, že až 80% selhání v dřevěných konstrukcích je způsobeno konstrukčními spoji. Z toho vyplývá, že konstrukční spoje jsou často kritická místa v konstrukcích a bývají zodpovědné za snížení celkové soudržnosti a celistvosti konstrukce (Santos et al. 2009). Proto je důležité, aby se u jednotlivých spojení předcházelo možným vznikům poškození.

Dřevo je rostlý materiál přírodního původu s velkým rozptylem jeho vlastností (zejména fyzikálně-mechanických), který obsahuje celou řadu imperfekcí a nehomogenit (Wagenführ a Scheiber 2007, Lokaj a Vavrušová 2007). Fyzikální ale zejména mechanické vlastnosti dřeva, jako je mez úměrnosti a pevnosti, tuhost, způsoby

porušení, atd., jsou proto důležitým faktorem pro racionální využití v oblasti konstrukčního spojování dřeva do vyšších celků (Chen et al. 2003; Santos et al. 2009). Dřevo vykazuje nejnižší pevnost ve smyku podél vláken a tahu kolmo k vláknům, proto je snahou tato namáhání ve spojích eliminovat úplně, případně snížit na minimum (Rammer a McLean 1996).

Bezpečnost a kvalita dřevěných konstrukčních systémů závisí především na typech spojů a jejich provedení – přesnost opracování jednotlivých částí, způsob zajištění spoje, vlhkost spojovaných prvků, aj. (Feio et al. 2008). Při tvorbě dřevěných konstrukcí se využívá celá řada různých druhů konstrukčních spojů. Tesařské spoje jsou obvykle zajištěny spojovacími prostředky, které zajišťují fixní polohu spojovaných dřevěných prvků a mají vliv na celkovou tuhost a stabilitu konstrukce. Jedinečnost těchto spojů je dána možností kombinace velmi odlišných materiálů používaných v praxi – dřevo/ocel/lamináty (Santos et al. 2009). Vzhledem k dostatečnému teoretickému a metodickému zázemí je v současnosti hojně používaná kombinace dřeva s ocelovými spojovacími prostředky (svorníky, vruty, šrouby, aj.). Nicméně tato kombinace je problematická s ohledem na proměnlivé klimatické podmínky (změny vlhkosti a teploty), které způsobují kondenzaci vzdušných par na povrchu ocelových prvků s následným vznikem koroze. Postupem času může dojít k degradaci spojovacích prostředků až do fáze, kdy jsou spojovací prostředky uvolněny nebo zcela poškozeny a již neplní prvotní funkci. Naopak, tradiční tesařské spoje jsou celodřevěné, využívající dřevěný spojovací prvek – kolík/trn/hmoždík. Tyto celodřevěné spoje byly v nedávné minulosti silně opomíjeny, to bylo dáno především absencí adekvátní metodiky při navrhování celodřevěných konstrukčních spojů). V dnešních dnech jsou však opět v „hledáčku“ projektantů při navrhování postupů oprav poškozených konstrukcí nebo při řešení zcela nových objektů. Poptávka po celodřevěných spojích využívaných při rekonstrukcích historicky cenných objektů si vyžaduje řadu opatření, v rámci kterých se musí prokázat, že navrhovaný způsob sanace/rekonstrukce určité části nebo prvku je vhodný a bezpečný pro další využívání a zachování objektu. Tento trend se odráží i v rostoucím počtu výzkumných prací. Pro nasazení tradičních tesařských celodřevěných spojů je proto nutné, aby byl zaveden dosud chybějící jednotný postup při projektování konstrukčních spojů. V současné době se vývojem těchto postupů zabývá řada institucí, jejichž snahou je ověření navrhovaných postupů pro použití v praxi pomocí experimentálních měření a numerických simulací (např. studie Ferreira et al. 2013;

Sousa et al. 2013; Arciszewska-Kędzior et al. 2015; Branco a Descamps 2015; Kunecký et al. 2015).

Spojovací prostředky (ocelové i dřevěné) vyžadují specifický postup při zhotovení konstrukčního spoje (Bergman et al. 2010). Podle Wilkinsona a Rowlandsona (1981) má správná poloha spojovacích prostředků vzhledem k okrajům a čelům dřevěných prvků největší význam pro zabezpečení spolehlivého, pevného a trvalého spojení konstrukčního celku. Kvalita konstrukčních spojů je dána především jejich únosností při zatížení. Vlivem zatížení spoje dochází v kontaktních oblastech spojovacího prostředku a spojovaného materiálu k intenzifikaci napětí se vznikem deformace. Překročí-li napětí mez úměrnosti spojovaného materiálu nebo spojovacího prostředku, dochází ke vzniku plastických deformací, které mohou způsobit ztrátu stability celé soustavy (Burnett et al. 2003; Hong a Barrett 2008).

Jeden z prvních analytických modelů pro stanovení pevnosti spoje byl vyvinut Johansonem v roce 1949, který aplikoval teorii elasticity při spojování pomocí ocelového kolíku. Larsen (1973) rozšířil teorii Johansona zahrnutím různých módů porušení, které mohou nastat u jednostřížných a dvojstřížných kolíkových spojů uvnitř spoje (Obr. 3.11). Pokud je použit velmi tuhý spojovací prostředek (například ocelový kolík), dochází k jeho rotaci a otačení okolního materiálu (dřeva) uvnitř spoje. Pokud je spojovací prostředek naopak poddajný (například dřevěný kolík) a okolní dřevo má vyšší tuhost a pevnost, dochází k plastické deformaci a ohybu spojovacího kolíku (Miller 2009). Průkopníkem v numerických simulacích celodřevěných konstrukčních spojů je prof. Brungraber, jenž užíval metodu konečných prvků a vytvářel 2D modely pro konstrukce (Brungraber 1985). Prof. Brungraber také prováděl testování konstrukčních spojů ve skutečné velikosti za účelem zjištění skutečných porušení a určení minimálních vzdáleností spojovacích prostředků od okrajů a čel spojovaných prvků.

V současné době je technická literatura pro dřevěné konstrukce do značné míry omezená a hodnocení v praxi je založeno převážně na interpretaci výzkumných prací z minulosti. Tradiční celodřevěné konstrukční spoje jsou aktuálně opětovně na vzestupu a jsou nasazovány při rekonstrukcích historicky významných objektů (kostelů, zámků, hradů, mostů, aj.). Nicméně stále nemají v konstrukční praxi takové uplatnění, jenž jim náleží a jsou často nahrazovány spoji využívajícími ocelové případně kombinované spojovací prostředky, které neodpovídají době vzniku objektu z pohledu zachování

kulurního dědictví. Navíc ocelové spojovací prostředky svými rozdílnými vlastnostmi narušují celistvost materiálu, způsobují otlačení, dochází ke kondenzaci a následné degradaci dřeva. Proto je hlavní snahou práce rozšířit aktuální informace v oblasti mechaniky celodřevěných konstrukčních spojů z pohledu navrhování a posuzování, které mohou být nápomocny pro opětovné a adekvátní nasazování těchto spojů v praxi.

Tato disertační práce shrnuje informace o mechanickém chování celodřevěných konstrukčních spojů využívajících dřevěné spojovací kolíky. Součástí disertační práce jsou odborné články publikované ve vědeckých časopisech a manuskripty podléhající recenznímu řízení, které byly napsány v letech 2012-2016.

Předkládaná práce se zabývá experimentálním, teoretickým a numerickým hodnocením mechanických vlastností spojů s dřevěným spojovacím prostředkem a podává kompaktní přehled o mechanickém chování spojovacího prostředku v závislosti na změně jeho parametrů (průměr, délka aj.). Úvodní kapitola práce obsahuje obecnější přehled tématu dřevěných konstrukcí a spojů, včetně motivace této disertační práce a formulace jejich cílů. Kapitola literárního přehledu dává možnost nahlédnout do oblasti tradičního spojování a v obecné rovině pojednává o možnostech hodnocení mechanických vlastností konstrukčních systémů. Součástí této kapitoly je dále základní přehled publikovaných studií zabývajících se hodnocením dřevěných systémů. Následující část předkládá autorské vědecké publikace autora disertační práce, případně manuskripty vedené v recenzních řízeních. V závěru práce jsou shrnuty výsledky dílčích studií a navrženy další kroky výzkumu.

2 CÍL PRÁCE

Cílem disertační práce bylo analyzovat mechanické chování celodřevěných konstrukčních spojů. K zajištění mechanické stability těchto spojů byly použity kolíky, jako nejčastěji používané dřevěné spojovací prostředky tradičních tesařských spojů. Prostředkem k naplnění stanovených dílčích cílů práce byla kombinace experimentu, teoretických a numerických výpočtů.

Dílčí cíle disertační práce:

- a) první část práce byla zaměřena na sestavení ortotropních elastických a elasto-plastických materiálových modelů pro KP analýzy, které byly verifikovány na základě dílčích experimentů (tlak, tah, ohyb a smyk),
- b) druhá část práce byla zaměřena na podrobnou analýzu (experimentální a numerickou) mechanického chování dřevěných spojovacích prostředků – dřevěných kolíků používaných v konstrukčních spojkách,
- c) třetí část práce byla zaměřena na odvození analytických řešení pomocí postupů uvedených v normách např. EN 1995, ČSN EN 14592, ČSN EN 383, ČSN EN 26981 aj., které byly upraveny dle experimentů (semiempirické řešení),
- d) čtvrtá část práce byla zaměřena na aplikaci verifikovaných materiálových modelů do komplexnějších KP modelů konstrukčních spojů a krovových soustav.

3 LITERÁRNÍ PŘEHLED

3.1 Tesařské spoje

Tesařské spoje patří k tradičním způsobům spojování dřevěných prvků ve vyšší konstrukční celky. V případě tradičních celodřevěných tesařských spojů jsou prvky spojovány bez použití kovových spojovacích prostředků. Tradiční celodřevěné tesařské spoje se používaly úspěšně již v dávné minulosti, což také dokazují dochované objekty s nevyčísitelnou historickou hodnotou. Jedny z prvních zmínek o těchto tesařských spojích pochází z období raného středověku. Ve stejném období byly také zaznamenány první písemnosti o vzniku profese tesaře. V nedávné minulosti byly tradiční postupy výroby a oprav rekonstruovaných prvků silně opomíjeny z důvodu vysokých finančních nákladů a nedostatečně vypracovaných až chybějících postupů (Kunecký et al. 2015a a 2015c). V současné době jsou tradiční tesařské spoje opět vyhledávány a nasazovány, zejména jedná-li se o záchranu či rekonstrukci historických objektů s důrazem na dodržení původních zvyklostí a technik používaných v době a místě vzniku daného objektu. Se zvyšujícím se zájmem o tyto druhy spojů rostou také požadavky z řad projektantů na ověřené postupy, jak by takové spoje měly být navrhovány a prováděny. Tesařské spoje jsou totiž při přesném a správném vyhotovení pevné, odolné a navíc i velmi estetické (Gerner 1992). Jejich hlavní nevýhodou je pracnost a skutečnost, že v místě spoje dochází k oslabení průřezu dřevěného prvku, čímž se zvyšuje riziko možného vzniku dočasných nebo i trvalých deformací. Proto ve srovnání s jinými způsoby spojování vyžadují tradiční tesařské spoje masivnější konstrukční prvky (Sobon a Schroeder 1984, Novosseletz a Šulek 2008).

Rámová spojení (také hrázděná konstrukce) byla jedním z nejstarších a nejběžnějších způsobů spojování dřevěných sloupů a nosníků. Nejpoužívanější spoj v konstrukcích byl čep a dlab zajištěný dřevěným kolíkem (Benson 1997). Dřevěný spojovací kolík byl vyráběn z tvrdého dřeva, nejčastěji ze dřeva dubu a buku (*Quercus* L. a *Fagus* L.). Tento typ spoje byl hojně využíván po staletí v mnoha aplikacích od nábytku až po stavby lodí. Hill a Eckelman (1973) ověřili únosnost spoje čepu a dlabu pomocí analytického modelu. Bulleit et al. (1999) prováděl výzkum v oblasti konstrukčních spojů, kde hlavním cílem byla identifikace celkového chování a odezvy konstrukce ve skutečném měřítku. Autoři prokázali, že těsně přiléhající spoje, u nichž je minimální pohyb mezi čepem a dlabem, mají vyšší stabilitu a tuhost ve srovnání se spoji

nepřesnými. Church (1995) analyzoval vliv orientace dřevních vláken v příčném směru u dřevěných kolíků z dubu a douglasky na jejich pevnost při zatížení stříhem. Únosnost dřevěného kolíku byla bez ohledu na druh dřeva vyšší v radiálním směru než ve směru tangenciálním. Rozsáhlá studie Schmidta a MacKaye (1997) také potvrzuje vyšší únosnost dřevěného kolíku namáhaného v radiálním směru oproti kolíku namáhanému ve směru tangenciálním.

3.1.1 Poruchy v dřevěných konstrukcích

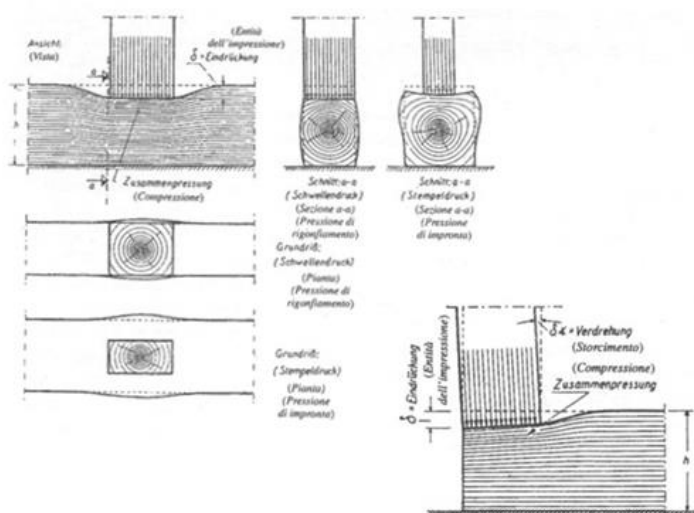
Všeobecně se poruchou konstrukce rozumí ztráta schopnosti plnit zadané požadavky, především nosnou funkci, v rámci předpokládané doby technické životnosti – provozuschopnosti (Materna a Lokaj 2008). Příčiny havárií a poruch dřevěných konstrukcí mohou být různého charakteru. Mnohdy jsou skryty v konstrukci už od jejího vzniku a projeví se až po určité době, aniž by při běžné kontrole objektů byly rozpoznány. K příčinám porušení neodmyslitelně patří lidský faktor projevující se chybami v návrzích projektů (nevhodně zvolený způsob uspořádání prvků a spojů, nevhodná geometrie, dimenze jednotlivých prvků, štíhlostní poměry, ztužení prvků apod.), nedokonalým provedením prací podle předložené dokumentace a nedostatečnou údržbou (Parisi 2000; Schachner et al. 2000; Mikeš 2005). Dalšími velmi rizikovými faktory selhání konstrukčních systémů je biologické poškození dřeva hmyzem, houbami a požárem (Eriksson 1981). Porušení konstrukce může být také vyvoláno neovlivnitelnými příčinami, jako jsou výrazné změny zatížení konstrukce vlivem změn klimatických podmínek, které nebyly v době navrhování uvažovány (Vašek 2005). Nevhodně zvolené rozměry prvků a přetížení soustavy jsou nejčastější příčiny při selhání (Parisi 2000). Zjišťování poruch v praxi má svá rizika a je nutné v zásadě odlišit, zda se jedná o skutečné selhání mechanické povahy nebo zda příčinou jsou změny stavů v důsledku vlhkostních a teplotních změn, například výsušné trhliny (del Coz Díaz et al. 2013).

Konstrukční systémy jsou obecně navrženy jako kombinace různých prvků vzájemně spojených. Všechny komponenty jsou uspořádány takovým způsobem, aby byla konstrukce schopna odolávat vnějším účinkům kombinovaného statického a dynamického zatížení, které může být vyvoláno celou řadou podnětů (fyzikální, mechanické, chemické, biologické, aj.). Konstrukce reaguje na vnější faktory vnitřním napětím, které se liší v jednotlivých prvcích (Tampone et al. 2002). Nevhodným

návrhem konstrukčních detailů může docházet ke zvýšené koncentraci napětí v určitých místech a poté může docházet ke vzniku porušení či selhání (Tamponi 1996).

Základními fyzikálními faktory vyvolávajícími zatížení konstrukce je kolísání vlhkosti a teploty okolního prostředí vedoucí k rozměrovým změnám prvků. K fyzikálním podnětům bývají často řazeny i povětrnostní podmínky (vítr, déšť, sníh a kroupy), které v důsledku způsobují mechanické zatížení konstrukčních prvků. Mimoto je mechanické zatížení způsobeno vlastní vahou prvků, mobiliářem interiéru (statické zatížení), ale také např. pohybem osob po interiéru (dynamické zatížení).

Mezi nejčastěji vyskytující se druhy mechanického namáhání na jednotlivých prvcích v konstrukci můžeme zařadit tlak a ohyb, méně často se uplatní prostý tah a smyk. Tlakové namáhání se vyskytuje především v pilířích, sloupech, kůlech, ale také například ve vzpěrách příhradových nosníků. Vlivem tohoto namáhání dochází ke vzniku otlacení a následné trvalé deformaci v kontaktních oblastech (např. spojení sloupku a pozednice, Obr. 3.1). Štíhlé dlouhé prvky namáhané tlakem (vzpěrem) v axiálním směru mohou ztratit stabilitu v důsledku jejich vybočení (Giordano 1999). Vodorovné a šikmé konstrukční prvky (vazné a stropní trámy, krokve apod.) jsou z převážné většiny namáhány ohybem. Při ohýbání konstrukčního prvku vznikají nejprve tlakové deformace v konvexní části prvku. Překročí-li zatížení v konkávní části prvku namáhané tahem mez pevnosti, dochází k iniciaci trhlin, jejichž šíření po délce prvku je podporováno smykovým napětím, které dosahuje maxima v neutrální ose. Následně prvek ztrácí stabilitu a vzniká jeho nevratné porušení. (Niemz 1993; Yoshihara a Tsunematsu 2006). Prostý tah se vyskytuje velmi zřídka, nejčastěji v krovech s věšadly, které se využívají pro překlenutí velkých rozponů.



Obr. 3.1 Deformační účinek svislého konstrukčního prvku (převzato z Wille 1950).

Požadavky kladené na dřevěné konstrukce bez ohledu na druh a provedení lze dle Mikeše (2005) definovat:

- v podporách by měla konstrukce vyvozovat vždy svislé zatížení. Vyvozují-li některé soustavy šikmé tlaky, je třeba zachytit vodorovné složky sil ocelovými táhly nebo dřevěnými kleštinami,
- dřevěná konstrukce musí být v podélném i příčném směru dostatečně tuhá, aby dobře vzdorovala jednostranným zatížením a zejména účinkům větru,
- jednotlivé součásti každé konstrukce musí být řádně nadimenzovány, aby některé prvky a části konstrukcí nebyly přemáhány a to obzvláště v místech spojů.

3.2 Zásady navrhování podle EN 1995

Cílem navrhování podle EN 1995 je minimalizovat pravděpodobnost selhání konstrukce, tj. vyhnout se stavu, kdy zatížení konstrukce bude větší než její únosnost. U všech rozhodujících návrhových situací se musí prokázat, že mezní stavy nebudou dosaženy, tj. zajistit, že:

- účinky zatížení nepřekročí návrhové hodnoty odolnosti konstrukčního prvku (pro mezní stavy únosnosti),
- účinky zatížení nepřekročí příslušné návrhové hodnoty (pro mezní stavy použitelnosti).

V průběhu navrhování účinků zatížení je nezbytně nutné:

- určit všechna zatížení působící na konstrukci a jejich kombinace,
- vybrat vhodný výpočtový model pro určení odezvy konstrukce,
- určit odezvu konstrukce na účinky zatížení v čase.

V průběhu vyšetřování odolnosti konstrukce je nezbytně nutné:

- určit materiálové charakteristiky,
- určit geometrické a průřezové charakteristiky konstrukce,
- určit referenční hodnoty, ke kterým se bude vztahovat posouzení spolehlivosti.

3.2.1 Výpočtové modely

Výpočtové modely slouží k určení odezvy konstrukce na zatížení. Zvolené modely by měly co nejlépe vystihovat vlastnosti a chování konstrukce. Při volbě modelu je třeba brát v úvahu kromě hlavních veličin, jako jsou geometrické, materiálové a průřezové charakteristiky, také výrobní a montážní imperfekce, vlivy prostředí apod. (EN 1995) Je třeba také důsledně rozlišovat, zda jsou výpočtové modely založeny na vyšetřování nedeformované konstrukce – podle teorie malých deformací (teorie 1. řádu) nebo na vyšetřování konstrukce, u níž jsou zohledněny počáteční deformace a podmínky rovnováhy jsou sestavovány na deformované konstrukci (teorie 2. řádu).

Výpočtové modely se rozdělují podle jejich podstaty do dvou základních (EN 1995) skupin:

a) fyzikální (skutečné) modely, jež jsou určeny pro experimentální stanovování únosnosti, použitelnosti, případně životnosti konstrukce a spojů. Jejich funkce je také verifikační, pro ověření věrohodností teoretických a numerických modelů, a dále, mohou nahradit v určitých případech modely teoretické.

b) teoretické modely, jsou základní modely pro navrhování konstrukcí, které se dělí na analytické a numerické. Analytické modely jsou běžně používány při projektování v praxi. Numerické modely slouží zpravidla k popisu vlastností komplexnějších konstrukcí při různě kombinovaných zatíženích a materiálových skladbách.

Základem **analytických modelů** je formulace problému systémem rovnic a jejich řešení v uzavřeném tvaru. Analytickými modely lze řešit poměrně široký okruh

problémů – od jednorozměrných (prutové konstrukce), přes dvojrozměrné (stěny, desky), až po trojrozměrné konstrukční prvky a detaily. Je však nutné zmínit, že analytické řešení je pro svoji matematickou exaktnost poměrně náročné a je výhodné pouze pro jednodušší případy zatížení, tvaru a podepření konstrukcí. Nalézt přesné analytické řešení v obecném složitějším případě bývá velice náročné, někdy dokonce nemožné. V těchto případech se dostávají ke slovu aproximace za využití metod numerických, které jsou průběžně propracovávány a zdokonalovány (Marek et al. 2003; Materna a Lokaj 2008).

Základem **numerických modelů** je formulace problému pomocí systému diferenciálních rovnic, které však nejsou řešeny v uzavřeném tvaru. Řešení je hledáno pomocí různých numerických metod (variační metody, diferenční metody, atp.). Moderní numerické metody (nejrozšířenějším představitelem je metoda konečných prvků – MKP neboli FEM – Finite Element Method) jsou převážně metodami „energetickými“ – tzn. metodami založenými na hledání extrému celkové potenciální energie konstrukce. Tyto metody jsou založeny na idealizaci spojitě konstrukce diskretními prvky s určitými geometrickými a fyzikálními vlastnostmi (Kolář et al. 1997; Marek et al. 2003; Materna a Lokaj 2008). MKP a numerickému modelování obecně je věnována samostatná kapitola 3.8.

3.2.2 Posouzení spolehlivosti

V procesu pravděpodobnostního návrhu a posudku spolehlivosti konstrukce je nutné stanovit referenční úrovně, tj. hodnoty napětí, přetvoření nebo deformací. Po překročení této referenční úrovně přestane příslušný prvek plnit návrhová kritéria a konstrukce se stává nefunkční nebo dokonce nebezpečnou. Základní princip posuzování spolehlivosti dřevěných konstrukcí byl založen na deterministických přístupech posuzování metodou dovolených namáhání. Nejistoty při posuzování nebyly vyjadřovány explicitně, ale implicitně v konzervativních předpokladech o rozdělení napětí. Tato filozofie pochází z 19. století, a lze ji vyjádřit následujícími vztahy (3.1 a 3.2):

$$\sigma_{\max,T} \leq \sigma_{allow} \quad (3.1)$$

a současně

$$\sigma_{allow} = \frac{\sigma_{crit}}{k} \quad (3.2)$$

Evropské normy (EN 1995, DIN 1052 aj.) pro navrhování dřevěných konstrukcí jsou založeny na metodě dílčích součinitelů. Metoda dílčích součinitelů má umožnit důslednější posudek v případě aplikace teorie 2. řádu, využití plastických rezerv a přesnější vyjádření zatížení. Nejistoty (rozptyl náhodně proměnných veličin ovlivňující výsledek) jsou rozděleny jak na zatížení, tak i na odolnost konstrukce. Metoda dílčích součinitelů je založena na filozofii tzv. mezních stavů (při jejich překročení konstrukce nevyhovuje návrhovým požadavkům). V soustavě Eurokódů (např. EN 1995) jsou uvažovány pouze dva mezní stavy:

- a) mezní stavy únosnosti** jsou to takové stavy, které mohou ohrozit bezpečnost osob v souvislosti se zřícením nebo podobnými poruchami konstrukce. Mezní stavy únosnosti zahrnují: *ztrátu stability* konstrukce nebo její části jako tuhého tělesa; *poruchu nadměrným přetvořením*; *transformaci konstrukce na mechanismus*; *porušení*.

Základní podmínka pro posouzení spolehlivosti nosného prvku v mezním stavu únosnosti lze v symbolickém tvaru zapsat jako:

$$S_d \leq R_d \quad (3.3)$$

kde S_d představuje návrhovou hodnotu kombinace zatížení (vyjádřena vnitřními silami, napětím apod.) a R_d představuje návrhovou hodnotu odolnosti konstrukčního prvku (u dřevěných konstrukcí je tato hodnota vztažena převážně k návrhové pevnosti dřeva).

- b) mezní stavy použitelnosti** zahrnují: *deformace a průhyby*, které ovlivňují vzhled nebo efektivní využití konstrukce; *kmitání*, které způsobuje nepohodlí osob, poškození konstrukce nebo nesených materiálů nebo které omezuje jejich funkční účinnost; *poškození (včetně trhlin)*, které mohou nepříznivě ovlivnit trvanlivost konstrukce.

Základní podmínku pro posouzení spolehlivosti nosného prvku v mezním stavu použitelnosti lze symbolicky vyjádřit jako:

$$S_d \leq C_d \quad (3.4)$$

kde S_d představuje návrhovou hodnotu účinku zatížení (vyjádřena deformací, zrychlením apod.) a C_d představuje nominální hodnotu odpovídajících vlastností konstrukce.

Pro prohlášení, že určitý konstrukční prvek v mezním stavu únosnosti vyhovuje z hlediska spolehlivosti při namáhání (tah, tlak, ohyb, smyk, krut a jejich kombinacím) podle současných norem, musí tento prvek splňovat základní podmínku (3.3).

Návrhovou hodnotu X_d vlastnosti materiálu (při namáhání na ohyb, tah, tlak, smyk, pro modul pružnosti (E a G), hustotu)¹ dřevěného konstrukčního prvku a normálového napětí σ_N pro konkrétní typ posuzovaného namáhání lze vyjádřit symbolickými vztahy (3.5 a 3.6) ve tvaru:

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.5)$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \quad (3.6)$$

Výpočet návrhové hodnoty vlastnosti materiálu X_d se musí vždy upravit pomocí dílčích koeficientů (Tab. 3.1 a Tab. 3.2). Normálové napětí v průřezu σ_N se vypočítá podle vztahu (3.6), kde účinná plocha průřezu A významně ovlivňuje výstupní hodnotu tohoto napětí.

Tab. 3.1 Doporučené dílčí součinitele γ_M pro vlastnosti materiálu a únosnosti (převzato z EN 1995).

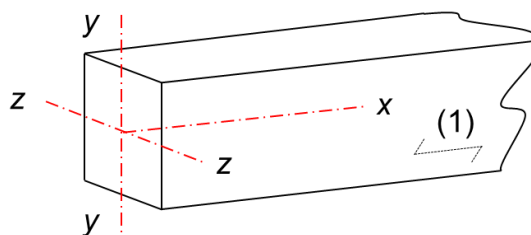
Základní kombinace	γ_M
Rostlé dřevo	1.3
Lepené lamelové dřevo	1.25
LVL, překližovaná deska, OSB	1.2
Třískové desky	1.3
Vláknité desky, tvrdé	1.3
Vláknité desky, středně tvrdé	1.3
Vláknité desky, MDF	1.3
Vláknité desky, měkké	1.3
Spoje	1.3
Kovové desky s prolisovanými trny	1.25
Mimořádné kombinace	1.0

¹ kde hodnota X_d je definována pomocí Doporučených hodnot charakteristických pevností, modulů pružnosti a hustot pro rostlé nebo lepené lamelové dřevo podle příslušných tabulek (např. v EN 1995 – A7/3 pro jehličnaté a listnaté dřevo z EN 338 (A8/7 pro lepené lamelové dřevo z EN 14080) podle systému tříd pevnosti.

Tab. 3.2 Hodnoty k_{mod} (převzato z EN 1995).

Materiál	Norma	Třída provozu ²	Třída trvání zatížení ³				
			Stálé zatížení	Dlouhodobé zatížení	Střednědobé zatížení	Krátkodobé zatížení	Okamžikové zatížení
Rostlé dřevo	EN 14081-1	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
		2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
		3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90

Základní podmínky pro jednotlivé druhy namáhání níže uvedené, platí pro rovné rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo nebo konstrukční výrobky na bázi dřeva s konstantním průřezem, jejichž vlákna jsou orientována převážně rovnoběžně po délce prvku. Předpokladem je, že prvek je namáhán napětím pouze ve směru své jedné (x , y nebo z) hlavní osy (viz Obr. 3.2).



Obr. 3.2 Hlavní geometrické osy prvku. (1) směr dřevních vláken (převzato z Kuklík a Kuklíková 2010).

3.3 Základní podmínky mezních stavů únosnosti pro jednotlivé druhy namáhání:

Tah rovnoběžně s vlákny

Základní vztah pro posouzení pevnosti v tahu rovnoběžně s vlákny je:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (3.7)$$

² Třída 1 – je charakterizována vlhkostí materiálu odpovídající teplotě 20°C a relativní vlhkosti okolního vzduchu přesahující 65 % pouze po několik týdnů v roce. Ve třídě vlhkosti 1 nepřesahuje průměrná vlhkost dřeva 12 %.

Třída 2 – je charakterizována vlhkostí materiálu odpovídající teplotě 20°C a relativní vlhkosti okolního vzduchu přesahující 85 % pouze po několik týdnů v roce. Ve třídě vlhkosti 2 nepřesahuje průměrná vlhkost dřeva 20 %.

Třída 3 – je charakterizována klimatickými podmínkami vedoucími k vlhkosti vyšší než ve třídě vlhkosti 2. Pouze výjimečně by měli být kryté konstrukce zařazeny do třídy vlhkosti 3.

³ Třída trvání zatížení: stálé (déle než 10 let); dlouhodobé (6 měsíců až 10 let); střednědobé (1 týden až 6 měsíců); méně než 1 týden; okamžité (-).

Tah kolmo k vláknům

Tomuto typu namáhání by se mělo u konstrukčních prvků předcházet nebo alespoň jej snižovat na co nejnižší možnou úroveň. Základní vztah pro posouzení pevnosti v tahu kolmo k vláknům je:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{vol} f_{t,90,d} \quad (3.8)$$

kde součinitel $k_{vol} = 1.0$ (pro rostlé dřevo)

Tlak rovnoběžně s vlákny

Základní vztah pro posouzení pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny je:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (3.9)$$

Tlak kolmo k vláknům

Základní vztah pro posouzení pevnosti v tlaku kolmo k vláknům je:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (3.10)^4$$

Ohyb

Nosník namáhaný ohybem musí splňovat podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.11)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.12)$$

kde součinitel k_m :

- pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:
 - pro pravoúhlé průřezy – 0.7
 - pro ostatní průřezy – 1.0
- pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva, pro všechny průřezy – 1.0

Smyk

Základní vztah pro posouzení pevnosti ve smyku je:

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d} \quad (3.13)$$

⁴ Hodnota $k_{c,90}$ se má uvažovat 1.0, v opačných případech se postupuje podle Kuklík a Kulíková (2010), kapitola 6.1.5.

Kroucení

Základní vztah pro posouzení kroucení je:

$$\tau_{tor} \leq k_{shape} f_{v,d} \quad (3.14)$$

kde součinitel: $k_{shape} = 1.2$ pro kruhové průřezy

$$k_{shape} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.15 \frac{h}{b} \\ 2.0 \end{array} \right\} \text{ pro pravoúhlé průřezy} \quad (3.15)$$

Maximální napětí v kroucení tuhých prvků lze vyjádřit vztahy:

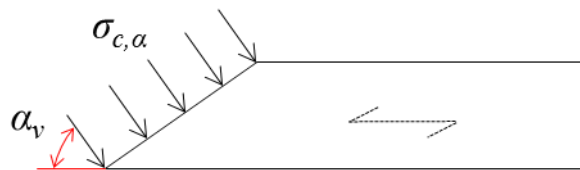
$$\tau_{tor} = \frac{2 \cdot M_T}{\pi \cdot r^3} \text{ pro kruhový průřez} \quad (3.16)$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_T}{\alpha_s \cdot h \cdot b^2} \text{ pro obdelníkový průřez} \quad (3.17)$$

Vzhledem k tomu, že se v konstrukčních prvcích nevyskytuje pouze jednoosý stav napjatosti, ale spíše interakce výše uvedených namáhání, které indukují v tělese dvouosý a víceosý stav napjatosti, budou v další části této kapitoly popsány podmínky pro vybrané kombinace namáhání.

Napětí v tlaku pod úhlem k vláknům

Tato napjatost se vyskytuje zejména u tesařských spojů.



Obr. 3.3 Napětí pod úhlem k vláknům (převzato z EN 1995).

Pro napětí v tlaku pod úhlem α k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha_v + \cos^2 \alpha_v} \quad (3.18)$$

Kombinace ohybu a osového tahu

Musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.19)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.20)$$

Kombinace ohybu a osového tlaku

Musí být splněny následující podmínky:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.21)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.22)$$

Výše popsané podmínky pro základní a kombinované druhy namáhání mezních stavů únosnosti musí být splněny. Konstrukce, která je prohlášena za bezpečnou a vhodnou k užívání, musí dále splňovat požadavky podle mezních stavů použitelnosti.

3.4 Základní podmínky mezních stavů použitelnosti pro jednotlivé druhy namáhání:

V další části této podkapitoly budou popsány podmínky, které musí dřevěná konstrukce splňovat podle mezních stavů použitelnosti. Podle EN 1995 jsou uvedeny tři limitní požadavky, které nesmí být překročeny, a to:

- a) **prokluz spoje** (někdy také označován termínem posunutí spoje) definován modulem prokluzu (označován také termínem modul posunutí);
- b) **maximální průhyb** jednotlivých prvků, který musí být menší, než jsou předepsané hodnoty;
- c) **maximální kmitání** částí konstrukce, které musí být v akceptovatelném rozsahu.

3.4.1 Prokluz spoje

Spoje provedené pomocí spojovacích prostředků kolíkového typu se musí určit modul prokluzu K_{ser} jednoho stříhu jednoho spojovacího prostředku při provozním zatížení podle Tab. 3.3. V EN 26891 se místo K_{ser} používá značka k_s .

Tab. 3.3 Hodnoty K_{ser} pro spojovací prostředky a hmoždíky v $N \cdot mm^{-1}$ ve spojích dřevo-dřevo a deska na bázi dřevo-dřevo.

Typ spojovacího prostředku	K_{ser}
Kolíky Svorníky s nebo bez vůle ^a Vruty Hřebíky (s předvrtáním)	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Hřebíky (bez předvrtání)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Sponky	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Prstencový hmoždík typu A podle EN 912 Talířový hmoždík typu B podle EN 912	$\rho_m d_c / 2$
Zazubené hmoždíky: - Hmoždíky typu C1 až C9 podle EN 912 - Hmoždíky typu C10 až C11 podle EN 912	$1,5 \rho_m d_c / 4$ $\rho_m d_c / 2$
^a Vůle se má přidávat k přetvoření odděleně	

Jsou-li průměrné hustoty $\rho_{m,1}$ a $\rho_{m,2}$ dvou spojovaných prvků na bázi dřeva rozdílné, potom se ρ_m stanoví pomocí vztahu (3.23):

$$\rho = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}} \quad (3.23)$$

3.4.2 Maximální průhyb

Mezní stavy použitelnosti vyžadují, aby **deformace** (průhyby) prvků konstrukce na začátku zatížení (v čase $T = 0$) a na konci zatížení (v čase $T = \text{finish}$) byly v předepsaných intervalech podle Tab. 3.4.

Tab. 3.4 Mezní hodnoty průhybů nosníku (převzato z EN 1995).

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Prostý nosník	L/300 do L/500	L/250 do L/350	L/150 do L/300
Konzola	L/150 do L/250	L/125 do L/175	L/75 do L/150

Pokud je konstrukce složena z prvků, dílců a spojů se stejným dotvarováním a za předpokladu lineární závislosti mezi zatížením a odpovídající deformací (elastická část pracovního diagramu), se může konečná deformace u_{fin} uvažovat následovně podle rovnice (3.24) a příslušných hodnot z Tab. 3.5 a Tab. 3.6:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + \sum u_{fin,Q_i} \quad (3.24)$$

$$\text{kde } u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) \text{ pro stálé zatížení, } G \quad (3.25)$$

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) \text{ pro hlavní proměnné zatížení, } Q_1 \quad (3.26)$$

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) \text{ pro ostatní proměnná zatížení, } Q_i \text{ (} i > 1 \text{)} \quad (3.27)$$

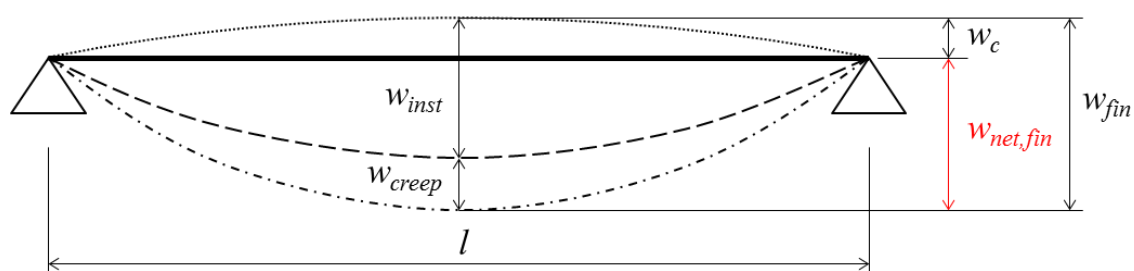
Tab. 3.5 Hodnoty k_{def} pro rostlé dřevo (převzato z EN 1995).

Materál	Norma	Třída provozu		
		1	2	3
Rostlé dřevo	EN 14081-1	0.6	0.8	2.0

Tab. 3.6 Hodnoty součinitelů $\psi_{0,i}$; $\psi_{1,i}$; $\psi_{2,i}$ proměnných zatížení (převzato z EN 1995).

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1. Užitékové zatížení v budovách			
Kategorie A: Bytové domy	0.7	0.5	0.3
Kategorie B: Administrativa	0.7	0.5	0.3
Kategorie C: Shromažďovací prostory	0.7	0.7	0.6
Kategorie D: Obchody	0.7	0.7	0.6
Kategorie E: Sklady	1.0	0.9	0.8
2. Zatížení dopravou			
Kategorie F: Vozidla do 30 kN	0.7	0.7	0.6
Kategorie G: Vozidla mezi 30 kN a 160 kN	0.7	0.5	0.3
Kategorie H: Střechy	0	0	0
3. Zatížení povětrností			
Zatížení sněhem (Finsko, Island, Norsko, Švédsko)	0.7	0.5	0.2
Zatížení sněhem (členské státy CEN, $H \geq 1000$ m n.m.)	0.7	0.5	0.2
Zatížení sněhem (členské státy CEN, $H < 1000$ m n.m.)	0.5	0.2	0
Zatížení větrem	0.6	0.2	0
Zatížení změnou teploty	0.6	0.5	0

Složky průhybu, které jsou výsledkem kombinace zatížení (podle rovnice 3.24), jsou znázorněny na Obr. 3.4.



Obr. 3.4 Složky průhybu (převzato z EN 1995).

Čistý průhyb pod přímkou mezi podpěrami $w_{net,fin}$ se stanoví podle rovnice (3.28):

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (3.28)$$

Pro mezní stavy použitelnosti pak musí platit následující podmínky pro průhyb:

$$1. \quad w_{inst} \leq w_{inst,lim} \quad (3.29)$$

$$2. \quad w_{fin} \leq w_{fin,lim} \quad (3.30)$$

$$3. \quad w_{net,fin} \leq w_{net,fin,lim} \quad (3.31)$$

3.4.3 Maximální kmitání

Třetím limitním požadavkem, který nesmí být překročen podle mezních stavů použitelnosti, je **kmitání** konstrukce. Kmitání v konstrukcích může být vyvoláno instalovanými stroji (rotační stroje) nebo lidskou aktivitou (chůzí). V následujícím textu budou popsány základní podmínky, které musí být splněny podle mezních stavů použitelnosti pro kmitání. Úplný popis postupu pro stanovení kmitání a základních frekvencí je možné nalézt v Kuklík a Kuklíková (2010) v kapitole 7.3 nebo v EN 1995.

U stropů obytných budov se základní frekvencí větší než 8 Hz ($f_1 > 8$ Hz) má být splněna podmínka:

$$\frac{w}{F} \leq a \quad (3.32)$$

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \quad (3.33)$$

3.5 Druhy zatížení podle příslušných norem

Celkové přetvoření se u dřevěných konstrukcí skládá ze dvou složek, a to stálé a proměnlivé. Výsledkem tedy je proměnlivá velikost celkového přetvoření dřevěné konstrukce během její životnosti. Stálé přetvoření vzniká ihned po zatížení konstrukce dlouhodobým neměnicím se zatížením (např. vlastní hmotností konstrukce, hmotností mobiliáře). Podstatně větší část z celkového přetvoření konstrukce je proměnlivá. Proměnlivé přetvoření je způsobeno jednak dlouhodobým zatížením (nárůst plastických deformací) a jednak časově proměnným zatížením jako je sníh, vítr, pohyb osob a věci apod. (nárůst či pokles elastických deformací a nárůst plastických deformací).

V návaznosti na tuto skutečnost, lze jednotlivé druhy zatížení rozdělit 1) podle doby trvání a 2) podle druhu zátěže:

- **1) stálá zatížení** – skládají se z vlastní tíhy konstrukčních prvků a tíhy všech komponentů, které jsou konstrukčními prvky trvale neseny, tj. například pevných příček, izolací, obkladů a omítek,
- **2) přechodná zatížení** – taková, která jsou proměnlivá v čase:
 - a) užitná zatížení** – odpovídají zatížením, která se sama pohybují (například osoby, vozidla), a přenosným zatížením (například nábytek, lehké příčky, uskladněné materiály),
 - b) zatížení sněhem** – jsou založena na měření výšky sněhu a na měrné hmotnosti sněhu. Poměrná hustota se mění v závislosti na prostředí a na lokální povětrnosti,
 - c) zatížení větrem** – jsou proměnná v čase a jsou zatříděna v krátkodobé třídě trvání zatížení,
 - d) kombinace zatížení** – vyžadují analýzu účinků zatížení. Tato zahrnuje volbu uspořádání zatížení odpovídající skutečné situaci, pro kterou je nutno konstrukci nebo část konstrukce posoudit.

Uvedené typy zatížení musí být respektovány při navrhování celkového zatížení konstrukce (obecně okrajových podmínek). Na základě znalosti těchto okrajových podmínek je možno sledovat rozklad celkového zatížení do jednotlivých konstrukčních prvků a spojů, včetně stanovení normálových, posouvajících a momentových sil, které jsou od celkového zatížení reálně přenášeny do konstrukce. Tyto síly jsou následně brány do úvahy v případech individuálního hodnocení každého spoje v konstrukci.

Stanovení velikosti různých druhů zatížení je ošetřeno EN 1995 a doplněno harmonizovanou normou EN 1991-1, která je dělena podle charakteru zatížení do následujících částí:

EN 1991-1-1	Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
EN 1991-1-2	Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru
EN 1991-1-3	Zatížení sněhem
EN 1991-1-4	Zatížení větrem
EN 1991-1-5	Zatížení teplotou
EN 1991-1-6	Zatížení během provádění
EN 1991-1-7	Mimořádná zatížení

3.5.1 EN 1991-1-1 Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

Zatížení konstrukce je založeno na definici tíhy nosných i nenosných prvků v určité kombinaci, včetně skladovaných materiálů a zařízení. Norma uvádí tři základní zdroje zatížení: a) objemovou tíhu stavebních a skladových materiálů; b) vlastní tíhu stavebních prvků stanovenou na základě nominálních rozměrů a charakteristických hodnot objemových tíh, zde se řadí například nosné a nenosné prvky (střešní krytina, povrchové úpravy, příčky, kabelové rozvody apod.); c) užitné zatížení pozemních staveb, mezi které můžeme zařadit osoby, zařizovací předměty, vozidla apod. Odpovídající velikost zatížení konstrukce se stanoví na základě tabulkové charakteristické hodnoty užitého zatížení podle příslušných kategorií podle Tab. 3.7, dále pak např. podle Tab. 3.13.

Tab. 3.7 Užité kategorie (převzato z EN 1991-1-1).

Kategorie	Stanovené použití	Příklad
A	obytné plochy a plochy pro domácí činnosti	místností obytných budov a domů; lůžkové pokoje a čekárny v nemocnicích; ložnice hotelů a ubytoven, kuchyně a toalety
B	kancelářské plochy	
C	plochy, kde může docházet ke shromažďování lidí (kromě plochy uvedených v kategoriích A, B a D ¹⁾)	<p>C1: plochy se stoly atd., např. plochy ve školách, kavárnách, restauracích, jídelnách, čítárnách, recepcích.</p> <p>C2: plochy se zabudovanými sedadly, např. plochy v kostelech, divadlech nebo kinech, v konferenčních sálech, přednáškových nebo zasedacích místnostech, nádražích a jiných čekárnách.</p> <p>C3: plochy bez překážek pro pohyb osob, např. plochy v muzeích, ve výstavních sáních a přístupové plochy ve veřejných a administrativních budovách, hotelích, nemocnicích, železničních nádražních halách.</p> <p>C4: plochy určené k pohybovým aktivitám, např. taneční sály, tělocvičny, jeviště, atd.</p> <p>C5: plochy, kde může dojít k vysoké koncentraci lidí, např. budovy pro veřejné akce jako koncertní síň, sportovní haly, včetně tribun, terasy a přístupové plochy, železniční nástupiště.</p>
D	obchodní plochy	<p>D1: plochy v malých obchodech</p> <p>D2: plochy v obchodních domech</p>
1) Pozor na odstavec 6.3.1.1(2)P, zejména pro C4 a C5. Pokud je nutno uvažovat dynamické účinky, viz EN 1990. Kategorie E je v tabulce 6.3.		
Poznámka 1 V závislosti na předpokládaném účelu používání mohou být plochy zařazeny do kategorie C5 místo do kategorií C2, C3 a C4, a to na základě rozhodnutí klienta a/nebo podle národní přílohy.		
Poznámka 2 V národní příloze mohou být uvedeny podkategorie ke kategoriím A, B, C1 až C5, D1 a D2.		
Poznámka 3 Plochy pro skladování a průmyslovou činnost, viz 6.3.2.		

3.5.2 EN 1991-1-3 Zatížení sněhem

Stanovení charakteristické hodnoty zatížení sněhem na střeše s pro navrhování konstrukcí se využívá pro objekty, které jsou v maximální nadmořské výšce 1500 m,

pokud není stanoveno jinak. Velikost hodnoty zatížení určují dva hlavní faktory, které jsou normou popsány v **přílohách A a B**:

a) příloha A: Návrhová situace a uspořádání zatížení pro různé lokality

Tato příloha je v podobě tabulky (Tab. 3.8) udávající možné případy, které mohou nastat v dané lokalitě objektu. Rozhodujícími parametry pro zařazení objektu do příslušného případu je množství spadu a navátí sněhu. Rozlišují se možnosti, zda dochází či nedochází k výjimečnému stavu a na základě toho se určí základní vztah pro výpočet s .

Tab. 3.8 Návrhové situace a uspořádání zatížení pro různé lokality (převzato z EN 1991-1-3).

Normální podmínky	Výjimečné podmínky		
případ A	případ B1	případ B2	případ B3
nedochází k VSS* nedochází k VNS**	dochází k VSS nedochází k VNS	nedochází k VSS dochází k VNS	dochází k VSS dochází k VNS
<i>trvalé/dočasné NS***</i>	<i>trvalé/dočasné NS</i>	<i>trvalé/dočasné NS</i>	<i>trvalé/dočasné NS</i>
nenavátý sníh $\mu_i C_e C_t s_k$ navátý sníh $\mu_i C_e C_t s_k$	nenavátý sníh $\mu_i C_e C_t s_k$ navátý sníh $\mu_i C_e C_t s_k$ <i>mimořádná NS (pokud je sníh mimořádným zatížením)</i> nenavátý sníh $\mu_i C_e C_t C_{esl} s_k$ navátý sníh $\mu_i C_e C_t C_{esl} s_k$	nenavátý sníh $\mu_i C_e C_t s_k$ navátý sníh $\mu_i C_e C_t s_k$ (kromě tvarů střech uvedených v příloze B) <i>mimořádná NS (pokud je sníh mimořádným zatížením)</i> navátý sníh $\mu_i s_k$ (pro tvary střech uvedené v příloze B)	nenavátý sníh $\mu_i C_e C_t s_k$ navátý sníh $\mu_i C_e C_t s_k$ (kromě tvarů střech uvedených v příloze B) <i>mimořádná NS (pokud je sníh mimořádným zatížením)</i> nenavátý sníh $\mu_i C_e C_t C_{esl} s_k$ navátý sníh $\mu_i s_k$ (pro tvary střech uvedené v příloze B)
* VSS = výjimečnému spadu sněhu ** VNS = výjimečnému navátí sněhu; *** NS = návrhové situace			

b) příloha B: Tvarový součinitel pro zatížení výjimečným navátím sněhu

Tato příloha popisuje tvarový součinitel pro různé typy konstrukcí střech (např. vícelodní budovy, střechy sousedící a přiléhající k vyšším stavbám, střechy s návějemi u výstupků, překážek a atik), kde se může nerovnoměrně rozkládat zatížení, případně se může kumulovat na jednom místě (atiky, komíny apod.).

Základní vztah pro výpočet charakteristické hodnoty s pro normální podmínky podle Tab. 3.8 se provede podle rovnice (3.33):

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.33)$$

Pro výpočet s je nutno použít součinitele pro korekci v závislosti na tvaru střechy (μ_1) podle Tab. 3.9 a typu krajiny (C_e) podle Tab. 3.10. Tvarový součinitel sedlové

střechy je závislý na úhlu sklonu střechy (α). Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi s_k je vstupní hodnotou odpovídající oblastem I-V, podle mapy sněhových oblastí pro Českou republiku (Obr. 3.5). Tepelný součinitel C_t se používá v případech, kdy je možno vzít v úvahu snížení zatížení sněhem na střeše, která má vysokou tepelnou propustnost ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$), kdy dochází k odtávání sněhu vlivem prostupu tepla, v ostatních případech je roven 1.0.

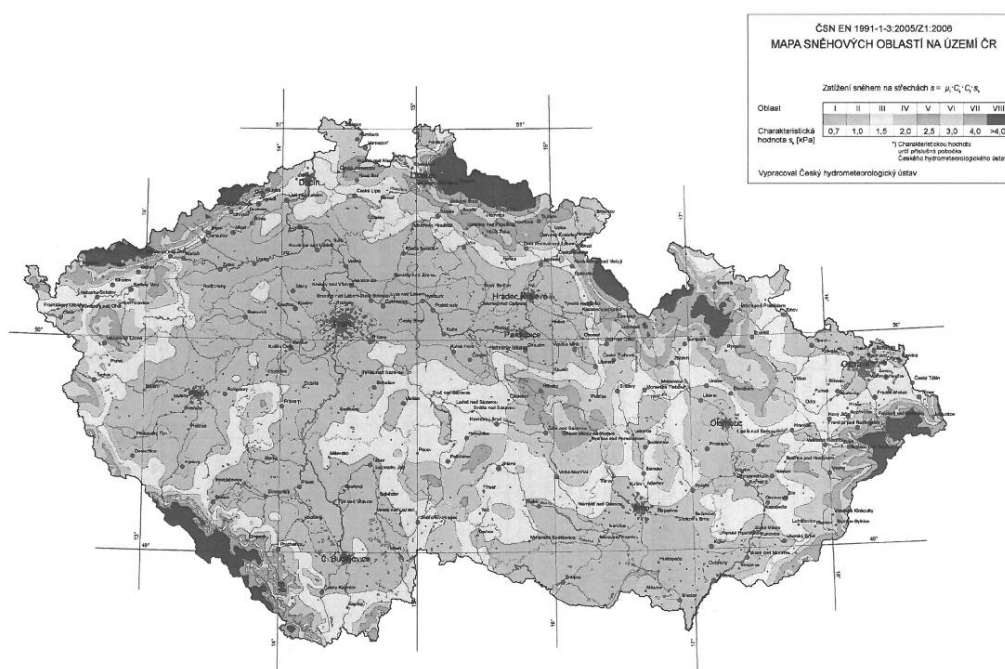
Tab. 3.9 Tvarové součinitele zatížení sněhem (převzato z EN 1991-1-3).

úhel sklonu střechy α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8(60 - \alpha)/30$	0.0
μ_2	$0.8 + 0.8\alpha/30$	1.6	-

Tab. 3.10 Doporučené hodnoty součinitele C_e pro různé krajiny (převzato z EN 1991-1-3).

Typ krajiny	C_e
otevřená ^{a)}	0.8
normální ^{b)}	1.0
chráněná ^{c)}	1.2

a) *otevřený typ krajiny*: rovná plocha bez překážek, otevřená do všech stran, nechráněná nebo jen málo chráněná terénem, vyššími stavbami nebo stromy.
b) *normální typ krajiny*: plochy kde nedochází na stavbách k výraznému přemístění sněhu větrem kvůli okolnímu terénu, jiným stavbám nebo stromům.
c) *chráněný typ krajiny*: plochy, kde je uvažována stavba výrazně nižší než je okolní terén nebo je stavba obklopena vysokými stromy a/nebo vyššími stavbami.

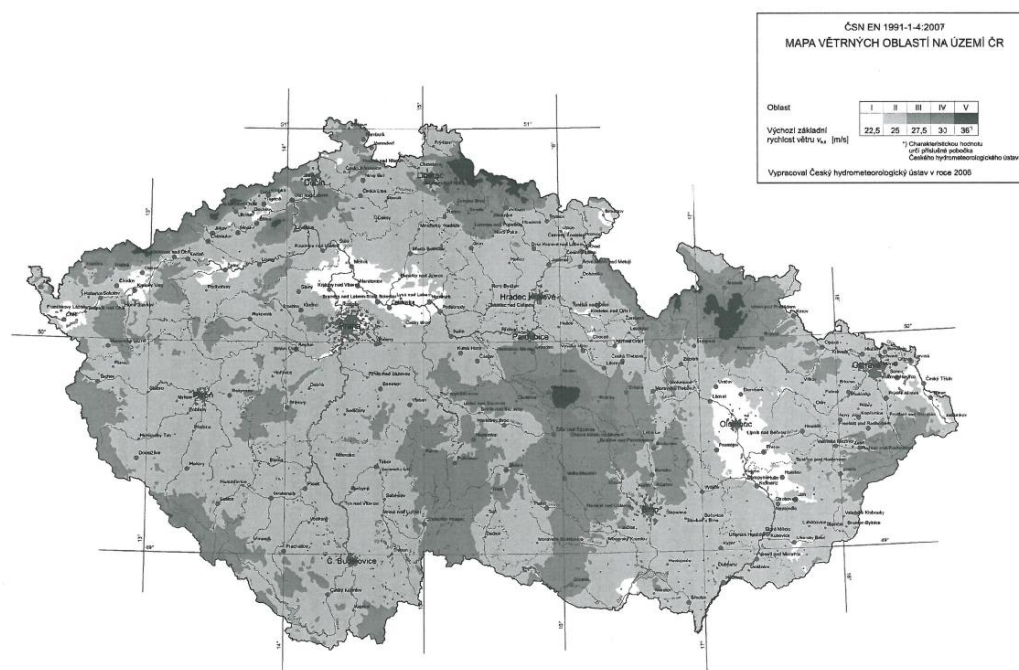


Obr. 3.5 Mapa sněhových oblastí na území ČR (převzato z EN 1991-1-3).

3.5.3 EN 1991-1-4 Zatížení větrem

Stanovení zatížení větrem je z hlediska navrhování konstrukcí nejnáročnější. Norma obsahuje celou řadu možných variant, které mohou nastat při účincích větru. Do výpočtů vstupuje mnoho proměnných např. drsnost terénu, dynamický tlak větru, tvar střechy, výška posuzovaného objektu, příslušenství na střechách (vlajky, informační tabule apod.), které ovlivňují výslednou hodnotu zatížení větrem. V důsledku těchto skutečností, je dále uveden základní postup pro stanovení zatížení větrem pro sedlovou střechu jako nejobvyklejšího typu střechy v ČR.

Pro stanovení celkové velikosti zatížení tlakem větru w_e je základním vstupním parametrem výchozí základní rychlost větru⁵ $v_{b,0}$, která se stanoví podle mapy větrných oblastí (Obr. 3.6).



Obr. 3.6 Mapa větrných oblastí ČR (převzata z EN 1991-1-4).

Korekcí $v_{b,0}$ pomocí součinitelů směru větru (doporučená hodnota 1.0) a ročního období (doporučená hodnota 1.0), stanovíme základní rychlost větru v_b podle rovnice (3.34):

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.34)$$

⁵ Výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$ je charakteristická desetiminutová střední rychlost větru, nezávislá na směru větru a ročním období, ve výšce 10 m nad zemí v terénu bez překážek s nízkou vegetací jako je tráva a izolovanými překážkami, vzdálenými od sebe nejméně 20-ti násobek výšky překážek.

Základní rychlost větru v_b vstupuje dále do výpočtu pro stanovení střední rychlosti větru nad terénem $v_m(z)$ v závislosti na součiniteli drsnosti terénu $c_r(z)$ a orografii $c_o(z)$ a stanoví se podle rovnice (3.35):

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (3.35)$$

Součinitel $c_r(z)$ vyjadřuje změnu střední rychlosti větru v místě konstrukce způsobenou: a) výškou nad úrovní terénu; b) drsností povrchu terénu na návětrné straně konstrukce. Pokud je výška nad zemí z v souladu s podmínkou $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ $c_r(z)$, vypočte se podle rovnice (3.36), pokud je splněna podmínka $z \leq z_{\min}$ je použita rovnice (3.37). Parametry z_0 a z_{\min} závisí na kategorii terénu podle Tab. 3.11 a Obr. 3.7.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.36)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad (3.37)$$

Součinitel k_r , který závisí na uvažovaném parametru drsnosti terénu se stanoví podle rovnice (3.38):

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.38)$$

Po dosazení všech proměnných, získáme $v_m(z)$ v závislosti na výšce nad terénem z , drsnosti terénu a orografii.

Tab. 3.11 Kategorie terénů a jejich parametry (převzato z EN 1991-1-4).

Kategorie terénu	z_0 (m)	z_{\min} (m)
0 Moře nebo pobřežní oblasti vystavené otevřenému moři	0.003	1
I Jezera nebo vodorovné oblasti se zanedbatelnou vegetací a bez překážek	0.01	1
II Oblasti s nízkou vegetací jako je tráva a s izolovanými překážkami (stromy, budovy), které jsou od sebe rozmístěny ve vzdálenosti nejméně 20-ti násobek výšky překážek	0.05	2
III Oblasti rovnoměrně pokryté vegetací nebo budovami, nebo s izolovanými překážkami, které jsou od sebe rozmístěny ve vzdálenosti nejméně 20-ti násobek výšky překážek (vesnice, předměstský terén, souvislý les)	0.3	5
IV Oblasti, ve kterých je nejméně 15 % povrchu pokryto pozemními stavbami, jejichž průměrná výška je větší než 15 m	1.0	10
Kategorie terénu jsou zobrazeny v na obrázku Obr. 3.7		



Obr. 3.7 Zobrazení největší drsnosti pro každou kategorii terénu (převzato z EN 1991-1-4).

Dalším dílčím krokem pro stanovení celkového zatížení větrem w_e , je provést výpočty turbulence větru. Prvním krokem v této fázi je výpočet intenzity turbulence⁶ $l_v(z)$ ve výšce z podle následující rovnice (3.39):

$$l_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (3.39)$$

kde směrodatná odchylka turbulence σ_v je definována rovnicí (3.40), pro součinitel turbulence k_I je doporučená hodnota 1.0.

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I \quad (3.40)$$

S využitím intenzity turbulence $l_v(z)$ lze dále stanovit maximální dynamický tlak $q_p(z)$ ve výšce z , který zahrnuje střední a krátkodobé fluktuace rychlosti větru podle rovnice (3.41).

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{vz} \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.41)$$

Po úpravě rovnice (3.41) získáme součinitel expozice $c_e(z)$ definovaný rovnicí (3.42):

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.42)$$

Pro dosažení do rovnice (3.42) je nutné stanovit maximální dynamický tlak větru q_b pomocí rovnice (3.43):

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho_{vz} \cdot v_b^2 \quad (3.43)$$

Závěrem, výsledné stanovení tlaku větru w_e působícím na vnější povrchy konstrukce se provede pomocí rovnice (3.44):

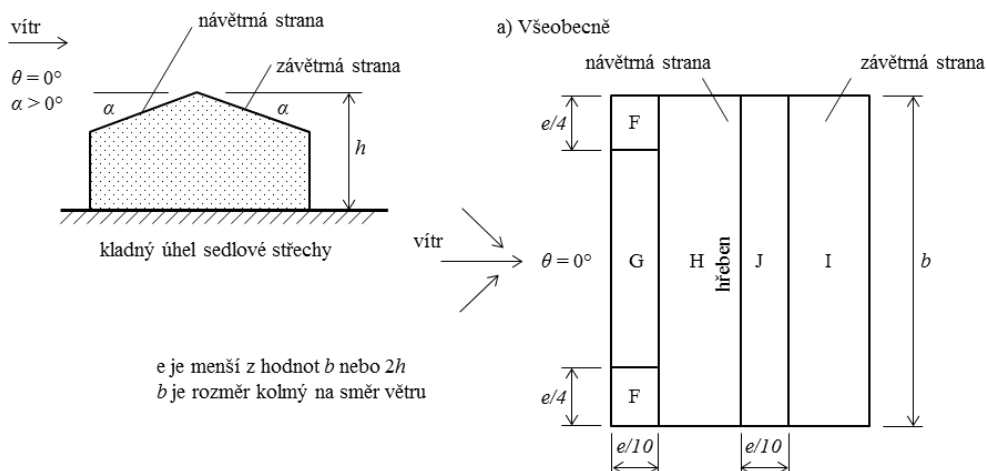
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.44)$$

⁶ $l_v(z)$ je definována jako podíl směrodatné odchylky turbulence a střední rychlosti větru.

Hodnota součinitele vnějšího tlaku c_{pe} je tabulkovou hodnotou (Tab. 3.12), která reprezentuje jednotlivé oblasti (F, G, H, I a J) povrchu střešní konstrukce sedlové střechy podle Obr. 3.8 v závislosti na sklonu střechy α . Součinitele vnějších tlaků jednotlivých povrchů střechy slouží pro korekci maximálního dynamického tlaku $q_p(z_e)$ v referenční výšce h , který je vyvíjen účinkem větru na návětrné a závětrné straně sedlové konstrukce střechy se stanoví podle rovnice (3.41).

Tab. 3.12 Hodnoty součinitelů vnějšího tlaku c_{pe} pro sedlové střechy (převzato z EN 1991-1-4).

Úhel sklonu α	Oblast pro směr větru $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0.6		-0.6		-0.8		-0.7		-1.0	-1.5
-30°	-1.1	-2.0	-0.8	-1.5	-0.8		-0.6		-0.8	-1.4
-15°	-2.5	-2.8	-1.3	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5		-0.7	-1.2
-5°	-2.3	-2.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.2	+0.2		+0.2	
							-0.6		-0.6	
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.6		+0.2	
	+0.0		+0.0		+0.0				-0.6	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2		+0.0		+0.0	+0.0
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4		+0.0		+0.0	
45°	+0.0		+0.0		+0.0		-0.2		-0.3	
	+0.7		+0.7		+0.6		+0.0		+0.0	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	



Obr. 3.8 Sedlové střechy – legenda pro definici oblastí povrchu střechy (převzato z EN 1991-1-4).

3.5.4 Kombinovaná zatížení

Při ověřování konstrukce podle různých mezních stavů může být zatížení působící na konstrukci různě kombinované. Pro stanovení celkového působícího zatížení na

konstrukci se musí stanovit jednotlivé zatěžovací případy, tzn. vzájemně slučitelná uspořádání zatížení, popř. deformací a imperfekcí. Uspořádání zatížení popisuje polohu, velikost a směr zatížení (EN 1995). Stanovení celkového zatížení lze zapsat vztahem (3.45):

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.45)$$

kde hodnoty γ jsou součinitele pro příslušná zatížení, kterými se uvažuje vliv nepříznivých odchylek zatížení, nepřesností modelu zatížení, jakož i nejistot v určení účinků zatížení.

Respektují se tyto kombinace zatížení podle EN 1995 (viz Obr. 3.10):

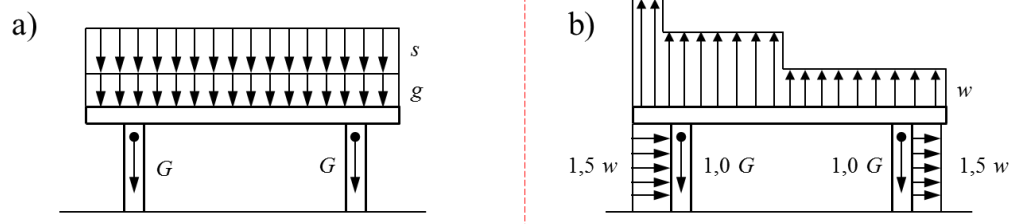
- 1) Zatížení vlastní tíhou + sněhem, krátkodobé. Tato kombinace zatížení dává největší osovou sílu ve sloupech.
- 2) Zatížení vlastní tíhou + větrem, krátkodobé. Tato kombinace zatížení může být rozhodující pro zajištění proti silám na nadzdvížení.
- 3) Zatížení vlastní tíhou + sněhem + (větrem, kombinační hodnota), krátkodobé. Tato kombinace zatížení dává nejnepříznivější osovou sílu ve sloupech.
- 4) Zatížení vlastní tíhou + větrem + (sněhem, kombinační hodnota), krátkodobé. Tato kombinace zatížení dává největší ohybový moment ve sloupech.

Vzhledem k nízké vlastní tíze dřevěných konstrukcí bývá zatížení vlastní tíhou rozhodujícím zatížením jen velmi zřídka. Pro určité konstrukce může být stavebními předpisy stanoveno, že nosná konstrukce musí být navržena pro mimořádné zatížení (např. výbuch, nárazy nebo následky lidského selhání). V těchto případech se musí použít namísto rovnice (3.45) následující rovnice (3.46):

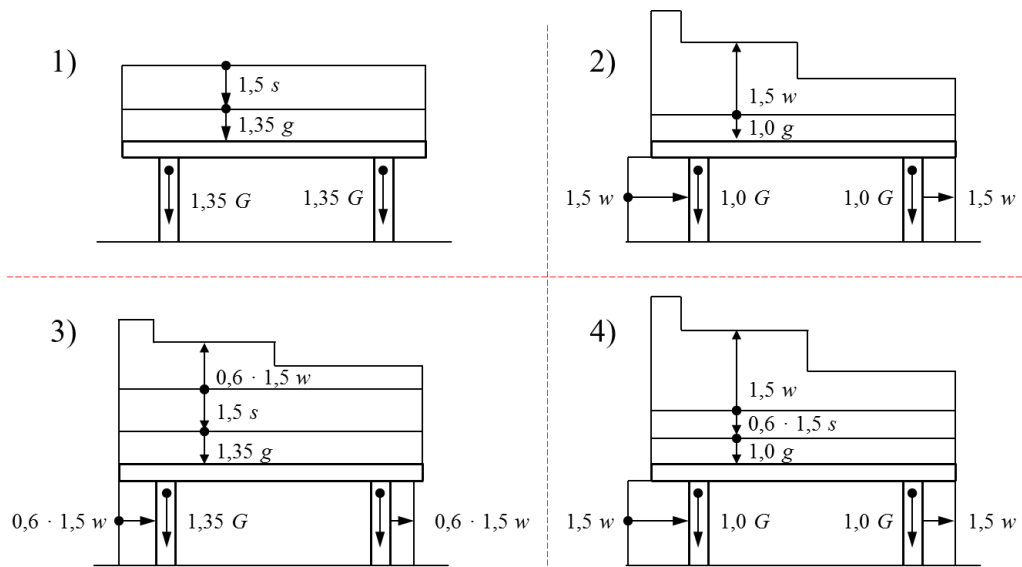
$$\sum G_{k,j} + A + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.46)$$

Konstrukci podle Obr. 3.9 je třeba uvážit vedle zatížení vlastní tíhou (g , G) také uspořádáním zatížení:

- s sních, pevné zatížení s $\psi_0 = 0.6$
- w vítr, pevné zatížení s $\psi_0 = 0.6$



Obr. 3.9 Uspořádání zatížení (převzato z EN 1995).



Obr. 3.10 Kombinace zatížení odpovídající uspořádání zatížení podle Obr. 3.9 (převzato z EN 1995).

Návrhové hodnoty zatížení vyplývají z uvedených kombinací. U mezního stavu únosnosti je kombinace pro stálé a dočasné situace dána vztahem:

$$\sum_i \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + 1.5 \cdot Q_{k,1} + \sum_{j>1} 1.5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.47)$$

U mezního stavu použitelnosti závisí kombinace na účincích síly, takže je nutno uvážit dvě kombinace:

$$\sum_i G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum_{j>1} \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j} \quad \text{charakteristická kombinace} \quad (3.48)$$

$$\sum_i G_{k,i} + \sum_{j>1} \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j} \quad \text{kvazistálá kombinace} \quad (3.49)$$

Součinitele ψ pro pozemní stavby podle EN 1991-1 jsou uvedeny v Tab. 3.6 pro jednotlivé typy užitečných zatížení a střech charakterizovaných podle Tab. 3.13, přičemž součinitele ψ_1 se vztahují na mimořádné kombinace zatížení.

Užitná zatížení v budovách závisejí na jejich používání. Odpovídají zatížením, která se sama pohybují (např. osoby a vozidla) a přenosným zatížením (např. nábytek, lehké přičky, uskladněný materiál). Zatížené plochy se rozlišují podle jejich předpokládaného užívání. V běžných budovách se uvažují tři třídy: 1. obytné, kancelářské a obchodní místnosti, 2. střechy a 3. výrobní prostory (EN 1995).

Tab. 3.13 Užitná zatížení stropů a střech (převzato z EN 1991-1).

Kategorie	Způsob použití	q_k (kN·m ⁻²)	Q_k (kN)
Stropy a přístupné střechy	A	obecně	2
		schodiště	3
		balkony	4
	B	obecně	3
		schodiště, balkony	4
	C	obecně	5
plochy se stoly		3	
plochy s pevnými sedadly		4	
možnost shromažďování		5	
D	obchody	5	
	obchodní domy	5	
E	obecně	5	
Nepřístupné střechy	H	sklon: < 20°	0.75
		> 40°	0

Při navrhování dřevěných konstrukcí je nutné určit kritické zatěžovací případy, protože tyto závisejí na modifikačním součiniteli trvání zatížení a nejsou proto nezávislé na vlastnostech konstrukčního materiálu. U mezního stavu únosnosti se kombinace (3.47) vztahuje k použití zatížení $Q_{k,1}$ odpovídající součinitel k_{mod} . U mezního stavu použitelnosti kombinace (3.48) odpovídá výpočtu krátkodobých působících účinků. Kombinace (3.49) kromě toho odpovídá výpočtu dlouhodobých účinků při použití součinitele k_{def} pro materiál a třídu použití (Racher a Rouger 1994). Při výpočtech podle EN 1991-1 se musí vždy používat součinitel trvání zatížení k_{def} ve vztahu k třídě trvání zatížení stálé. Při hodnocení různých mezních stavů se stanoví kombinace zatížení pro každý kritický zatěžovací případ s nejnepříznivějším uspořádáním zatížení. Zpravidla to jsou:

- (vlastní tíha + užitné zatížení) pro stropy nebo (vlastní tíha + sníh) pro střechy
- (vlastní tíha + vítr + sníh $S_1/2$ nebo S_2) pro konstrukci (viz Obr. 3.9).

Při navrhování konstrukčních prvků jsou zpravidla rozhodující rovnoměrně rozdělená zatížení, zatímco nerovnoměrně rozdělená zatížení mají kritické účinky spíše pro spoje nebo pro některé nosné systémy (EN 1995).

3.6 Mechanické spojovací prostředky

Trvanlivost a použitelnost dřevěných konstrukcí závisí především na návrhu spojů mezi jednotlivými konstrukčními prvky. Volba spojovacích prostředků vychází ze zatížení a požadované únosnosti. Kromě toho se přihlíží také k efektivitě nákladů, procesu výroby, způsobu montáže, záměru projektanta a estetičnosti. V případě rekonstrukce historických objektů je snahou zachovat kulturní dědictví, které s sebou historické stavby nesou. Proto se použité postupy, materiály a prvky s ohledem na zatížení konstrukce a požadovanou únosnost přizpůsobují dobovým zvyklostem. Z toho vyplývá, že není snadné stanovit obecně platná pravidla, pomocí nichž by bylo možné navrhnout nejpříznivější typ spojení a výrobní postup (Natterer et al. 1991). Hlavní zásadou pro získání dobré konstrukce by mělo být použití jednoduchých spojů a malého počtu druhů spojovacích prostředků (EN 1995).

Při navrhování se musí kombinovat celkový výpočet únosnosti dřevěné konstrukce s lokálními analýzami spojů. Rozhodující význam má chování spojů, které ovlivňují vnitřní silový tok i deformace konstrukce. Mechanické vlastnosti spojů, tudíž i celé konstrukce, se odvozují z chování jednotlivých spojovacích prostředků. Mechanické spojovací prostředky vykazují na rozdíl od lepených spojů velká přetvoření, která projektant nosné konstrukce musí uvážit. Celkové nosné chování je kromě tuhosti spojů ovlivněno také jejich pevnostními charakteristikami.

3.6.1 Johansenovy módy porušení

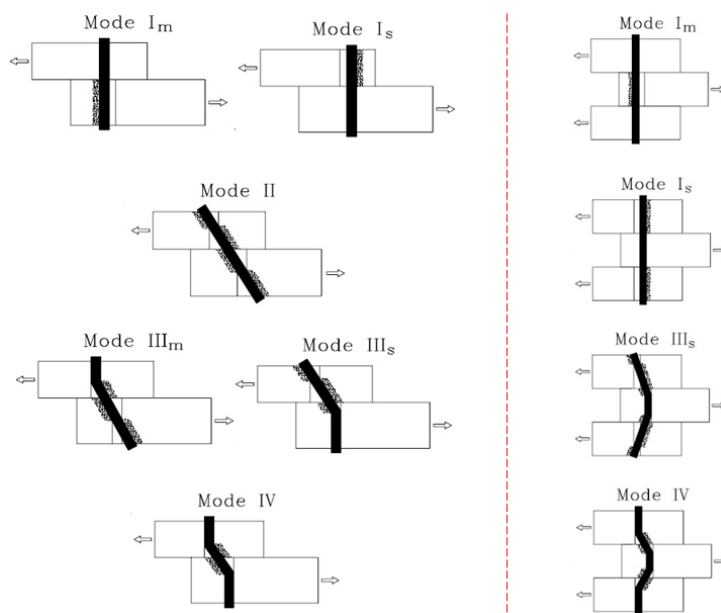
Tradiční mechanické spojovací prostředky lze rozdělit podle způsobu přenosu sil mezi konstrukčními prvky do dvou skupin.

První skupinu tvoří spojovací prostředky kolíkového typu, které přenášejí síly vnitřní strukturou spojovaných prvků. Přenos síly z jednoho prvku na druhý je realizován přes stříhové zatížení spojovacího prostředku, které je s ohledem na vlastnosti spojovaného dřeva transformováno na ohybové zatížení, tlakové zatížení kolmo k vláknům (otlačení stěn otvoru) a smykové zatížení spojovacího prostředku

podél dřívku. Do této skupiny patří hřebíky, sponky, svorníky, vruty a kolíky. Tato skupina je pro naplnění cílů této práce stěžejní.

Druhá skupina zahrnuje „povrchové“ spojovací prostředky, jako jsou vkládané a zalisované hmoždíky a styčnickové desky s prolisovanými trny, které přenáší síly v zásadě přes povrchové vrstvy konstrukčního prvku, jejichž tloušťka závisí především na hloubce zalisování spojovacího prostředku.

Teorie poddajnosti (Evropský nosný a přetvárný model – EYM – European Yield Model) podle Johansena (1949) je založena na interakci ohybu spojovacího prvku s případným otláčením okolního materiálu kolem spojovacího prvku vlivem zatížení (Smith et al. 1988; Wilkinson 1991). Hodnocení únosnosti spoje založená na teorii Johansena (1949) předpokládají ideální elasto-plastické chování dřeva a tuho-plastické chování spojovacího prostředku, která vychází z jednotlivých módů porušení (Obr. 3.11). Tato teorie byla experimentálně verifikována Müllerem (1951) na spojích s jedním kolíkem, kde spojovací prostředky jsou modelovány jako „nosník“ na „deformovatelném podloží“ (teorie Beam on Elastic Foundation – BEF). Omezení se na tyto druhy přetvoření zjednodušuje analytický výpočet únosnosti kolíku při stříhovém namáhání na přijatelnou úroveň při zachování dostatečné přesnosti výpočtu. Při uvažování různých kombinací obou druhů přetvoření může porušení kolíkového spoje nastat v několika módech. Při výpočtu únosnosti spoje jsou stanoveny hodnoty charakteristické únosnosti ($F_{v,Rk}$) pro všechny módy porušení, přičemž výsledná únosnost spoje odpovídá nejnižší charakteristické únosnosti. Porušení spoje nastane v módu, se kterým je nejnižší charakteristická únosnost spoje spjata. Charakteristická únosnost spoje je počítána pro jeden stříh jednoho spojovacího prostředku podle základních vztahů (3.51 až 3.56) pro jednostřížně a (3.57 až 3.60) pro dvojstřížně namáhané kolíky. Mohou nastat dva druhy porušení: a) v okolí spojovacího prostředku (tj. překročením maximální přípustné hodnoty otláčení stěny otvoru → vede k většímu přetvoření spoje s následným uvolněním spojovacího kolíku; b) v kolíku (tj. překročením ohybové únosnosti kolíku → vznikne plastický kloub, následně dojde ke stříhu nebo usmyknutí).



Obr. 3.11 Módy porušení jednostřížných (vlevo) a dvojstřížných (vpravo) kolíkových spojů (převzato z Schmidt a MacKay 1997).

Tyto modely byly dále upřesňovány zohledněním směru působící síly ke směru vláken (Smith a Whale 1986). Prokázalo se, že směr působící síly nemá na únosnost spoje vliv pro spojovací prostředky do průměru 8 mm.

3.6.2 Pevnost dřeva v otláčení stěny otvoru

Pevnost dřeva v otláčení stěny otvoru se zjišťuje podle EN 383 „Dřevěné konstrukce – Zkušební metody – stanovení pevnosti stěn otvorů a charakteristik stlačitelnosti pro kolíkové spojovací prostředky“. Pevnost v otláčení stěny otvoru je definována jako maximální zatížení dosažené při zkoušce, které je vztaženo k ploše podélného průřezu kolíku podle rovnice (3.50), přičemž se předpokládá rovnoměrné rozdělení zatížení tuhým a přímým spojovacím prostředkem. Hodnota pevnosti závisí na druhu spojovacího prostředku, na způsobu výroby spoje a na hustotě dřeva. Pevnost v otláčení stěny otvoru není čistě materiálová vlastnost ale vlastnost systémová.

$$f_{h,k} = \frac{F_{\max}}{d \cdot t} \quad (3.50)$$

Johansenovy vztahy pro jednostřížné spoje

Základní rovnice (3.51 až 3.56) pro mezní únosnost spojů podle jednotlivých módů porušení pro jednostřížně namáhané kolíkové spoje dřevo-dřevo podle EN 1995:

a) Mechanismus selhání MODE I_m a I_s

Mechanismus selhání pro MODE I_m a I_s vychází z otláčení stěny otvoru v konstrukčním prvku 1 nebo 2 podle Obr. 3.11. Pevnost dřeva v otláčení stěny otvoru lze zapsat vztahem (3.51) pro konstrukční prvek 1, resp. vztahem (3.52) pro konstrukční prvek 2:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d \quad (3.51)$$

$$F_{v,Rk} = f_{h,2,k} t_2 d \quad (3.52)$$

b) Mechanismus selhání MODE II

Mechanismus selhání MODE II (Obr. 3.11) vychází z porušení v obou konstrukčních prvcích vlivem otláčení stěn otvorů. Pevnost v otláčení stěn otvorů lze vypočítat podle rovnice (3.53):

$$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (3.53)$$

c) Mechanismus selhání MODE III_m a III_s

Mechanismus selhání podle MODE III_m a III_s nastane při kombinovaném porušení, tj. otláčení stěn otvorů konstrukčních prvků a ohybovém přetvoření spojovacího prostředku v jednom konstrukčním prvku podle Obr. 3.11. V tomto případě lze pevnost v otláčení stěn otvorů stanovit podle rovnic (3.54 a 3.55):

$$F_{v,Rk} = 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (3.54)$$

$$F_{v,Rk} = 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (3.55)$$

d) Mechanismus selhání MODE IV

Mechanismus selhání MODE IV podle Obr. 3.11 nastane v případě kombinovaného porušení, tj. při částečném otláčení stěn otvorů konstrukčních prvků a

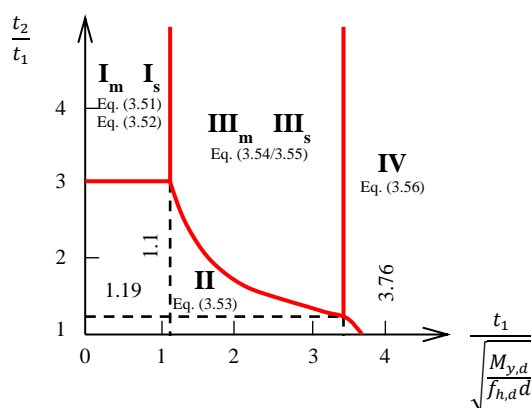
ohybovém přetvoření spojovacího prostředku v obou konstrukčních prvcích. Pevnost v otláčení stěn otvorů je definována pomocí rovnice (3.56):

$$F_{v,Rk} = 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (3.56)$$

Möllerův diagram pro jednostřížné spoje

Určí-li se bezrozměrné veličiny $\frac{t_2}{t_1}$ a $\frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,d}}{f_{h,d}d}}}$, lze na základě těchto hodnot najít

místo v diagramu (Obr. 3.12), které definuje příslušný mechanismus selhání a podle příslušného vztahu pak může být vypočteno mezní zatížení. Pro mechanismus selhání III_m, III_s a IV je digram navýšen o 10 % únosnosti. t_2 definuje větší tloušťku dřeva popř. hloubku zasahování kolíku a $\beta = 1$ (EN 1995).



Obr. 3.12 Upravený Möllerův diagram pro jednostřížné spoje ($\beta = 1$) (převzato z EN 1995).

Johansenovy vztahy pro dvoustřížné spoje

Základní rovnice (3.57 až 3.60) pro mezní únosnost spojů podle jednotlivých módů porušení pro dvoustřížně namáhané kolíkové spoje dřevo-dřevo podle EN 1995:

e) Mechanismus selhání MODE I_s

Mechanismus selhání MODE I_s nastane při porušení v otláčení stěn otvorů bočních konstrukčních prvků podle Obr. 3.11. Pevnost v otláčení stěn otvorů je definována rovnicí (3.57):

$$F_{v,Rk} = 0.5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (3.57)$$

f) Mechanismus selhání MODE I_m

Mechanismus selhání MODE I_m nastane při porušení v otláčení stěny otvoru středového konstrukčního prvku. Pevnost v otláčení stěny otvoru se stanoví pomocí rovnice (3.58):

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d \quad (3.58)$$

g) Mechanismus selhání MODE III_s

Mechanismus selhání podle MODE III_s nastane při kombinovaném porušení v částečném otláčení stěn otvorů bočních konstrukčních prvků a ohybového přetvoření spojovacího prvku ve středovém konstrukčním prvku podle Obr. 3.11. Pevnost v otláčení stěn otvorů se stanoví pomocí rovnice (3.59):

$$F_{v,Rk} = 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (3.59)$$

h) Mechanismus selhání MODE IV

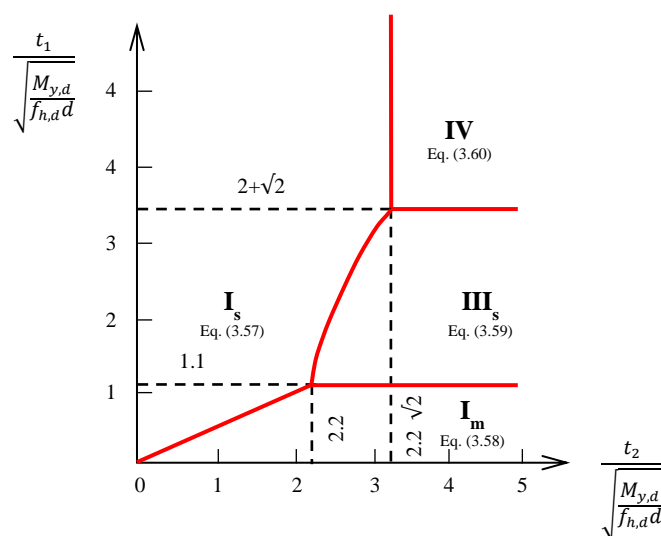
Mechanismus selhání MODE IV podle Obr. 3.11 nastane v případě kombinovaného porušení, tj. při částečném otláčení stěn otvorů konstrukčních prvků a ohybového přetvoření spojovacího prostředku ve všech konstrukčních prvcích. Pevnost v otláčení stěn otvorů je pak definována rovnicí (3.60):

$$F_{v,Rk} = 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (3.60)$$

Möllerův diagram pro dvoustřížné spoje

Obdobně jako v případě jednostřížných spojů, lze pomocí Mölerova diagramu (Obr. 3.13) definovat příslušný mód selhání na základě definování bezrozměrných

hodnot $\frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,d}}{f_{h,d} d}}}$ a $\frac{t_2}{\sqrt{\frac{M_{y,d}}{f_{h,d} d}}}$.



Obr. 3.13 Upravený Möllerův diagram pro dvoustřížné spoje ($\beta = 1$) (převzato z EN 1995).

Proměnná β je definována jako poměr mezi pevnostmi v otláčení spojovaných prvků podle rovnice (3.61):

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (3.61)$$

Charakteristická pevnost v otláčení stěny otvoru $f_{h,k}$ pro kolíky s tolerancí otvoru $-0/+0.1$ mm se stanoví v závislosti na úhlu mezi dřevními vlákny a směrem působící síly podle rovnic (3.62 a 3.63):

$$f_{h,0,k} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k \quad (3.62)$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.63)$$

$$k_{90} = 1.35 + 0.015d \quad \text{pro dřevo jehličnatých dřevin}$$

$$\text{kde } k_{90} = 1.30 + 0.015d \quad \text{pro LVL} \quad (3.64)$$

$$k_{90} = 0.90 + 0.015d \quad \text{pro dřevo listnatých dřevin}$$

3.6.3 Přetvoření spojovacího prostředku

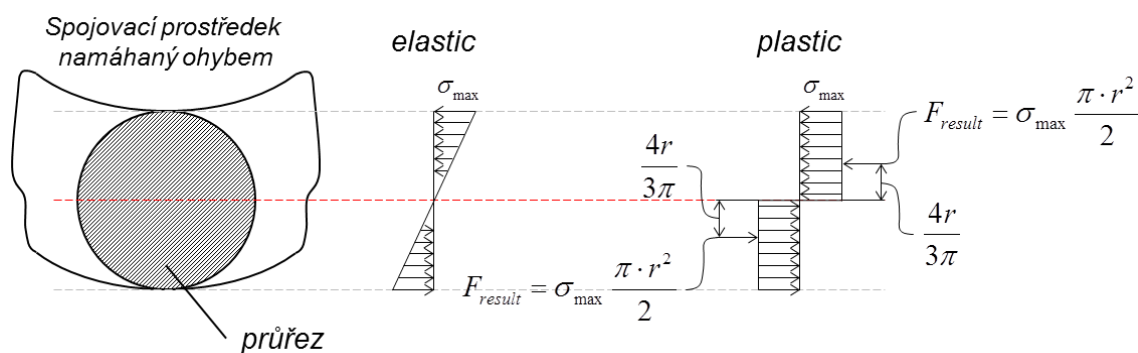
Ohybové přetvoření

Moment kluzu kolíkových spojovacích prostředků se všeobecně určuje podle EN 409 „Dřevěné konstrukce – Zkušební metody – Stanovení momentu na mezi kluzu spojovacích prostředků tvaru kolíku – Hřebíky. Charakteristická hodnota plastického

momentu kluzu vstupuje do výpočtu jednotlivých módů porušení (viz kapitola 3.6.2) a je definována rovnicí (3.65):

$$M_{y,Rk} = 0.3f_{u,k}d^{2.6} \quad (3.65)$$

Pro výpočet únosnosti spojů se používají postupy podle EN 1995 založené na Johansenově teorii (Johansen 1949), kdy mez pevnosti spojení je ovlivněna plastickým přetvořením dřeva a ohybovou pevností kolíku, podle kterých se poté určuje kapacita spoje a mód porušení podle EYM. Tato myšlenka byla poprvé zavedena Johansenem (1949), který dal do vztahu elastickou ohybovou pevnost spojovacího prvku s pevností spoje. Meyer (1957) použil postup pro stanovení pevnosti spoje na základě plněplastické ohybové pevnosti spojovacího prvku, který se používá dodnes (Obr. 3.14).



Obr. 3.14 Ilustrace elastické a plastické ohybové pevnosti spojovacího prostředku (převzato z Heine 2001).

Elastický ohybový moment:

$$M_{el} = \sigma_{\max,elastic} \cdot \frac{\pi \cdot d^3}{32} \quad (3.66)$$

Plastický ohybový moment:

$$M_{pl} = \sigma_{\max,plastic} \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot r^2}{2} \cdot \frac{4 \cdot r}{3 \cdot \pi} = \sigma_{\max} \cdot \frac{d^3}{6} \quad (3.67)$$

Ohybová pevnost na mezi kluzu:

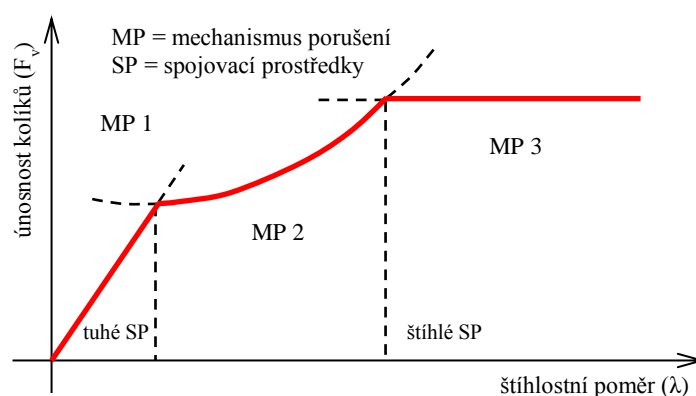
$$\sigma_{\max} = \frac{6 \cdot M_{\max}}{d^3} \quad (3.68)$$

Koeficient štíhlosti kolíků

Moment kluzu spojovacích prostředků je ovlivněn mimo jiné jejich rozměry. Kolíkové spojovací prvky mají většinou „štíhlý“ tvar s vysokým poměrem délka/průměr. Trayer (1932) se zabýval štíhlostním poměrem spojovacích prvků a prokázal, že více tuhý a méně štíhlý spojovací prvek dosahuje vyšší meze kluzu. Z této studie vzešlo i doporučení, že návrhové pracovní napětí by mělo být v první fázi výpočtu nižší pro spojovací prostředky s vyšším štíhlostním poměrem. Štíhlý spojovací prvek s nižší tuhostí tedy snižuje únosnost spoje. Selhání spoje je v tomto případě předčasně vyvoláno ohybem kolíku ještě před plastickým otláčením okolního dřeva. Pro kolíky je účinná štíhlost λ_{ef} důležitým parametrem popisující jejich poddajnost. Štíhlost je definována poměrem tloušťky středního prvku a průměru kolíku podle rovnice:

$$\lambda_{ef} = \frac{t_s}{d} \quad (3.69)$$

Stanovením štíhlosti je možné zjistit rozhodující mód porušení podle (Obr. 3.15).



Obr. 3.15 Módy porušení v závislosti na štíhlosti kolíku (převzato z Hradil 2007).

Spoje s více spojovacími prostředky

Únosnost spoje s n spojovacími prostředky je často menší než n násobek únosnosti spoje s jedním spojovacím prostředkem. Jsou zde mnohdy rozhodující modely porušení mezi těmito prostředky jako například křehký lom, rozštěpení dřeva nebo blokové smykové porušení spoje. V takových případech je vždy únosnost spoje menší než únosnost stanovená z únosnosti jednoho spojovacího prostředku. Většinou se proto doporučuje použít redukční koeficient vztažený k počtu spojovacích prostředků nebo stanovit jejich efektivní počet n_{ef} (Hradil 2007).

Při namáhání osovou silou dochází také k nerovnoměrnému rozdělení zatížení mezi jednotlivé spojovací prostředky, které se částečně vyrovná v rámci plastických deformací ještě před porušením spoje. Nejvíce jsou namáhány spojovací prostředky na okraji spoje. Rozmístění, vzdálenosti mezi kolíky, vzdálenosti k okraji prvku a počet spojovacích prostředků mají proto na chování spoje podstatný vliv (Schmidt et al. 2002). Nezanedbatelnou úlohu při rozdělení zatížení mají i výrobní tolerance při provádění spoje a vrtání otvorů ve dřevě nebo v ocelovém plechu (Hradil 2007).

Lantos (1969) uvádí, že ve spoji namáhaném osovou silou s kolíky v jedné řadě dochází k rozdělení vnitřních sil přibližně parabolicky, kdy nejvíce namáhané spojovací prostředky jsou na začátku a na konci řady. Z toho vyplývá, že při dosažení únosnosti stanovené podle EYM v krajních kolících bude zatížení menší než n násobek únosnosti jednoho spojovacího prostředku. U kolíkových spojů se však běžně stává, že jeden nebo více spojovacích prostředků dosáhnou své únosnosti ještě předtím, než dojde k vyčerpání únosnosti celého spoje a zatížení se přerozdělí (Hradil 2007).

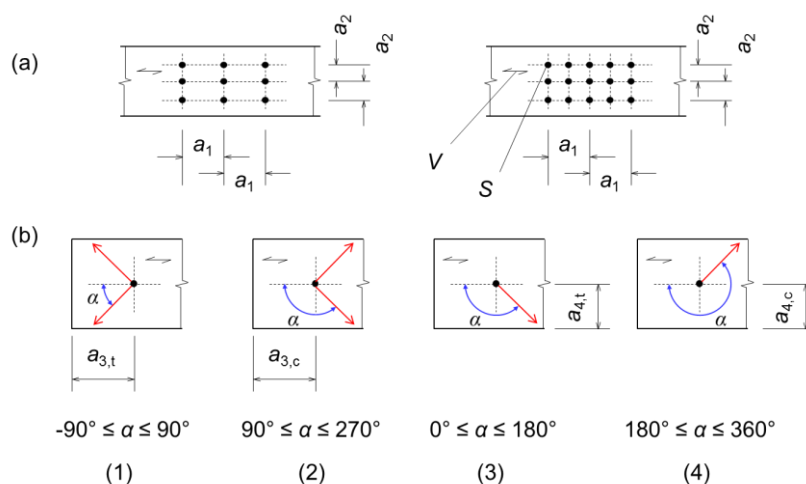
3.6.4 Minimální rozteče a vzdálenosti od okrajů a konců

Spoje se spojovacími prostředky kolíkového typu musí být navrhovány také s dodržением minimální rozteče a vzdálenosti od okrajů a konců spojovaných prvků. Minimální hodnoty pro kolíkové spoje jsou definované podle EN 1995 vztahy v Tab. 3.14:

Tab. 3.14 Minimální rozteče a vzdálenosti od okrajů a konců pro kolíky (převzato z EN 1995).

Rozteče a vzdálenosti od okrajů/konců	Úhel	Minimální rozteče nebo vzdálenosti od okrajů/konců
a_1 (rovnoběžně s vlákny)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3+2 \cos \alpha)d$
a_2 (kolmo na vlákna)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$
$a_{3,t}$ (zatížený konec)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (nezatížený konec)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max[(a_{3,t} \sin \alpha) d; 3d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$3d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(a_{3,t} \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,t}$ (zatížený okraj)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (nezatížený okraj)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

Minimální rozteče a vzdálenosti od okrajů a konců jsou znázorněny na Obr. 3.16:



Obr. 3.16 Symbolika značení pro rozteče a vzdálenosti od konců a okrajů: (a) rozteče rovnoběžně s vlákny v řadě a kolmo k vláknům mezi řadami; (b) vzdálenosti od okrajů a konců. (1) zatížený konec, (2) nezatížený konec, (3) zatížený okraj, (4) nezatížený okraj. S - spojovací prostředek, V - směr vláken, α - úhel mezi směrem dřevních vláken a zatížení (převzato z EN 1995).

3.6.5 Modul prokluzu spoje

Modul prokluzu nebo také modul posunutí K_{ser} je charakteristickou hodnotou pro celý spoj a je určován na základě velikosti okamžitého posunutí spojovacího prostředku u_i o 1 mm, které je způsobeno určitou velikostí síly F_i působící v jednom stříhu jednoho spojovacího prostředku podle (3.70):

$$K_{ser} = \frac{F_i}{u_i} \quad (3.70)$$

Vyjádření okamžitého posunutí spojovacího prostředku podle vztahu (3.71):

$$u_i = \frac{F_i}{K_{ser}} \quad (3.71)$$

Podle EN 1995 může mít modul prokluzu K_{ser} zjednodušený zápis podle vztahu (3.72), který byl stanoven na základě mnoha zkoušek. Velikost modulu prokluzu je závislá na charakteristických hustotách spojovaných prvků. Pokud jsou hustoty různé, pro stanovení K_{ser} se provede přepočítání podle rovnice (3.73), jako odmocnina součinu hustot.

$$K_{ser} = \rho_m^{1.5} d / 20 \quad (3.72)^7$$

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}} \quad (3.73)$$

⁷ ρ_m se dosazuje v $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$, d v mm.

Na základě rovnice (3.72) lze stanovit také konečné posunutí/přetvoření u_{fin} spoje se zahrnutím vlivu vlhkosti a doby trvání zatížení podle následující rovnice (3.74):

$$u_{fin} = u_i \cdot \sqrt{(1 + k_{def,1}) \cdot (1 + k_{def,2})} \quad (3.74)$$

3.7 Faktory ovlivňující mechanické chování a vlastnosti spojů

Sušení nebo zvlhčování dřeva je doprovázeno pohybem vlhkosti, přenosem tepla a změnami tvaru a rozměrů (Carlsson a Esping 1997; Awadalla et al. 2004). Bobtnání a sesychání vytváří vnitřní napětí, které se projevuje tvarovou deformací dřeva. Chceme-li zabránit degradaci a následnému rozpadu dřeva, musíme dřevo udržovat neustále v suchu se zajištěným odvětráním (Dahlblom et al. 1996; Kowalski a Musielak 1999). Působením vlhkosti a teploty se mění mechanické vlastnosti dřeva. V praxi dochází k současnému působení vlhkosti i teploty, přičemž výsledkem je synergický (zesílený) účinek na dřevěné konstrukce. Intenzita synergického efektu se zvyšuje s rostoucím obsahem vody ve dřevě (Sulzberger 1943). Publikována byla celá řada studií zabývajících se vlivem vlhkosti a teploty na mechanické vlastnosti dřeva (např. Wilson 1932; Drow 1945; Combena 1964; Okuyamta 1974, 1975; Tsuzukki et al. 1976; Partl a Strassler 1977; Bekhta et al. 2003).

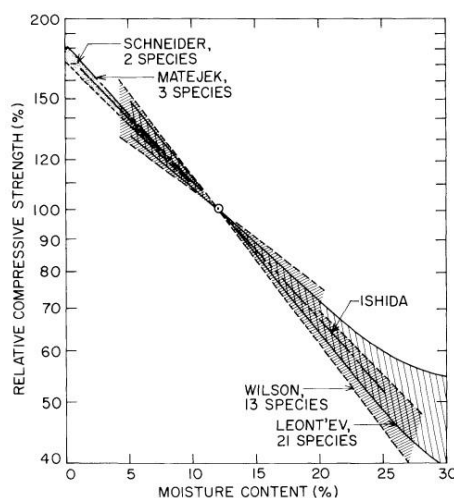
3.7.1 Vlhkost

Dřevo vlivem absorpce či desorpce vlhkosti do meze hygroskopicity (MH ~ 30 %) mění své rozměry, což vede ke vzniku deformací a poškození dřeva (El Kouali a Vergnaud 1991). Zkracování doby výstavby u dřevěných staveb na úkor doby sušení má za následek vysychání „za provozu“, což může způsobit uvolňování spojů a spojovacích prostředků, jak uvádí ve své studii Green a Evans (1989). Aby se předešlo těmto problémům, mělo by se používat konstrukční řezivo o takové vlhkosti, která bude odpovídat prostředí, kde bude toto dřevo zabudováno (Harada et al. 2005).

Bergman et al. (2010) diskutuje vliv vlhkosti na pevnostní charakteristiky dřeva. Obecně je přijímáno, že s klesající vlhkostí rostou pevnostní charakteristiky dřeva v rozsahu vody vázané (např. pevnost dřeva v tlaku Obr. 3.17; Gerhards 1982). Dále, Green a Kretschmann (1994) ověřili, že pevnost a tuhost dřeva jsou ovlivněny změnou hladiny vlhkosti ve dřevě v různé míře a uvádí, že modul pružnosti v ohybu (*MOE*) lineárně vzrůstá při snižování vlhkosti od MH až do 4 % vlhkosti dřeva, zatímco modul pružnosti (*E*) v tlaku ve směru vláken vzrůstá lineárně při snižování vlhkosti od MH do

6 % vlhkosti dřeva, pak se zvětšuje pomaleji nebo zůstává konstantní s dalším sušením. U tahu ve směru vláken nebo i kolmo na vlákna dochází vlivem úbytku vlhkosti (od MH do 7–13 % vlhkosti dřeva) k nárůstu pevnosti, poté pevnost klesá s dalším sušením (Green a Kretschmann 1994).

Existující studie v oblasti únosnosti konstrukčních spojů se spojovacími prostředky kolíkového typu se ve většině případů soustředily na vymezení vztahů mezi únosností spojovacího prostředku, hustotou dřeva a charakteristikami spojení jako je např. průměr a délka spojovacích prostředků (McLain a Thangjitham 1983; Rammer a Winistorfer 1999). Akceptací teorie EYM v definování pevnosti spojení, začaly být analyzovány kromě hustoty a geometrie spojovacích prostředků také další faktory ovlivňující únosnost konstrukčních spojů. Jedním z těchto faktorů byla vlhkost dřeva (Rammer a Winistorfer 2001). Winistorfer (1994) prokázal významný vliv vlhkosti na únosnost spoje kolíkového typu (konkrétně pro hřebík s hladkým dřikem o průměru 3,33 mm) pro vybrané druhy jehličnatých dřev. Winistorfer (1994) zjistil, že únosnost spojovacího prostředku byla vyšší při vlhkosti dřeva 6 % než při vlhkosti dřeva 24 %, konkrétně u borovice jižní o 52 %, pro smrk a jedli byla pevnost vyšší přibližně o 72 %.



Obr. 3.17 Vliv vlhkosti na pevnost dřeva v tlaku (převzato z Gerhards 1982).

Fahlbusch (1949) jako jeden z prvních autorů stanovil vztah (3.75) pro přepočet pevnosti v otláčení stěny otvoru v závislosti na vlhkosti dřeva. Ve své studii použil dřevo borovice, lípy a jasanu. Vztah (3.75) pro přepočet pevnosti v otláčení stěny otvoru lze použít v rozsahu vlhkosti dřeva 5–30 %.

$$F_{e_m} = \frac{26 \cdot F_{e_{12}}}{m_w + 14} \quad (3.75)$$

Kuipers a Vermeyden (1965) sestavili empirický vzorec (3.76) pro odhad pevnosti v otláčení stěny otvoru na základě pevnosti dřeva v tlaku kolmo k vláknům.

$$F_e = 0.6 \cdot F_c + 6 \quad (3.76)$$

Koponen (1991) rozšířil lineární model na dvě části (3.77 a 3.78), které popisují vliv vlhkosti dřeva na pevnost v otláčení stěny otvoru:

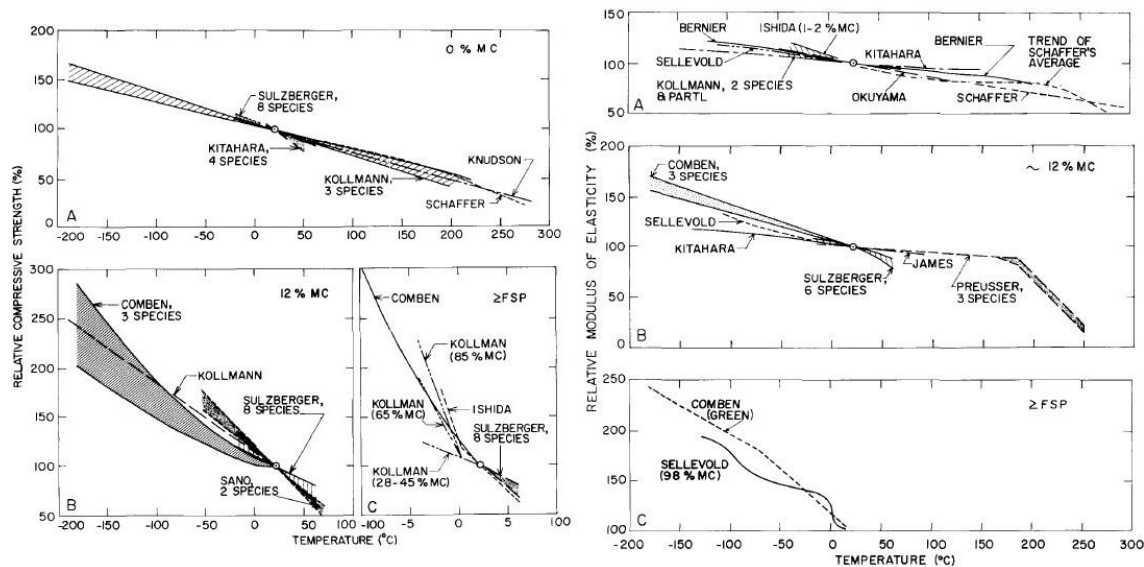
$$F_e = 46.7 - 1.35 \cdot m \quad \text{když } m < 22.5 \% \quad (3.77)$$

$$F_e = 16.5 \quad \text{když } m > 22.5 \% \quad (3.78)$$

3.7.2 Teplota

Pro dřevo platí, že se zvyšující se teplotou při konstantní vlhkosti klesají hodnoty mechanických vlastností (Obr. 3.18). Partl a Strassler (1977) pozorovali v důsledku zvýšené teploty dřeva 50-80% pokles hodnot mechanických vlastností. Pokud dřevo neobsahuje žádnou vodu volnou ani vázanou (0% vlhkosti) je účinek teploty na mechanické vlastnosti dřeva srovnatelný v celém rozsahu teplot. S rostoucím obsahem vlhkosti se začíná lišit intenzita účinku teploty nad a pod teplotou 0 °C. Jak je patrné z Obr. 3.18, pod touto hraniční teplotou je účinek teploty výraznější než nad ní (Gerhards 1982).

Výraznější účinek teploty v oblasti nízkých teplot je možné připsat podstatnějším změnám vlastností vody při přechodu z 0 °C na -50 °C než je tomu při přechodu z 0 °C na +50 °C (Sano 1961, Sellevold et al. 1975). Je-li dřevo o určité vlhkosti vystaveno účinkům teplot pod 0 °C, dochází v buněčných stěnách, lumenech a mezibuněčných prostorech k tuhnutí vody a tvorbě krystalů ledu. Změna skupenství vody má za následek zvýšení tuhosti a pevnosti dřeva. Je-li dřevo o určité vlhkosti vystaveno účinkům teplot nad 0 °C, ke změně skupenství nedochází. Nicméně, se molekuly vody v buněčných stěnách, lumenech a mezibuněčných prostorech ohřívají a výrazně napomáhají v rozvolňování struktury dřeva prostřednictvím fyzikálních i chemických reakcí. Důsledkem těchto změn se stává dřevo poddajnějším a méně pevným. I přesto je vliv rozvolnění struktury na mechanické vlastnosti dřeva slabší, než je vliv změny skupenství vody při poklesu teploty pod 0 °C. Vlivem nízkých teplot dochází k nárůstu meze pevnosti a modulu pružnosti u vlhkého dřeva v tlaku podél vláken až téměř trojnásobně (Sano 1961; Sellevold et al. 1975; Gerhards 1982 aj.). Má-li dřevo nulovou vlhkost, účinkem nízké teploty je pevnost a tuhost dřeva v tlaku podél vláken přibližně 1–1,5krát menší v porovnání se dřevem, které mělo zvýšenou vlhkost (Gerhards 1982).



Obr. 3.18 Vliv teploty na mez pevnosti a modul pružnosti v tlaku ve směru vláken při různých vlhkostech. Vlevo: mez pevnosti v tlaku ve směru vláken; vpravo: modul pružnosti ve směru vláken (převzato z Gerhards 1982).

3.7.3 Anatomická stavba dřeva

Z mnoha experimentálních studií bylo zjištěno, že anatomická stavba dřeva souvisí především se způsobem porušení spoje. Analýzy vlivu anatomické stavby dřeva byly prováděny na úrovni mikroskopické i makroskopické. Mikroskopické preparáty byly vyráběny z jednotlivých konstrukčních prvků po jejich experimentálním testování, přičemž se sledovalo mechanické poškození anatomických elementů (Trayer 1932; Bodig 1965; Lhuede 1987; Côté a Hanna 1983; Zink-Sharp et al. 1999).

Studie Schachner et al. (2000) ukázala, že jehličnany vykazují stabilní šíření trhlin na rozdíl od dřev listnatých, kde se objevuje šíření nestabilní. Cílem studie Zink-Sharp et al. (1999) bylo prozkoumat vztahy mezi anatomickými elementy dřeva javoru a dubu a zatížením konstrukčního spoje kolíkového typu. Studie prokázala, že pevnost a tuhost konstrukčního spojení není významně ovlivněna samotnými anatomickými elementy dřeva, nýbrž tuhostí dřeva jako celku při zatížení. Nicméně, vliv anatomické stavby dřeva byl prokázán v souvislosti se způsobem porušení prvků. Hlavními druhy porušení dřeva při tlakovém zatížení ve směru vláken byly selhání ve vzpěru a zborcení anatomické struktury dřeva.

Vyskytuje-li se nepravidelné rozložení anatomických elementů po šířce letokruhu (kruhovitě pórovité dřeviny – jarní a letní cévy), dochází vlivem tlakového zatížení ve směru vláken ke vzpěru a následnému vybočení anatomických elementů (Bodig a Jayne

1982, Côté a Hanna 1983, Bariska a Kučera 1985). Kučera a Bariska (1982) zjistili, že u dlouhých elementů (například u dřeva dubu) může docházet k jejich teleskopickému zkrácení a ohybu. S tímto faktem plně koresponduje tvrzení Bodiga (1965), který uvádí, že sloupce se štíhlostním poměrem větším než 1, nejsou schopny přenášet axiální zatížení.

Zborcení bylo pozorováno pro rovnoměrně rozložené anatomické elementy dřeva po šířce letokruhu (roztroušeně pórovité dřeviny). Dřevo roztroušeně pórovitých dřevin má krátké, silnostěnné buňky, které při osovém zatížení slouží jako „boční podpora“ pro slabé, tenkostěnné cévy. Důsledkem zatížení dřeva tlakem dochází ke zborcení struktury, nikoliv ke vzpěru (Kučera a Bariska 1982).

Při tlakovém zatížení axiální silou dochází také k tzv. Poissonovu efektu, kdy zkracování délky prvku je doprovázeno jeho rozšířením. Vznikající napětí v příčném směru je příčinou porušení ve formě axiálně se šířících trhlin v nejslabších místech tělesa. Tyto trhliny nejčastěji vznikají v dřeňových paprscích (Panshin a De Zeeuw 1980; Choi et al. 1996).

3.8 Metoda konečných prvků

Metoda konečných prvků je jednou z mnoha výpočetních numerických metod, která je založena na diskretizaci oblasti, tj. rozdělení oblasti na definované a jednoduché prvky – konečné prvky, resp. elementy (Madenci a Guven 2005; Zienkiewicz et al. 2006). Matematicky je možné MKP definovat jako „zobecněnou Ritz-Galerkinovu variační metodu, užívající básových funkcí s malým kompaktním nosičem, úzce spjatou se zvoleným rozdělením řešené oblasti na konečné prvky“ (Kolář et al. 1997). Numerická úloha je určena souborem s konečným (finitním) počtem číselných vstupních a výstupních údajů, přičemž existuje jednoznačná závislost mezi daty vstupními a výstupními (Dalík 1997). Řada numerických metod řeší nejčastěji zadání a řešení numerické analýzy pomocí jedné nebo více obyčejných či parciálních diferenciálních rovnic. Hledání neznámých funkcí popisujících hledanou veličinu v určité ohraničené oblasti je tedy nahrazeno hledáním konečného počtu hodnot těchto funkcí nebo parametrů, z nichž lze konstruovat přibližné řešení (Kolář 1997).

3.8.1 Základní princip MKP

Diskretizaci oblasti se získá síť skládající se z konečného počtu prvků – elementů (KP síť), které jsou vzájemně v kontaktech přes společné body (uzly). V každém

konečném prvku jsou pak pomocí jednoduchých bázových funkcí (nejčastěji polynomů) počítány dané parametry uzlů. Po zadání okrajových podmínek, příp. jiných parametrů, je získáno řešení soustavy rovnic. Řešením rovnic jsou hodnoty posunutí v jednotlivých uzlech. Jakmile jsou tato posunutí známa, je možno z nich spočítat hledané veličiny jako jsou napětí, deformace aj. (Sebera 2013).

MKP je univerzální variační metoda pro aproximaci funkcí, které minimalizují kvadratický funkcionál energie (celkové energie systému). Tato tzv. strukturní analýza systému vede k rozsáhlé soustavě rovnic, které mají řešení za jistých předpokladů (např. pozitivní definitnost matice soustavy). Jednotlivé funkce (pro další zpracování co nejjednoduššího tvaru) jsou voleny tak, aby matice soustavy byla pásová. Variační formulace úlohy pak odpovídá předpokladu ustálení systému v poloze, jíž odpovídá minimální celková energie (podle rovnice 3.79) tohoto systému podle vztahů (3.80 a 3.81). Pojem „variační formulace“ vyjadřuje vztah k variačním principům mechaniky, ve kterých se hledá určitá energetická hladina zkoumané oblasti – nejčastěji extrém. Jedná se o obecně platný, pozorováním ověřený předpoklad, tzv. variační princip minima celkové energie (Dalík 1997; Petruška 2003; Sebera 2013). Zmíněná matice soustavy se v rámci MKP označuje globální maticí tuhosti, vektor pravých stran pak globální vektor zatížení soustavy. Tato globální matice je postupně zaplněna „příspěvků“ z jednotlivých konečných prvků, jejichž symbolický systém rovnic se nazývá lokální soustava. Matice této lokální soustavy je tedy lokální maticí tuhosti a vektor pravých stran je lokální vektor zatížení elementu (Dalík 1997, Kolář et al. 1997).

Z analýz vyplývá, že tuto hodnotu nabývá „systém“ právě tehdy, když je potenciální energie minimální, tedy:

$$\Pi = W - P = \min \quad (3.79)$$

P je vždy záporná hodnota. Je to proto, že jako nulovou energetickou hladinu bereme vždy prvotní, nedeformovaný stav oblasti (Kolář 1999).

Vycházíme-li ze základního charakteru funkcionálů (skalárů), tj. aditivnosti, který říká, že celková energie je dána součtem energií všech prvků, pak

$$W = \sum_j W_j = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \sigma^T \varepsilon \, d\Omega \quad (3.80)$$

$$P = \sum_j P_j = \int_{\Omega} u^T o \, d\Omega + \int_{\Gamma_p} u^T p \, d\Gamma \quad (3.81)$$

kde $u^T = [u, v, w]$ je vektor posuvů,

$\varepsilon^T = [\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}]$ je vektor poměrných deformací,

$\sigma^T = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}]$ je vektor napětí,

$o^T = [o_x, o_y, o_z]$ je vektor objemového zatížení,

$p^T = [p_x, p_y, p_z]$ je vektor plošného zatížení.

Je zřejmé, že celková energie Π je odvozena a obecně závislá na spojitých funkcích u, v, w , tedy na nekonečném počtu hodnot v řešené oblasti. K numerickému řešení je však nutné tyto funkce vyjádřit v závislosti na konečném počtu parametrů uzlů.

To se v MKP provede pomocí báзовých funkcí ($\tilde{u}_i, \tilde{v}_j, \tilde{w}_k$), které jsou již předem známy. Ze součtu jejich součinu s neznámými koeficienty a, b a c pak plyne aproximace původních funkcí, matematicky vyjádřeno:

$$u = \sum_{i=1}^l a_i \cdot \tilde{u}_i; \quad v = \sum_{i=1}^m b_i \cdot \tilde{v}_i; \quad w = \sum_{i=1}^n c_k \cdot \tilde{w}_k \quad (3.82)$$

Dosadíme-li tyto aproximační vztahy do výrazu pro celkovou potenciální energii (3.79), zbavíme tak funkcionál Π závislosti na daných (nekonečných) funkcích u, v, w , ale přitom pro něj vytvoříme novou závislost na konečném počtu parametrů a_i, b_i, c_i . Je provedena tzv. parametrizace úlohy. Pro prvek obecně vyjádřeno jako:

$$u_e = U \cdot a \quad (3.83)$$

Z podmínky funkcionálu (3.79) pak dostáváme následující soustavu rovnic s množinou neznámých, ale konečných parametrů:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Pi}{\partial a_1} &= 0 \\ \vdots &\rightarrow a_1, a_2, \dots, c_n \\ \frac{\partial \Pi}{\partial c_n} &= 0 \end{aligned} \quad (3.84)$$

Jako parametry deformace Δ v uzlových bodech volíme právě hodnoty u nebo jejich derivace. Dosadíme-li souřadnice uzlů $\Delta = S \cdot a$, resp. $a = S^{-1} \cdot \Delta$, do rovnice (3.83) pak dostáváme obecný vztah pro průběh u v rámci jednoho prvku pomocí parametrů deformace:

$$u_e = U \cdot S^{-1} \cdot \Delta = V \cdot \Delta \quad (3.85)$$

Definujeme-li matici deformačních operátorů B (podrobně viz Petruška 2003) a parametry deformace v uzlových bodech Δ :

$$\varepsilon = B \cdot u \quad (3.86)$$

a derivací z U získáme tzv. „odvozenou“ matici:

$$M = B \cdot U \quad (3.87)$$

Potom můžeme napsat vztah pro napětí

$$\sigma = C \cdot \varepsilon = C \cdot M \cdot S^{-1} \cdot \Delta = \Sigma \cdot \Delta \quad (3.88)$$

Dosadíme-li vyjádření (3.86 až 3.88) do rovnic vnitřní a vnější energie (3.80 a 3.81) dostaneme celkovou energii konečného prvku Π_e :

$$\Pi_e = W - P = \frac{1}{2} \int_{\Omega} (CMS^{-1}\Delta)^T MS^{-1}\Delta \, d\Omega - \int_{\Omega} (V\Delta)^T \, o \, d\Omega - \int_{\Gamma} (V\Delta)^T p \, d\Gamma \quad (3.89)$$

$$\text{přičemž } f_e \text{ definované jako } f_e = - \int_{\Omega} V^T \, o \, d\Omega - \int_{\Gamma} V^T p \, d\Gamma \quad (3.90)$$

nazýváme vektorem parametrů zatížení prvku e . Jeho podrobné odvození viz Petruška (2003) a Madenci a Guven (2005). Po transpozicích jednotlivých matic v rovnici (3.89) můžeme definovat tzv. matici tuhosti K_e pro prvek, která je dána předpisem:

$$K_e = \int_{\Omega} S^{-T} M^T C B S^{-1} \, d\Omega_e \quad (3.91)$$

Jak vyplývá z názvu matice, prvky K_e mají i fyzikální význam. Celková energie elementu e je pak dána tvarem:

$$\Pi_e = -\Delta^T f_e + \frac{1}{2} \Delta^T K_e \Delta_e \quad (3.92)$$

Chceme-li vyjádřit energii celé řešené oblasti, je nutné dílčí energie konečných prvků sečíst (to umožňuje již zmíněná podmínka aditivnosti). Před samotným sečtením je však nutné transformovat složky vektorů posunutí, rotací, síly a momentů daného uzlu a všechny parametry deformace očíslovat (Petruška 2003; Sebera 2013). Splníme-li tyto podmínky, pak můžeme rovnici (3.92) přepsat do tvaru pro celkovou energii konečného prvku:

$$\Pi = -\Delta^T f_e + \frac{1}{2} \Delta^T K_e \Delta \quad (3.93)$$

Po sečtení energií prvků řešené soustavy dostáváme základní a konečnou rovnici MKP:

$$K\Delta = f \quad (3.94)$$

Podrobný popis realizací výpočtů a veškeré informace týkající se MKP jsou popsány např. v Zienkiewicz a Taylor (1977), Kolář et al. (1997), Dalík (1997), Madenci a Guven (2005), Dhett et al. (2012), Larson a Bengzon (2013) a mnoho dalších. Obecně platí, že MKP je efektivní nástroj pro analýzu mechanického chování

nejrůznějších struktur, a má také své uplatnění při hodnocení dřevěných konstrukcí a spojů v širokém spektru používaných materiálů a tvarů ovlivněných různými parametry – geometrie, materiálové charakteristiky, okrajové podmínky apod. (Sebera 2013).

3.8.2 Materiálové charakteristiky

Elastické a elasto-plastické chování

Dřevo je anizotropní materiál, který při zatížení vykazuje elasto-plastické chování. Elastické chování je pro dřevo typicky lineární, kdežto plastické chování je charakteristické svou nelinearitou. Podíl elastického a plastického chování v průběhu zatížení je odlišný pro různé způsoby namáhání. Při zatížení tahem a smykem je deformační chování elastické téměř v celém průběhu zatížení, plastické chování se vyskytuje ve velmi malém úseku, těsně před porušením (Moses a Prion 2002). Výrazně vyšší podíl plastického chování (40 – 50%) vykazuje dřevo při zatížení tlakem a ohybem, což je odůvodňováno stláčením dřevních buněk a postupným oddělováním vláken.

Nicméně v numerických analýzách je dřevo obvykle považováno za ortotropní materiál s lineárně elastickým chováním. Lineární elastický ortotropní model dřeva je dostačující pro analýzu elastického chování, avšak pro predikci meze pevnosti se jeví jako nedostatečný. Pro predikci meze pevnosti dřeva je nutné do numerických modelů zahrnout plasticitu, která umožňuje zpevnění (hardening) nebo naopak vznik porušení (softening) v oblastech s vysokou koncentrací napětí (McLain a Thangjitham 1983; Chen et al., 2003; Khorsandnia et al., 2013). Typickými oblastmi, kde se koncentruje napětí při zatížení dřevěných konstrukcí, jsou kontaktní plochy mezi spojovacím prostředkem a okolním materiálem. Pro dosažení přesnějších výsledků numerických simulací je proto vhodné použít elasto-plastický materiálový model. Nelinearita modelu se pro zjednodušení jeho definice v různém stupni aproximuje. Stupeň aproximace lze vyjádřit počtem stejně dlouhých lineárních úseků, na které je průběh nelineárního chování dřeva rozdělen (diskretizován). Každá lineární část je v modelu charakterizována odlišnými materiálovými charakteristikami.

Pro smysluplné využití nelineárních elasto-plastických materiálových modelů je nutné, aby byly sestaveny na základě experimentálně stanovených materiálových charakteristik. Kalibrace materiálových modelů se provádí iterativně pomocí srovnání numericky predikovaných a experimentálně stanovených napěťově-deformačních

vztahů a deformací při základních způsobech zatížení (tlak, tah, ohyb, smyk, krut apod.). Takto sestavený a ověřený materiálový model, který reflektuje mechanické chování dřeva, je poté aplikován do komplexnějších struktur. Ověřený materiálový model se využívá pro popis skutečného mechanického chování s predikcí mezních stavů pro celou řadu aplikací, jako jsou např. dřevěné konstrukce a spoje z masivního dřeva (Moses a Prion 2002). Nicméně, správnost hodnocení mechanických vlastností konstrukčních spojů prostřednictvím numerických přístupů založených na MKP, není závislá pouze na skladbě materiálového modelu. Faktory, které ovlivňují výsledné vlastnosti spojů jsou např. i velikost a typ spojovacího prostředku, vzdálenosti od okrajů a čel, směr zatížení, kvalita provedení s ohledem na různé defekty, nepřesnosti, mezery apod., které je možné zohlednit již při tvorbě KP modelů. Kromě „geometrických“ faktorů nelze opomenout také nastavení řešiče analýz, kvality síťování a další faktory, které nepřímo mohou ovlivnit proces a správnost výpočtů KP analýz (Dias et al. 2007).

Rahman et al. (1991) provedl dvourozměrnou analýzu kolíku v otvoru ortotropní desky s nelineárním elastickým materiálovým modelem. Nelineární komprese přiblížila numerické predikce mechanického chování spojovacího kolíku k výsledkům z experimentálních testů. Dvourozměrný model je omezen na studium plošných členů s minimální tloušťkou. Tato metoda je vhodná pouze pro jednoduché případy. Vzhledem k tomu, že predikce selhání je závislá na přesné lokalizaci míst s koncentrací napětí v celém objemu, jsou dvourozměrné modely nedostačující (Patton-Mallory et al., 1997). Patton-Mallory et al. (1997) provedli nelineární elastickou analýzu trojrozměrného modelu šroubového spoje dřeva douglasky a smrku. Bylo aplikováno tri-lineární elasto-plastické deformační chování materiálu s velmi dobrou shodou s experimentálními výsledky. Moses a Prion (2002) ve své studii sestavili trojrozměrný model šroubového spoje s anizotropně-plastickými materiálovými charakteristikami. Model byl schopen simulovat stlačování dřeva v okolí spojovacího prostředku a poddajnost šroubu s bilineárním kinematickým zpevněním. Kharouf et al. (2003) ve své práci uvádějí nelineární plastický materiálový model založený na základním modelu zpevnění dřeva podle Hillova kritéria pro dvouosé stlačování (Hill 1950).

4 MATERIÁL A METODIKA

4.1 Materiál

Dřevo smrku (*Picea abies* L. Karst.) (v člancích I, II, III, IV a V), buku (*Fagus sylvatica* L.) (v člancích I, II a IV) a dubu (*Quercus robur* L.) (v člancích III a V) bylo použito pro výrobu malých bezvadých zkušebních tělísek v rámci základních mechanických zkoušek (tlak, ohyb, smyk), ale také pro výrobu celodřevěných spojů. Ve stavebnictví, při rekonstrukcích historických dřevěných konstrukcí i při výstavbě nových objektů se tyto druhy dřev využívají nejčastěji. Důvodem je snadná dostupnost, finanční nenáročnost a přijatelný poměr mechanických vlastností a hmotnosti.

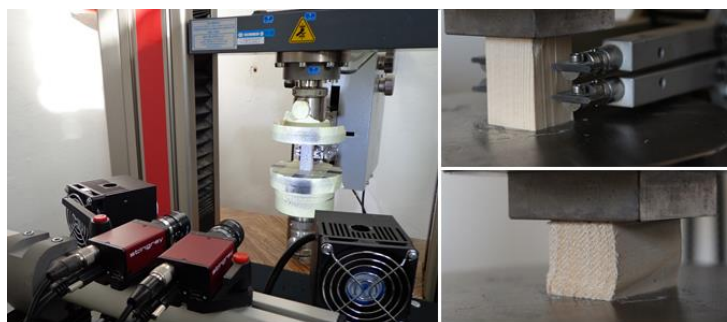
4.2 Experimentální hodnocení

Základní mechanické zkoušky (tlak, ohyb a smyk) byly provedeny za účelem získání materiálových charakteristik (Obr. 4.1 až Obr. 4.3). Stanovené materiálové charakteristiky byly použity pro sestavení materiálových modelů s elastickým a elasto-plastickým chováním dřeva pro KP analýzy (více v člancích I, II a IV).

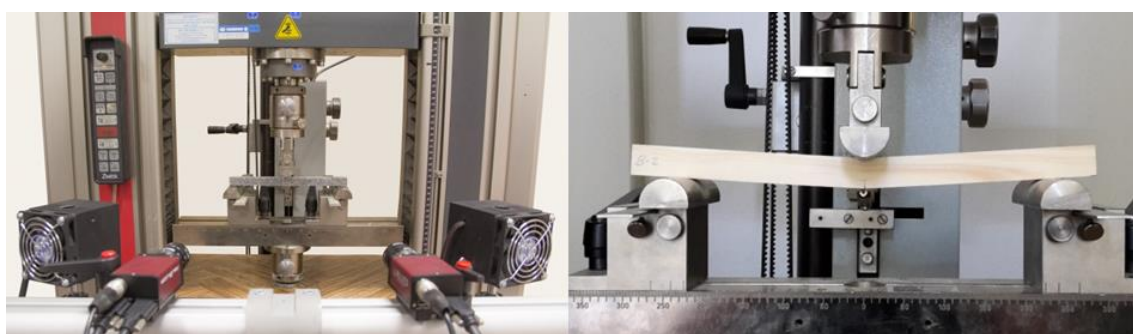
Základní tlaková zkouška byla provedena podél a napříč dřevních vláken v radiálním a tangenciálním směru (podle ASTM D143, BS 373). Pro ohybovou zkoušku byla využita metoda centrálního jednobodého zatížení se dvěma statickými podpěrami (tříbodá ohybová zkouška podle BS 373), více informací v článku I. Smykové charakteristiky v *LT* a *LR* rovině byly stanoveny pomocí „dog-bone“ zkušebních tělísek s oboustrannými zářezy zatížených jednoosým tahem (více v článku II). Kolíkové spoje byly konstruovány pro jednostřížné i dvojtřížné namáhání kolíku (např. Obr. 4.4) s detailním popisem v článku III.

Rozměry zkušebních těles a okrajové podmínky při testování (rychlost a směr zatěžování, rozteč podpor atd.) byly v souladu s příslušnými normami (ASTM D143, BS 373, EN 383 a EN 26891), popř. z nich byly tyto parametry odvozeny. Všechna zkušební tělesa byla klimatizována při teplotě 20 °C a 65% relativní vlhkosti vzduchu (RVV) až do dosažení rovnovážné vlhkosti dřeva (RVD). Objemová hmotnost a vlhkost zkušebních těles byly průběžně kontrolovány gravimetrickou metodou podle ASTM D2395. Mechanické zkoušky byly prováděny na univerzálním zkušebním stroji Zwick Z050 (Zwick Roell AG, Ulm, Germany). Měření posunutí a průhybů bylo zajištěno pomocí „clip-on“ extenzometrů a optickým setem pro akvizici obrazových dat (více

informací o použití optického snímání v článcích I, II, III a V). Poměrné deformace byly stanoveny z posunutí na základě Lagrangeova tenzoru deformací.



Obr. 4.1 Zkouška v tlaku podél a napříč dřevních vláken. Kamerový set pro obrazový záznam přetvoření zkušebního tělesa (článek I).



Obr. 4.2 Zkouška v třibodém ohybu. Kamerový set pro obrazový záznam přetvoření zkušebního tělesa (článek I).



Obr. 4.3 Smyková zkouška tahem v *LR* a *LT* smykových rovinách. Kamerový set pro obrazový záznam přetvoření zkušebního tělesa (článek II).



Obr. 4.4 Tahová zkouška únosnosti celodřevěného kolíkového spoje (článek III).

4.2.1 Digitální korelace obrazu (DIC)

Přetvoření tělesa bylo současně s konvenčními mechanickými metodami (příčnick a extenzometry) snímáno pomocí optického setu pro akvizici obrazových dat (např. Obr. 4.2). Snímané části povrchu zkušebních těles (z anglického Area of Interest - AOI) byly opatřeny stochastickým kontrastním vzorem. Snímání AOI bylo zajištěno pomocí dvojice kamer AVT Stingray Copper F-504B osazené snímači s rozlišením 2452×2056 px (5 MPx) a velikostí světlocitlivé buňky 3.45 μm zapojených ve stereoskopickém módu snímání. Kamery byly osazeny objektivy Pentax C2514-M s ohniskovou vzdáleností 25 mm. Vhodné světelné podmínky expozice byly zajištěny pomocí dvojice vysoce výkonných světel s LED-čipovými zdroji světla SobrietyCube 360.

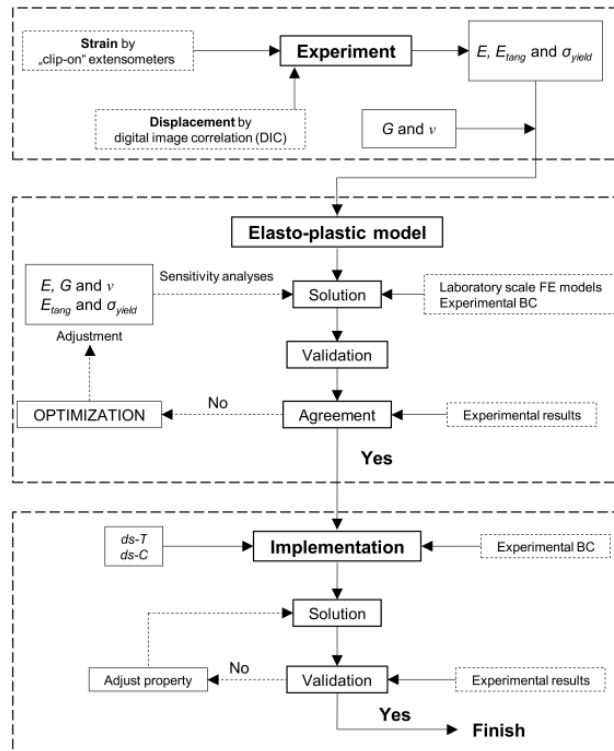
Zpracování (postprocessing) obrazových dat (párování pixelů, výpočet tenzoru posunutí, rotace a poměrných deformací) proběhl v softwaru Vic-3D v. 2012 (Correlated Solutions). Vypočítané posunutí a poměrné deformace byly použity pro stanovení materiálových charakteristik a verifikaci, resp. kalibraci numerických modelů.

4.3 Numerické modelování

Tvorba numerických KP modelů, jejich řešení a vyhodnocení bylo prováděno ve výpočetním softwaru ANSYS Mechanical APDL v. 14.5 (články I, II, IV). Numerické simulace jednotlivých modelů byly tvořeny v jazyce APDL (ANSYS Parametric Design Language) pomocí parametrických skriptů, které byly dávkovány do řešiče výpočetního softwaru. Sestavení elastického a elasto-plastického materiálového modelu pro popis nelineárního chování dřeva při zatížení bylo prvním krokem k naplnění stanovených cílů práce.

Na základě experimentálně zjištěných materiálových charakteristik byly sestaveny materiálové modely, které reflektují mechanické vlastnosti a chování dřeva. Verifikace, resp. kalibrace těchto numerických modelů byla provedena na tělesech geometricky a rozměrově srovnatelných s reálně použitými zkušebními tělesy a při aplikaci okrajových podmínek plně korespondujících s okrajovými podmínkami provedených experimentů. Kalibrační procedura měla iterativní charakter, přičemž srovnávacím parametrem byly napětově-deformační vztahy výstižně charakterizující průběh zatížení a mechanické odezvy dřeva pro použité mechanické zkoušky. Přesnost numerické odezvy byla vyjádřena pomocí relativních chybových odchylek mezi numerickou

predikcí a experimentálními hodnotami (detailní popis a postup v článku I a II). Obr. 4.5 zobrazuje jednotlivé kroky pro dosažení adekvátní odezvy (kalibrace) sestavených materiálových modelů. Zkalibrované materiálové modely byly následně aplikovány v komplexnějších numerických modelech.



Obr. 4.5 Vývojový diagram kroků pro nalezení adekvátního materiálového modelu (článek I).

4.3.1 Zobecněný Hillův elasto-plastický materiálový model

Pro popis nelineárního chování dřeva v ANSYS byl používán zobecněný Hillův materiálový model (Generalized Hill plasticity model, TB,ANISO) charakterizovaný bilineárním elasto-plastickým chováním (Obr. 4.6) na základě Hillovy podmínky plasticity pro ortotropní materiály (Moses a Prion 2002). Tento materiálový model umožňuje zpevnění ve třech na sebe vzájemně kolmých směrech a s možností definování rozdílného chování v jednotlivých směrech (L , R a T) při tahovém, tlakovém a smykovém namáhání.

Dřevo v numerických analýzách bylo uvažováno jako homogenní materiál definovaný 27 materiálovými charakteristikami zohledňujícími základní anatomické směry dřeva (materiálové charakteristiky jsou uvedeny v člancích I, II a IV).

Elastická oblast napět'ově-deformační křivky je popsána 9 materiálovými charakteristikami – 3 normálové moduly pružnosti ($E_{L,R,T}$), 3 smykové moduly pružnosti ($G_{LR,RT,LT}$) a 3 Poissonovy čísla ($\nu_{LR,RT,LT}$) (Tab. 4.1) s platností Hookova zákona prostřednictvím souboru ortotropních konstitutivních vztahů, který lze definovat zobecněným Hookovým zákonem podle vztahu (4.1).

$$\{\sigma\} = [S]\{\varepsilon\} \quad (4.1)$$

Inverzí vztahu (4.1) pro ortotropní materiálový model lze Hookův zákon vyjádřit v rozepsaném maticovém zápisu (4.2) pomocí složek vektoru deformace $\{\varepsilon\}$ a vektoru napětí $\{\sigma\}$ při splnění podmínek symetrie $\nu_{LR}/E_L = \nu_{RL}/E_R$, $\nu_{LT}/E_L = \nu_{TL}/E_T$ a $\nu_{RT}/E_R = \nu_{TR}/E_T$.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_L \\ \varepsilon_R \\ \varepsilon_T \\ \gamma_{RT} \\ \gamma_{LT} \\ \gamma_{LR} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_L} & -\frac{\nu_{RL}}{E_R} & -\frac{\nu_{TL}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LR}}{E_L} & \frac{1}{E_R} & -\frac{\nu_{TR}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LT}}{E_L} & -\frac{\nu_{RT}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_L \\ \sigma_R \\ \sigma_T \\ \tau_{RT} \\ \tau_{LT} \\ \tau_{LR} \end{Bmatrix} \quad (4.2)$$

Plastická oblast napět'ově-deformační křivky je definována 18 parametry specifikovaných v Tab. 4.1, které jsou rozlišeny pro tahové, tlakové a smykové zatížení ve třech na sebe vzájemně kolmých směrech (L , R a T). Tyto parametry jsou vyjádřeny hodnotami mezí úměrnosti ($\sigma_{y,ijk,x}$ a $\tau_{y,ijk,x}$)⁸ a tangentsními moduly pružnosti ($E_{\tan,ijk,x}$ a $G_{\tan,ijk,x}$) definující zpevnění v plastické oblasti pro výše uvedené směry zatížení (Obr. 4.6). Dále, je tento materiálový model možno definovat rozdílně pro tahové, tlakové a smykové namáhání. Při použití elasto-plastického materiálového modelu TB,ANISO musí být splněna podmínka plastické nestlačitelnosti (4.3) a podmínka (4.4), která zajišťuje uzavřenou plochu plasticity eliptického tvaru (ANSYS Mechanical APDL).

⁸ Symbol „ x “ reprezentuje typ zatížení: tah (tensile – *ten*) nebo tlak (compression – *comp*).

$$\frac{\sigma_{y,L,ten} - \sigma_{y,L,comp}}{\sigma_{y,L,ten} \cdot \sigma_{y,L,comp}} + \frac{\sigma_{y,R,ten} - \sigma_{y,R,comp}}{\sigma_{y,R,ten} \cdot \sigma_{y,R,comp}} + \frac{\sigma_{y,T,ten} - \sigma_{y,T,comp}}{\sigma_{y,T,ten} \cdot \sigma_{y,T,comp}} = 0 \quad (4.3)^9$$

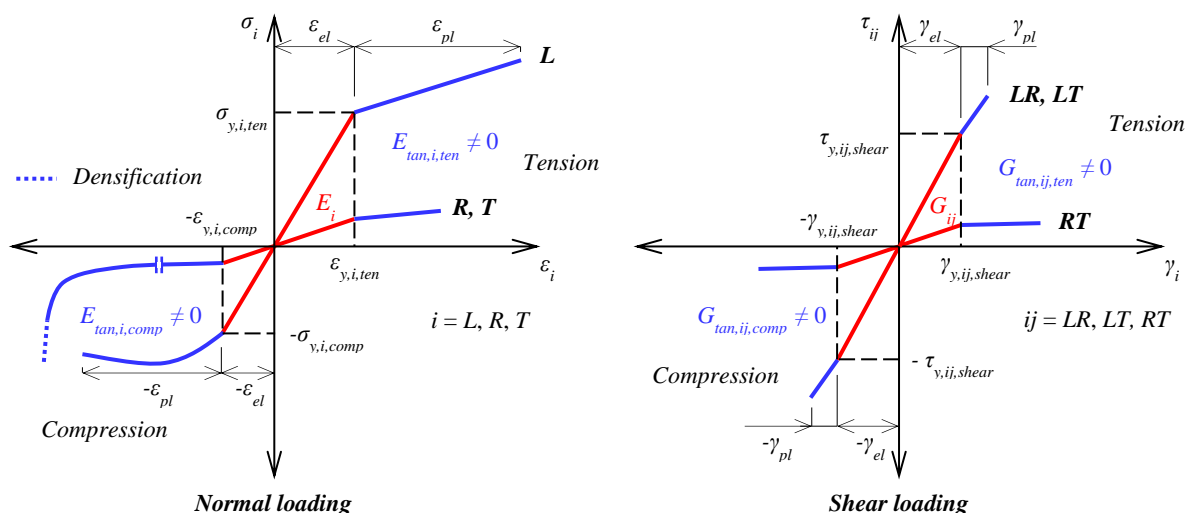
$$M_{11}^2 + M_{22}^2 + M_{33}^2 - 2(M_{11}M_{22} + M_{22}M_{33} + M_{11}M_{33}) < 0 \quad (4.4)$$

kde:

$$M_{ii} = \frac{\sigma_{L,ten} \sigma_{L,comp}}{\sigma_{j,ten} \sigma_{j,comp}}, j = L, R, T \quad (4.5)$$

Tab. 4.1 Materiálové charakteristiky popisující elasto-plastickou oblast bilineární napět'ově-deformační křivky.

Charakteristiky reprezentující elastickou oblast		
$E_{L,R,T}$	$G_{LR,RT,LT}$	$\nu_{LR,RT,LT}$
Charakteristiky reprezentující plastickou oblast		
tah	tlak	smyk
$\sigma_{y,L,R,T,ten}$	$\sigma_{y,L,R,T,comp}$	$\tau_{y,LR,RT,LT,shear}$
$E_{tan,L,R,T,ten}$	$E_{tan,L,R,T,comp}$	$G_{tan,LR,RT,LT,shear}$



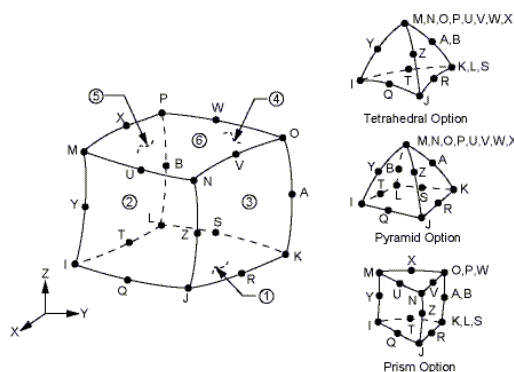
Obr. 4.6 Bilineární napět'ovo-deformační křivky pro normálová a smyková zatížení.

Bilineární elasto-plastický materiálový model (v článku I) byl využit pro popis nelineární odezvy dřeva při různých zatěžovacích stavech (tlak, tah, ohyb) s cílem získat optimální řešení pro tyto zátěžové stavy s nejmenší odchylkou od reálného chování dřeva.

⁹Symbol „ten“ reprezentuje hodnotu pro tahové zatížení, „comp“ reprezentuje hodnotu pro tlakové zatížení.

4.3.2 Konečný prvek *SOLID95*

Pro diskretizaci daných objemů numerických modelů byl používán kvadratický 20-ti uzlový prvek *SOLID95* (Obr. 4.7) se třemi stupni volnosti posunutí pro každý uzel ve směrech X , Y , a Z (L , R a T , resp.). Tento prvek byl vybrán z důvodu toho, že umožňuje simulovat plastické deformace, které jsou definovány pomocí zobecněného Hillova elasto-plastického materiálového modelu (TB,ANISO).



Obr. 4.7 Geometrie konečného prvku *SOLID95* (převzato z manuálu ANSYS v. 14.5).

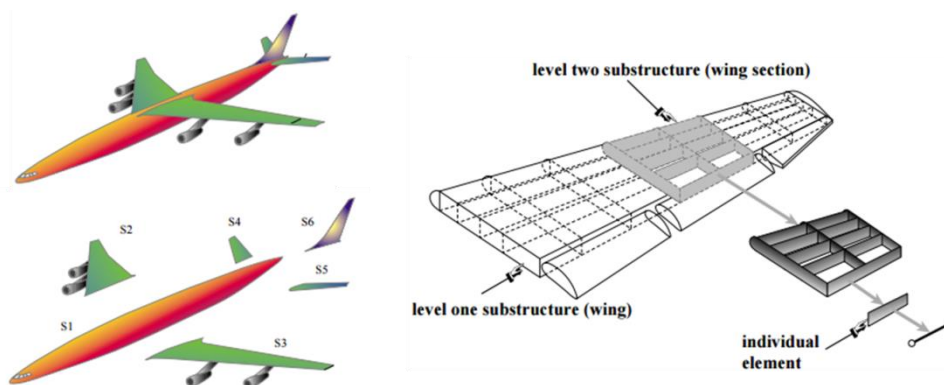
4.3.3 Redukční techniky používané v KP analýzách

Při tvorbě numerických modelů v prostředí ANSYS byly využívány redukční techniky, které zefektivňují řešení numerických výpočtů, a tak zkracují výpočetní čas, usnadňují modelování prutových struktur aj. V této práci byly využity redukční techniky: Substructuring; vazebné rovnice – Constrain Equation (CE), symetrické okrajové podmínky a parametrické modelování (redukční techniky jsou aplikovány v jednotlivých člancích I, II, a IV).

1. Substructuring

Rozsáhlé KP analýzy pracují s vysokým počtem uzlů s mnoha stupni volnosti (Degree of Freedom – DOF), které jsou popsány rozsáhlými maticemi vysokými nároky na výpočet. Substrukturace je „způsob, jak vidět věci v částech“ za účelem zjednodušení náročnosti analýz a přitom se soustředit na konkrétní komponenty. Důvody substrukturace jsou: a) snížení výpočetního času; b) snížení potřebného výpočetního výkonu. Metoda substrukturace v ANSYS je popsána jako skupina KP elementů, která je soustředěna do jednoho prvku, jenž je reprezentován maticí. Tento jediný prvek matice je nazýván jako superelement („master node“), na který je vázána redukce všech stupňů volnosti.

Princip substrukturace je založený na rozdělení komplexního modelu do několika samostatných částí (substruktur) a každá je řešena samostatně. Tuto substrukturu je možné také dále dělit a řešit individuálně. Pro názornou ukázkou byl použit model letadla, zobrazen na Obr. 4.8. Analogicky lze tuto metodu použít i v oblasti dřevěných konstrukcí.



Obr. 4.8 Rozložení komplexního modelu do více substruktur (převzato z Superelements and Global-Local Analysis).

Redukční technika substructuring byla využita v článku IV pro spojení 2D prutové krovové soustavy s detailním 3D modelem celodřevěného konstrukčního spoje. Prostřednictvím superelementu bylo zajištěno spojení mezi 2D a 3D prvky s přenosem všech vnitřních sil a posunutí z globálního zatížení komplexního modelu krovu do jednotlivých částí.

2. Vazebné rovnice – Constrain Equation (CE)

Vazebné rovnice se využívají v případech, kdy je potřeba přenést „volný“ pohyb z jednoho prvku na druhý, aniž by tyto dva prvky byly jakkoliv propojeny. Přenos pohybu je zajištěn pomocí lineárního vztahu mezi uzlovými stupni volnosti posunutí (DOF). Obecný zápis rovnice je následující:

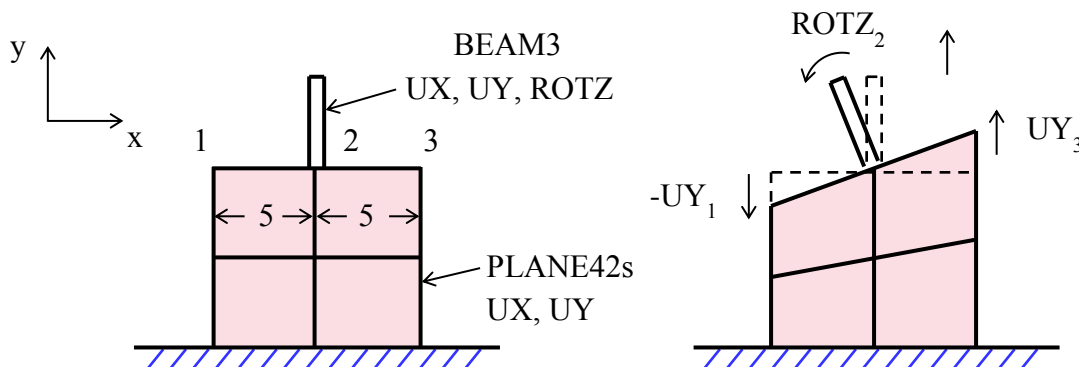
$$Constant = \sum_{i=1}^n (Coefficient\ t(i) \cdot u(i)) \quad (4.1)$$

kde $u_{(i)}$ jsou stupně volnosti termínu (i) a n je počet termínů v rovnici.

Vazebné rovnice mohou mít libovolný počet uzlů a jakoukoliv kombinaci DOF. Velikost a směr posunutí (u_i) nebo rotace (ROT_i) lze pro sledované uzly nastavit v určitých poměrech, vzhledem k výchozí hodnotě. Princip vazebných rovnic lze

demonstrovat na jednoduchém příkladu podle Obr. 4.9, kde uzel 2 působí jako kloub pokud nejsou použity žádné vazebné rovnice. Pro přenos momentu z nosníku (BEAM3) na rovinné elementy (PLANE42s) bude použita následující rovnice (4.2):

$$ROTZ_2 = \frac{(UY_3 - UY_1)}{10} \quad (4.2)$$



Obr. 4.9 Vytváření vztahů mezi rotačními a posuvnými stupni volnosti (převzato z manuálu SW ANSYS v. 14.5).

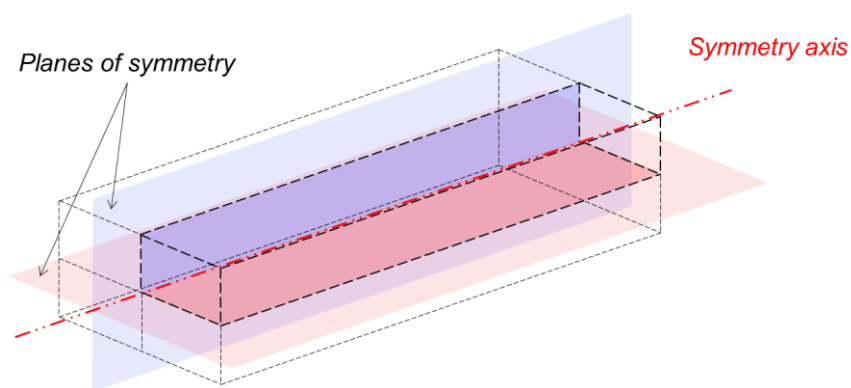
Rovnici lze přepsat do požadovaného formátu podle (4.3):

$$0.0 = UY_3 - UY_1 - 10 \cdot (ROTZ_2) \quad (4.3)$$

Redukční technika popisující vazebné rovnice (CE) mezi dvěma a více uzly byla aplikována v případě tvorby prutové soustavy krovu v článku IV. Pomocí této techniky byla definována spojení mezi jednotlivými prvky (pozednice, vazné trámy, stojky apod.) s možností nastavení různých tuhostí mezi těmito prvky. Touto technikou byl vytvořen kompaktní prutový 3D model krovu kostela sv. Jakuba v Brně s detailními prvky, např. Ondřejské kříže, pětiboká a lichoběžníková vaznice apod.

3. Symetrické okrajové podmínky

Okrajové podmínky symetrie byly využívány v případech, kdy numerický model měl alespoň jednu osu symetrie. Symetrické okrajové podmínky se používají ke snížení rozsahu a náročnosti výpočtů redukcí celkového počtu uzlových řešení. Může se jednat o prosté těleso (viz Obr. 4.10), které má několik rovin symetrie, příp. komplexnější struktury s opakujícími se segmenty apod. Definování okrajových podmínek se provádí nastavením všech stupňů volnosti posunutí (DOF) v uzlech ležících v rovinách, ve kterých se nacházejí jednotlivé osy symetrie. Symetrická podmínka se definuje ve směru kolmém na příslušnou rovinu symetrie.



Obr. 4.10 Symetrický 3D model s definovanými dvěma rovinami symetrie (čtvrtinový model).

Tato redukční technika byla využita v článku IV pro snížení časové náročnosti výpočtu numerického modelu krovu kostela sv. Jakuba v Brně. Krov byl modelován jako opakující se symetrický segment, kde byly na podélné vazné trámy aplikovány okrajové podmínky symetrie reflektující přenášené vnitřní síly a posunutí z globálního zatížení krovu.

4.3.4 Parametrické modelování

Skriptovací jazyk APDL (ANSYS Parametric Design Language) umožňuje parametrickou výstavbu numerických modelů, které je poté možno snadno upravovat podle měnících se vstupních podmínek. Při parametrickém modelování se konkrétní hodnota (číslo nebo vlastnost) charakterizující vstupní podmínku (geometrie, okrajové podmínky, materiálové charakteristiky apod.) nahrazuje proměnnou (parametrem), který je konkrétně definován ve vstupních parametrech zdrojového skriptu APDL. Změnami hodnot vstupních parametrů lze efektivně modifikovat tvorbu modelu při požadavcích na změny simulace.

Technika parametrického modelování byla používána u všech KP analýz (články I, II a IV), pomocí níž bylo možno operativně provádět změny ve zdrojovém skriptu numerického modelu.

Příklad dávkového souboru v jazyce APDL pro tvorbu základního 3D tělesa s definicí elasto-plastických materiálových charakteristik pro dřevo smrku (*Picea abies* L. Karst.):

```
!----- Vstupní parametry – rozměry tělesa -----
del_ka=0.03      !X=L
sir_ka=0.02      !Y=R
tlou_stka=0.02   !Z=T
!
e_size=0.001     !velikost KP elementu 1 (m)
```

```

!
ti_me=1
n_subst=100          !počet kroků řešení
n_subst_max=100
n_subst_min=100
!
posu_nuti=-0.001     !parametr definující posunutí (zatížení) (m)
!
!----- Tvorba geometrie tělesa -----
/prep7               !vstup do pre-procesoru – tvorba geometrie
!
blc4,0,0,del_ka,sir_ka,tlou_stka      !definice objemu ze středu globálního souřadného systému
cm,teli_sko,volu                       !definice objemu komponenty
!
cmsel,,teli_sko                        !výběr komponenty
vatt,1                                  !definování materiálu 1 pro vybranou komponentu
!
!----- Elasto-plastický materiálový model -----
!
!Materiálové charakteristiky popisující elastickou oblast deformací – vstupní parametry
!
!Youngovy moduly pružnosti v jednotlivých anatomických směrech (Pa)
e_x_sm=17850e6      !L
e_y_sm=352e6       !R
e_z_sm=289e6       !T
!Smykové moduly pružnosti v jednotlivých smykových rovinách (Pa)
g_xy_sm=573e6      !LR
g_yz_sm=53e6       !RT
g_xz_sm=474e6      !LT
!Poissonovy čísla (-)
pr_xy_sm=0.023     !LR
pr_yz_sm=0.557     !RT
pr_xz_sm=0.014     !LT
!
hus_sm=462         !hustota pro dřevo smrku
!
!Materiálový model popisující elastickou oblast deformací včetně hustoty
mp,ex,1,e_x_sm
mp,ey,1,e_y_sm
mp,ez,1,e_z_sm
!
mp,gxy,1,g_xy_sm
mp,gyz,1,g_yz_sm
mp,gxz,1,g_xz_sm
!
mp,nuxy,1,pr_xy_sm
mp,nuyz,1,pr_yz_sm
mp,nuxz,1,pr_xz_sm
!
mp,dens,1,hus_sm
!
!Materiálové charakteristiky popisující plastickou oblast deformací – vstupní parametry
TBDE,ANISO,1
TB,ANISO,1,,0      !volba zobecněného Hillova materiálového modelu
!Meze úměrnosti v jednotlivých anatomických směrech při tahovém zatížení (Pa)
C_1=49e6           !L
C_2=6.4e6          !R
C_3=7.1e6          !T
!Tangentní moduly pružnosti v tahu pro jednotlivé anatomické směry (Pa)
C_4=140e6          !L
C_5=1.8e6          !R
C_6=2.3e6          !T
!
!Meze úměrnosti v jednotlivých anatomických směrech při tlakovém zatížení (Pa)
C_7=C_1            !L
C_8=C_2            !R

```

```

C_9=C_3          !T
!Tangentní moduly pružnosti v tlaku pro jednotlivé anatomické směry (Pa)
C_10=C_4         !L
C_11=C_5         !R
C_12=C_6         !T
!
!Meze úměrnosti v jednotlivých smykových rovinách při smykovém zatížení (Pa)
C_13=6.7e6      !LR
C_14=6.7e6      !RT
C_15=3.1e6      !LT
!Tangentní moduly pružnosti ve smyku pro jednotlivé smykové roviny (Pa)
C_16=5.73e6     !LR
C_17=0.53e6     !RT
C_18=4.74e6     !LT
!
!Materiálový model popisující plastickou oblast deformací
!
TBMODIF,1,1,C_1
TBMODIF,1,2,C_2
TBMODIF,1,3,C_3
!
TBMODIF,2,1,C_4
TBMODIF,2,2,C_5
TBMODIF,2,3,C_6
!
TBMODIF,3,1,C_7
TBMODIF,3,2,C_8
TBMODIF,3,3,C_9
!
TBMODIF,4,1,C_10
TBMODIF,4,2,C_11
TBMODIF,4,3,C_12
!
TBMODIF,5,1,C_13
TBMODIF,5,2,C_14
TBMODIF,5,3,C_15
!
TBMODIF,6,1,C_16
TBMODIF,6,2,C_17
TBMODIF,6,3,C_18
!----- Konečně-prvková síť -----
et,1,95          !nastavení typu elementu (SOLID95)
keyopt,1,5,1     !možnosti nastavení elementu
keyopt,1,6,3
keyopt,1,11,0
type,1           !výběr KP elementu 1
mat,1            !přiřazení KP elementu 1 pro materiál 1
esys,0           !nastavení výchozího součadného systému pro KP element 1
esize,e_size     !definice velikosti elementu 1
cmsel,,teli_sko  !výběr komponenty
mshape,0,3D      !3D tvar elementu
vsweep,all       !tvorba KP sítě objemu tělesa
!
/solu            !vstup do řešiče
antype,0         !definice typu analýzy „Static analysis“
nlgeom,on
nsubst,n_subst,n_subst_max,n_subst_min  !definice rozsahu analýzy
outres,erase
outres,all,all
autots,off
time,ti_me
!----- Definice okrajových podmínek -----
asel,s,loc,x,0,0 !výběr spodní plochy tělíska
da,all,all,0     !omezení všech stupňů volnosti (all DOF=0) – dokonalé vetknutí
!
asel,s,loc,x,del_ka,del_ka  !výběr horní plochy tělíska

```

da,all,uy,0	!omezení posunutí horní plochy ve směru geometrické osy Y
da,all,uz,0	!omezení posunutí horní plochy ve směru geometrické osy Z
da,all,ux,posu_nuti	!definování posunutí (zatížení) ve směru geometrické osy X
!	
allsel,all	
save	
solve	!spuštění řešiče
finish	

ČLÁNEK I.

Determination of the elasto-plastic material characteristics of Norway spruce and European beech wood by experimental and numerical analyses

Milch, J., Tippner, J., Sebera, V., Brabec, M. (2016)

Holzforschung (in press) DOI: 10.1515/hf-2015-0267.

Determination of the elasto-plastic material characteristics of Norway spruce and European beech wood by experimental and numerical analyses

Jaromír Milch¹, Jan Tippner¹, Václav Sebera¹, Martin Brabec¹

¹Department of Wood Science, Faculty of Forestry and Wood Technology, Mendel University in Brno, Zemědělská 3, 613 00 Brno, Czech Republic; phone: +420 545 134 545 *corresponding author: jaromir.milch@mendelu.cz

Abstract

Experimental and numerical analyses are presented concerning of compression tests parallel and perpendicular to the grain, three-point bending, and double-shear joints in compliance with the relevant test standards (ASTM D2395, BS 373, EN 383 and EN 26891). Woods of Norway spruce (*Picea abies* L. Karst.) and European beech (*Fagus sylvatica* L.) were tested to describe their non-linear behavior. Elasto-plastic material models were the basis for the finite-element (FE) analyses with the input of own experimental data and those of the literature. The elasto-plastic material model with non-linear isotropic hardening was applied based on the Hill yield criterion in regions of uniaxial compression. The material characteristics were first optimized and validated by means of basic 3D FE models under the same conditions as applied for the experiments. Afterwards, the validated material models were implemented into the solver with more complex numerical analyses of wooden dowel joints. Concurrently, the digital image correlation (DIC) served for verification of the numerical wooden joint models. A good agreement (with a relative error up to 16%) was found between numerically predicted and experimentally measured data. The differences may be mainly attributed to some natural characteristics of wood which were not considered in the proposed material models. The proposed elasto-plastic material models are capable of predicting the wood's ultimate strength, and therefore could contribute to a more reliable design of wood structures and their performance.

Keywords: Compression, digital image correlation (DIC), dowel-type joint, elasto-plastic, elastic orthotropic, finite element method (FEM), hardening, Hill yield criterion, modulus of elasticity, numerical modelling, orthotropic, three-point static bending, wood anisotropy.

Introduction

Much attention is paid currently to the assessment of historical timber constructions from structural, architectural, and safety perspectives points of view. In focus are the timber elements concerning their structure and their preservation and, particularly, the restoration of damaged elements or connections (Abruzzese et al. 2009; Descamps et al. 2014; Branco and Descamps 2015). Sophisticated methods are needed to learn more about the universal mechanical behavior of complex connections in the timber structures. The finite element method (FEM) is one of the several numerical approaches for the virtual assessment and prediction of possible failure in wood pieces or in complex timber structures. Historical timber constructions contain traditional wooden joints with wooden connectors such as pegs and dowels. The dowel connections are well investigated in terms of their universal mechanical performance (Kessel and Augustin 1995, 1996; Bulleit et al. 1999; Santos et al. 2009). In the last decade, wooden joints with dowel connections have been analyzed by FEM and optical deformation measurement (digital image correlation, DIC) to predict their mechanical behavior under various loading (Chen et al. 2003; Hong and Barrett 2008; Oudjene and Khelifa 2009a,b, 2010; Dias et al. 2010; Ukyo et al. 2010; Sebera et al. 2013; Arciszewska-Kędzior et al. 2015; Kunecky et al. 2015a Kunecky et al. 2015b). FEM may simplify the optimization of the timber connections based on various parameters in comparison with the experimental testing. Therefore, numerical modeling is usually undertaken as an approach to study timber connections or complex timber structures (Chen et al. 2003; Kunecky et al. 2015a).

The incremental plasticity is a macroscopic constitutive model that accounts for dissipative (irreversible) effects characterized by permanent strain accumulation (Kharouf et al. 2003). Hill (1950) was the first to provide a general model of anisotropic plasticity. Wood is an anisotropic material, but for numerical analyses it is considered an elastic orthotropic material under a certain set of conditions. However, this model is insufficient to predict the wood's ultimate strength (Moses and Prion 2002). Orthotropic plasticity theory based on Hill's formulation with isotropic hardening is utilized to describe the nonlinear behavior up to and beyond the point of wood's ultimate strength (Hong et al. 2015). The non-linear constitutive behavior of wood is defined by three basic constitutive regimes: elastic, elasto-plastic and post-failure brittle or post-failure ductile (Clouston and Lam 2002). A complex stress state often emerges at the

connection interfaces owing to the large concentration of stress and strain in contact zones. For an accurate description of the strain magnitude, it is necessary to include plasticity into numerical models, which allows adding hardening in these areas (McLain and Thangjitham 1983; Chen et al. 2003; Hering et al. 2012; Khorsandnia et al. 2013; Hong et al. 2015). Therefore, numerical simulations based on the elasto-plastic material model with hardening are more accurate and suitable to predict the non-linear mechanical behavior of wood or wooden connections, as shown by Sohoulí et al. (2011) or Hong et al. (2015) and by other research groups. The stress-strain behavior of wood exhibits non-linear ductile behavior in compression owing to the crushing of wood cells and the separation of the fibers. Conversely, in tension and shear, the stress-strain behavior is linear until brittle failure occurs (Moses and Prion 2002).

Rahman et al. (1991) performed a 2D analysis of a dowel in the hole with non-linear material properties. Their results showed that non-linear material behaviour reduces the contact normal stress by 20% when compared to a linear elastic model. However, 2D analyses are only suitable for simple cases because they are limited to the study of bodies with some symmetry. Because the prediction of failures is dependent on the accurate stress localization throughout the model, 2D analyses are insufficient to this purpose. Patton-Mallory et al. (1997) conducted a non-linear 3D analysis of bolted wood connections (with Douglas fir and spruce wood) with tri-linear elastic stress-strain behavior of the material model and their results showed very good agreement with experimental results. Moses and Prion (2002) presented a 3D model of bolted joints with anisotropic plasticity to predict the behaviour of wood and wood composites with bi-linear kinematic hardening for bolt yielding behavior. Kharouf et al. (2003) described a non-linear material model based on the orthotropic elasto-plastic theory based on Hill's criterion in bi-axial compression. Hong et al. (2015) applied Hill's anisotropic plasticity theory based on bi-linear stress-strain material response for Douglas fir wood in compression. Their results showed a great coincidence between experimental and numerical solutions.

The connections are commonly critical places in the timber structures, being responsible for the local decrease in the overall structure continuity. This fact (about 80% of cases) may lead to a reduction in the overall strength and stability of the structure (Santos et al. 2009). The quality of connections does not only depend on the material model in the FEA. The other factors are: diameter of dowels/bolts, end

distances, wood species, loading conditions, etc. (Dias et al. 2007; Mohamadzadeh et al. 2012). However, a suitable material model for the wood would allow “more realistic” prediction of the behaviour of wooden connections during various structural loading conditions without the reliance on extensive empirical tests. Such a model would represent the true stress-strain state in wood and lead to predictions of ultimate strength, e.g. the behavior of wooden joints in the structure (Moses and Prion 2002; Xu et al. 2009).

The aim of the present study was to determine the elasto-plastic material characteristics of the most important construction wood used for historic buildings in Europe that would be applicable in FEA. Norway spruce (*Picea abies* L. Karst.) and European beech (*Fagus sylvatica* L.) were considered as suitable model woods and subjected to the quasi-static compression and bending loading. The partial steps to achieve the research goal are: (1) to collect elastoplastic material characteristics for both wood species by own experiments and collection of literature data, (2) to evaluate the non-linear behavior of the elasto- plastic material models based on these characteristics, (3) to optimize and calibrate the models by changing the material characteristics based on the correlation between experimental and numerical data sets, and (4) to implement the calibrated material models in detailed 3D solid models of wooden joints used in historical timber constructions.

Materials and methods

Norway spruce (*Picea abies* L. Karst.) and European beech (*Fagus sylvatica* L.) were tested in compression parallel (\parallel) and perpendicular (\perp) to the grain in the radial (R) and tangential (T) directions, by three-point bending, and double-shear joints. Mechanical tests were performed on small laboratory specimens without defects in dimensions in compliance with the standards (ASTM D2395, BS 373, EN 383 and EN 26891). Table 1 summarizes the parameters of the experimental specimens and conditions for each test series. The specimens were conditioned at 20°C and 65% relative humidity (RH) until the equilibrium moisture content (EMC) was reached. Moisture content (MC) and density at equilibrium state were then measured gravimetrically according to ASTM D2395 (American Society for Testing and Materials 2014).

The mechanical tests were carried out by means of a universal testing machine Zwick Z050/TH 3A (Zwick Roell AG, Ulm, Germany) with 50 kN load cell under crosshead displacement control. The experiment procedures were set and controlled by TestXpert v.11.02 (Zwick Roell AG, Ulm, Germany). The temperature was kept within a range of 20–22°C during all the mechanical tests.

Table 1: The experimental parameters and boundary conditions (BC) of tests.

Data	Compression		Bending n=10	Joints series		Dowel n=20
	 n=10	⊥ n=12		<i>ds-T</i> n=10	<i>ds-C</i> n=10	
$\rho_{12,d}$ [kg·m ⁻³]	456 ^a (11.5) ^c 678 ^b (3.1)	464 ^a (11.9) 661 ^b (3.1)	467 ^a (11.4) 668 ^b (5.1)	462 (2.3)	477 (6.8)	670 (6.4)
$R \times T$ [mm]	20×20	20×20	20×20	-	-	-
L [mm]	30	30	300	-	-	38
d [mm]	-	-	-	-	-	8
Span (l_s) [mm]	-	-	240	-	-	-
Load direction	L	R and T	T	parallel to grain		T
v [mm·min ⁻¹]	2	8	10	1.5	1.5	-

^a $\rho_{12,d}$ for Norway spruce, ^b $\rho_{12,d}$ for European beech, ^cCoeff. of Variation (%) in parenthesis, v loading rate.

Compression parallel and perpendicular to the grain: Specimens specified in Figure 1 and Table 1 were tested. The compressive strength ($\sigma_{L,R,T,c}$) and normal elastic moduli ($E_{L,R,T,c}$) || and ⊥ to the grain were derived from BS 373 (British Standard Institution 1957). The longitudinal strain in compression || to the grain was calculated based on the relative position of two points located at 1/3 and 2/3 of the total sample length, see Figure 1a. These points were tracked by a “clip-on” extensometer (Zwick Roell AG, Ulm, Germany) clamped on the radial (R_s) and the tangential (T_s) sample surfaces. The transversal strains in compression ⊥ to the grain were calculated based on the relative position of the compression plates controlled by the crosshead, which was related to the original sample dimension in the load direction, see Figure 1b. The data for $\sigma_{L,R,T,c}$ and $E_{L,R,T,c}$ were calculated by Eqs. (1) and (2), respectively:

$$\sigma_{L,c} = \frac{F_{\max}}{R \cdot T} \quad \sigma_{R,c} = \frac{F_{\text{yield}}}{L \cdot T} \quad \sigma_{T,c} = \frac{F_{\text{yield}}}{L \cdot R} \quad (1)$$

where F_{\max} is the maximum loading force (N), F_{yield} is the loading force corresponding to yield strength (N), T is the sample dimension in the tangential direction (mm), R is the sample dimension in the radial direction (mm) and L is the sample dimension in the longitudinal direction (mm).

$$E_{L,c} = \frac{(F_{40} - F_{10}) \cdot l_{ext}}{R \cdot T \cdot (u_{40} - u_{10})} \quad E_{R,c} = \frac{(F_{yield,40} - F_{yield,10}) \cdot R}{L \cdot T \cdot (u_{yield,40} - u_{yield,10})} \quad E_{T,c} = \frac{(F_{yield,40} - F_{yield,10}) \cdot T}{L \cdot R \cdot (u_{40} - u_{10})} \quad (2)$$

where F_{40} and F_{10} are the forces at the 40 and 10% levels of the F_{max} (N), $F_{yield,40}$ and $F_{yield,10}$ are the forces at the 40 and 10% levels of the F_{yield} (N), l_{ext} is the initial sensor arms distance equal to 1/3 of the L (mm), u_{40} and u_{10} are the deformations at forces level of F_{40} and F_{10} (mm) and $u_{yield,40}$ and $u_{yield,10}$ are the deformations at forces level of $F_{yield,40}$ and $F_{yield,10}$ (mm).

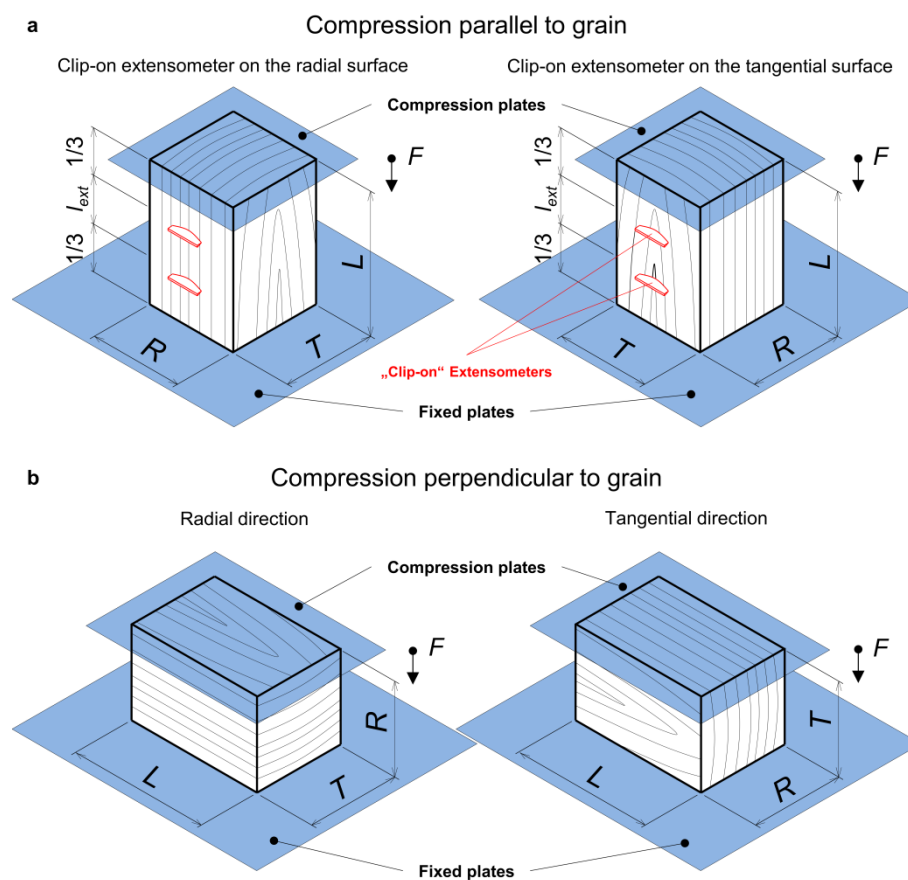


Figure 1: Scheme of the compression tests.

Three-point static bending: Specimens specified in Figure 2 and Table 1 were tested by the three-point static bending test. The deflection in bending was measured by a standard “clip-on“ deflectometer (Zwick Roell AG, Ulm, Germany) clamped to the bottom surface at the middle point of the transverse dimension located at the midspan. The experimental test evaluation was derived from the BS 373 (British Standard Institution 1957) with a modified span-to-depth ratio equal to 12. The bending strength (σ_b) was calculated from the F_{max} as given in the following equation (Eq. 3):

$$\sigma_c = \frac{3 \cdot F_{\max} \cdot l_s}{2 \cdot R \cdot T^2} \quad (3)$$

where l_s is the span of supports (mm) and T is the sample dimension in the tangential load direction (mm). The modulus of elasticity (E_b) was calculated based on the forces measured at the 10 and 40% levels of the F_{\max} and the corresponding deflections ($u_{def,10}$ and $u_{def,40}$) of the bended sample. The E_b was calculated by Eq. 4:

$$E_b = \frac{(F_{40} - F_{10}) \cdot l_s^3}{4 \cdot R \cdot T^3 \cdot (u_{def,40} - u_{def,10})} \quad (4)$$

where $u_{def,40}$ and $u_{def,10}$ are the deflections at force levels F_{40} and F_{10} (mm). The normal and bending elastic moduli ($E_{L,R,T,c}$ and E_b) were calculated from the linear-elastic range from experimental forcedisplacement and force-deflection curves.

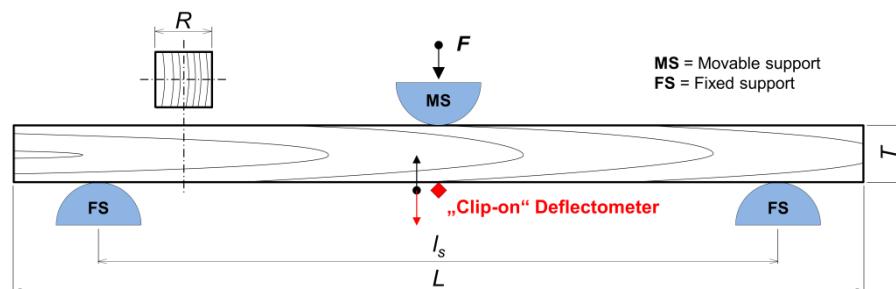


Figure 2: Scheme of the bending test.

Double-shear joints with wooden dowels were tested in tensile ($ds-T$) and compression ($ds-C$) \parallel to the grain, see Figure 3a and b, respectively. Experimental joint parameters and conditions are presented in Table 1. The wooden joint was made by three Norway spruce members connected with a European beech dowel with nominal diameter $d = 8$ mm. Dowels inserted into the drilled holes (8 mm) were placed so that the grain of the cross section was oriented \parallel to the load direction without clearance. Figure 3 shows the wooden joint configuration including the specimen dimensions derived from the nominal dowel diameter and grain orientation (Figure 3c) of the specimens. The dimensions of joints were in compliance with EN 383 and EN 26891 (CEN 2006-10-25 and CEN 1991-1-17). The force and displacement from the crosshead was recorded at a data acquisition interval of 0.25 s. The force was continually applied until the joint failure. The test was automatically stopped when the load decreased by 60% of the F_{\max} . Preliminary tests resulted in an average maximal load of about 2.7 kN and 2.5 kN ($ds-T$ and $ds-C$, respectively).

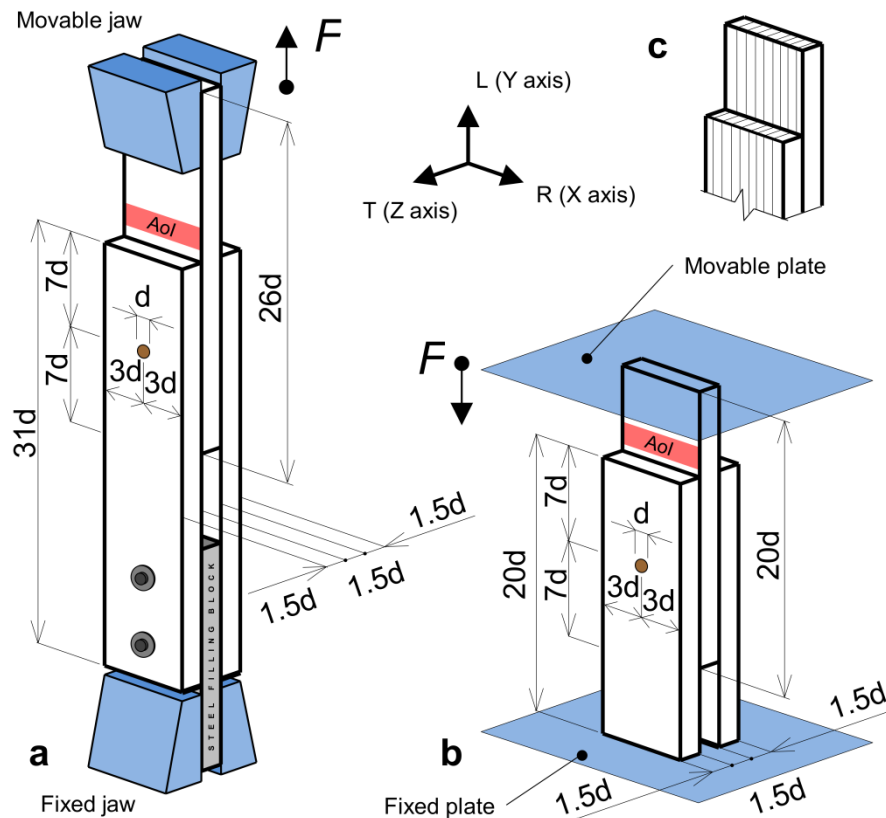


Figure 3: Scheme of double-shear joints with specimen dimensions. (a) *ds-T*, (b) *ds-C*, and (c) grain orientation.

Digital image correlation: The validation of joint displacement during the test was measured by the full-field optical technique based on DIC. Two CCD cameras (AVT Stingray Copper F-504B, Allied Vision Technologies, Osnabruck, Germany, cell size of $3.45 \mu\text{m}$ and resolution of 2452×2056 pixels) equipped with lenses (Pentax C2514-M, Pentax Precision Co., Ltd., Tokyo, Japan, focal length of 25 mm) at the stereo-vision configuration (3D) were used. The patterned samples' surface was illuminated by two light sources SobrietyCube 360 (Sobriety s.r.o., Kuřim, Czech Republic) fitted by LED sensors (Luminus Phlatlight CSM-360, 90 W Luminus Devices Inc., Billerica, MA, USA). The stereo-vision system was centered to the area of interest (AoI), detail in Figure 3a and b. The images were captured at the acquisition interval of 0.25 s. The total average displacement obtained from the DIC was used to create the load-displacement curves and also was compared with the displacement measured by the crosshead. Simultaneously, the total average displacement from DIC was used in FEA to define the boundary condition (BC). The calculation of the displacement from the images was performed by software Vic-3D v. 2012 (Correlated Solutions Inc., Columbia, SC, USA). Numerical analysis: First, the FEA of compression \parallel and \perp to the

grain and static bending based on 3D solid models were performed to optimize and validate material characteristics of wood in the elastoplastic range. Second, the validated elasto-plastic material models were implemented into the detailed 3D models of wooden joints. The 3D FE models of laboratory size clear wood specimens and detailed 3D FE models of double-shear joints (described below) were virtually assessed and parametrically built in the ANSYS computing system programmed in the ANSYS Parametric Design Language (ANSYS Mechanical APDL). Figure 4 depicts the work flow. Pre-processing in FEA – mesh and boundary conditions: The 3D numerical analysis of compression and bending tests precisely reflected boundary conditions (BC) and parameters (i.e. dimensions, support and loading heads, and applied load) as applied in the experimental work. The wood was modeled as a 3D orthotropic elasto-plastic material with non-linear isotropic hardening without distinction between compressive and tensile characteristics, as described by Uhmeier and Persson (1997); Hong et al. (2011, 2015) or Santos et al. (2015). The orthotropy was enabled by means of the TB-ANISO option based on the generalized anisotropic Hill potential model available in ANSYS (ANSYS Mechanical APDL). The Hill's criterion is a generalized form of the von Mises criterion, which accurately describe the anisotropy of materials (Oudjene and Khelifa 2010). The geometry in all analysis was meshed with 3D hexahedral 20-node structural solid element (SOLID95) with plasticity capabilities. Element size was set to 1 mm in the compression tests and 2 mm in the three-point bending test. Numerical models consisted of approximately 12 000 and 15 000 elements for the compression and the bending tests, respectively. In compression tests, the samples were placed between two areas (one fixed; the other free in the L , R and T load directions) with rigid target contact surfaces. In the threepoint bending test, the support and loading heads were modeled as rigid surfaces with the same settings as for the compression tests. The friction coefficient (μ) was set to 0.33 and the contact algorithm was defined by the Augmented Lagrange method with normal contact stiffness factor 1.0 for all analyses.

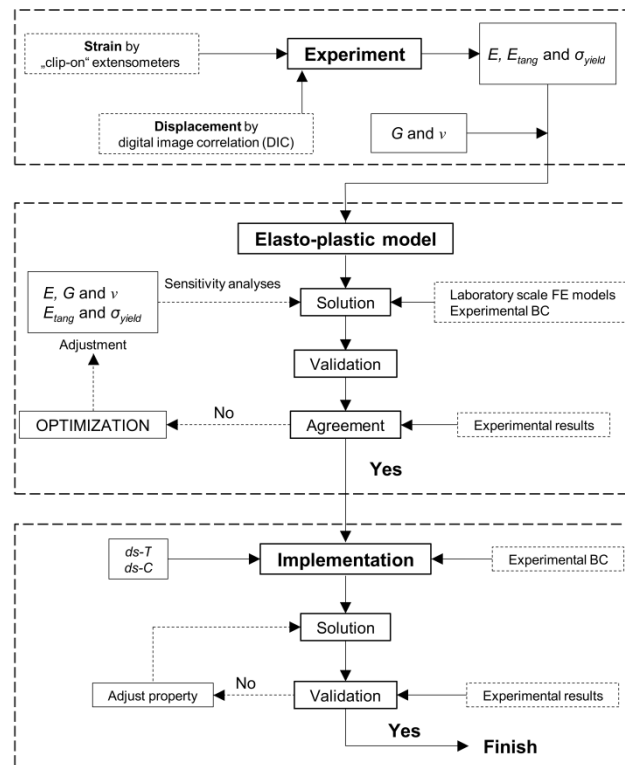


Figure 4: Flowchart for experimental and numerical work.

Validation of elasto-plastic material model: The validation of the material characteristics was carried out based on four different mechanical tests in FEA with an orthotropic elasto-plastic material model. Table 2 presents the proposed characteristics for FEA. The predicted behavior was compared with the multi-linear stress-strain and force-displacement curves obtained from experiments. The material characteristics $E_{L,R,T;c}$; $\sigma_{L,R,T;yield,ten}$; $\sigma_{L,R,T;yield,com}$; $E_{L,R,T;tang,ten}$; $E_{L,R,T;tang,com}$ were determined experimentally. To fit the numerical stress-strain and force-displacement curves to the experimental ones (i.e. to obtain as real behavior as possible), these material characteristics were subsequently adjusted. The adjusting procedure was stopped when the minimal differences between experimental and numerical curves were achieved, simultaneously for all the assessed loading types. Additional material characteristics ($G_{LR,LT,RT}$; $\nu_{LR,LT,RT}$; $\sigma_{L,R,T;yield,she}$ and $E_{L,R,T;tang,she}$) as inputs in FEA were adopted from the literature (Kollmann and Côte 1968; Požgaj et al. 1997). The normal tangent moduli ($E_{L,R,T;tang,ten}$; $E_{L,R,T;tang,com}$) were calculated from the tangent slope between the yield point (F_{yield}) and the F_{max} in plastic ranges of stress-strain curves.

Table 2: The orthotropic elasto-plastic material characteristics used in FEA.

Data	Norway spruce (462 kg·m ⁻³) ^a			European beech (670 kg m ⁻³) ^a		
	<i>L</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>L</i>	<i>R</i>	<i>T</i>
Elastic						
$E_{i,c}^a$ (MPa)	17850	352	289	13439	1880	1031
	<i>LR</i>	<i>RT</i>	<i>LT</i>	<i>LR</i>	<i>RT</i>	<i>LT</i>
G_{ij}^b (MPa)	573	53	474	1608	460	1059
ν_{ij}^b (-)	0.023	0.557	0.014	0.073	0.360	0.043
Plastic	<i>L</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>L</i>	<i>R</i>	<i>T</i>
$\sigma_{i,yield,ten}$ (MPa)	49.00	6.40	7.10	47.50	9.49	8.11
$E_{i,tang,ten}$ (MPa)	140.00	1.80	2.30	10.39	22.36	14.38
$\sigma_{i,yield,com}$ (MPa)	49.00	6.40	7.10	47.50	9.49	8.11
$E_{i,tang,com}$ (MPa)	140.00	1.80	2.30	10.39	22.36	14.38
	<i>LR</i>	<i>RT</i>	<i>LT</i>	<i>LR</i>	<i>RT</i>	<i>LT</i>
$\sigma_{ij,yield,she}^{**}$ (MPa)	6.70	6.70	3.10	12.6	14.20	10.10
$E_{ij,tang,she}^{**}$ (MPa)	5.73	0.53	4.74	16.08	7.61	10.59

^aadopted from Brabec et al. (2015); ^badopted from Kollmann and Côte (1968) and Požgaj (1997); symbols *i* and *ij* characterize the anatomical directions (*L*, *R*, or *T*).

Post-processing in FEA: The longitudinal and transversal strains in the compression tests were calculated identically to the experiments by defining “virtual” extensometers. For compression \parallel to the grain, the longitudinal strain was calculated from the relative position of two nodes located at 1/3 and 2/3 of the total sample length. In compression \perp to the grain, the transversal strain was calculated based on the displacement of compression plates, which was related to the original sample dimension in the load direction. Deflection in three-point bending was obtained from a node selected at the sample bottom surface located at the midspan. Implementation of the material model: Validated orthotropic elasto-plastic material models were subsequently implemented into the complex analysis of wooden joints. The numerical models of joints (series *ds-T* and *ds-C*) are defined by the geometric parameters presented in Figure 3. The joint geometry was meshed by 3D hexahedral 20-node structural solid element (*SOLID95*) by means of the sweeping technique to provide a high quality mesh. The numerical models were locally refined at the joint elements’ contact areas surrounding the dowel. The models consisted of approx. 24 903 and 22 587 FEs (*ds-T* and *ds-C*, respectively). The element coordinate system for dowel was rotated by 90° from the universal coordinate system around the *Z*-axis.

The contact definition between the dowel and joint members and between the central and side members was defined by applying contact elements *CONTA174* and target elements *TARGE170*. The contacts were defined as 3D surface-to-surface and symmetrical (each piece was target as well as contact). The contact surfaces were set as flexible. The chosen contact algorithm was the Augmented Lagrange formulation where

the normal stiffness factor was kept at 0.4 for all analyses. These contact pairs were considered: (1) between the dowel and the hole surfaces of the side members; (2) between the dowel and the hole surfaces of the center member; and (3) between the center and the side members. Further, it was assumed that the diameter of the drilled hole and the dowel are identical, i.e. there is no clearance between the hole and the dowel surfaces. The friction coefficient (μ) was set to 0.33 in all analyses. The wooden dowel and joint members were modeled as homogeneous materials with non-linear mechanical behavior based on Hill's formulation with isotropic hardening without distinction between tensile and compression characteristics.

Results and discussion

Elasto-plastic material model

The results obtained from the experimental and the numerical analyses are presented in the form of stress-strain and force-deflection curves as well as by calculated material characteristics, listed in Table 3. Figures 5–7 present the experimental and numerical stress-strain and force-deflection curves for the selected wood species in compression \parallel and \perp to the grain and of the three-point bending. A good agreement between the numerically predicted and experimentally measured data was found, while the differences are within a range of 2%–16%. The lowest average relative errors ($error_{rel}$) occurred in $\sigma_{L,T,c}$ and σ_b for spruce, and in $E_{L,R,T,c}$ and $\sigma_{L,c}$ for beech wood. On the other hand, more significant differences were found in $E_{L,c}$; $E_{T,c}$; $\sigma_{R,c}$ and E_b (about 11%) for spruce, and in $\sigma_{R,T,c}$; E_b and σ_b (about 16%) for beech wood. These differences may be attributed to parameters not yet considered in the proposed models, e.g. the structure heterogeneity (early- and latewood), internal defects, and stresses in the wood structure, etc. However, the numerical models are geometrically ideal; the contact surfaces are ideally planar and homogeneous. Such factors can lead to different properties in individual types of mechanical tests with different load directions. The material model was optimized to obtain the minimal relative error with respect to the experimental data of all tests done. The $error_{rel}$ were calculated by Eq. 5:

$$error_{rel} = \frac{\exp_{value} - num_{value}}{\exp_{value}} \cdot 100 \quad (5)$$

where: \exp_{value} is the measured experimental value, num_{value} is the numerical value. The purpose of the experimental testing of laboratory scale wood specimens was

to obtain wood material characteristics for orthotropic elasto-plastic material models with non-linear behavior. Mechanical tests were chosen as the structural wood (e.g. rafters, purlins and structural joint elements) in timber structures is commonly exposed to these types of loads. Table 3 presents the results of the normal and bending elastic moduli and ultimate strengths from the experimental and numerical tests determined according to the previously specified equations.

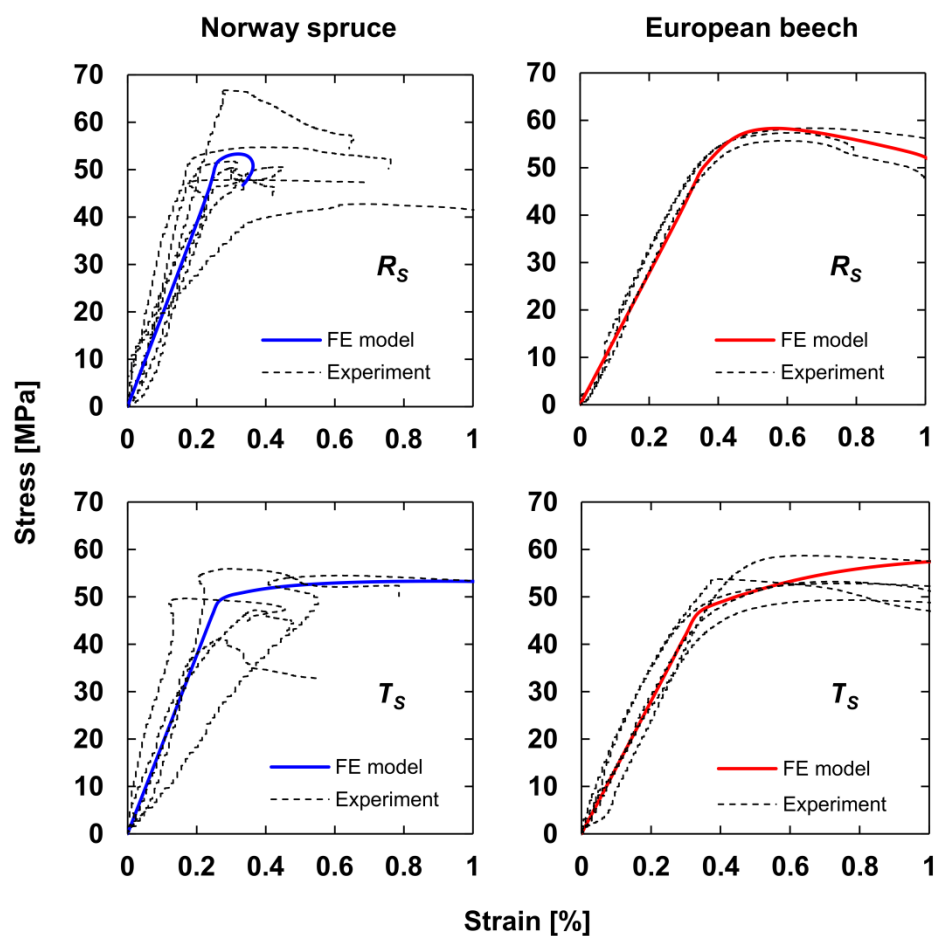


Figure 5: Stress-strain curves of compression parallel to the grain. The blue and red curves represent FE predictions of elasto-plastic deformation behavior. Symbols R_S and T_S represent the extensometer position fixed on the radial and tangential surfaces.

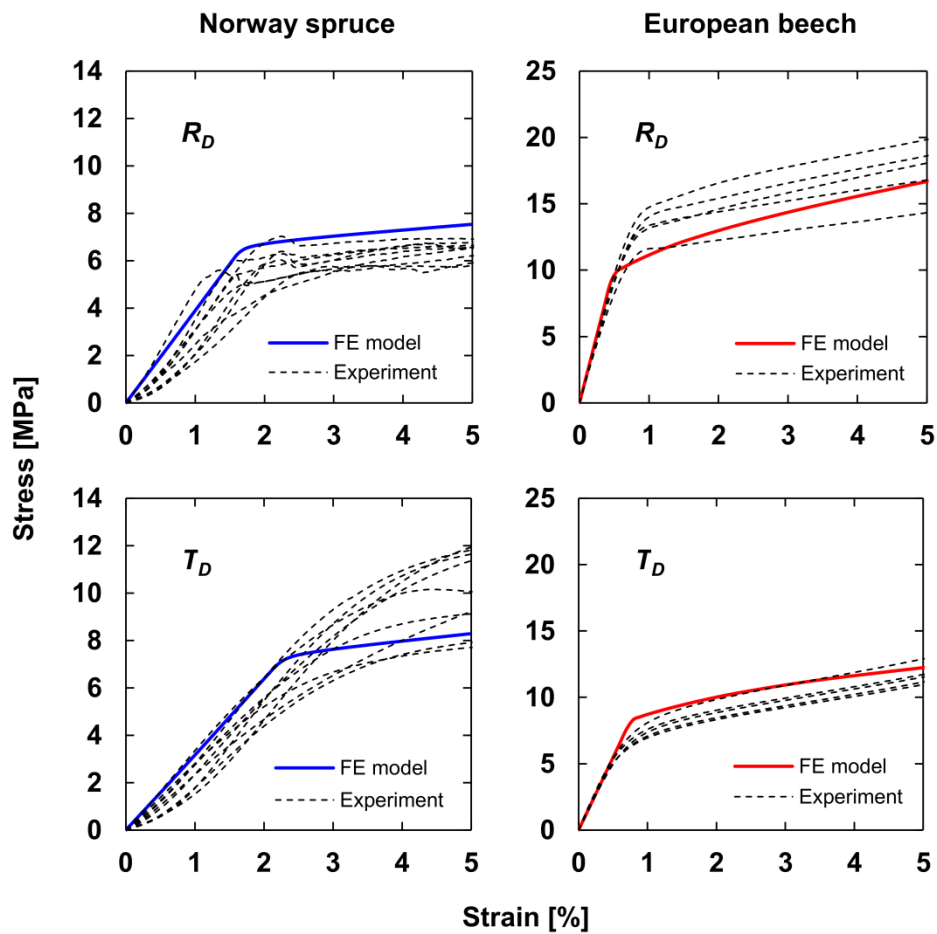


Figure 6: Stress-strain curves of compression perpendicular to the grain. The blue and red curves represent FE predictions of elasto-plastic deformation behavior. Symbols R_D and T_D represent the loading in the radial and tangential directions.

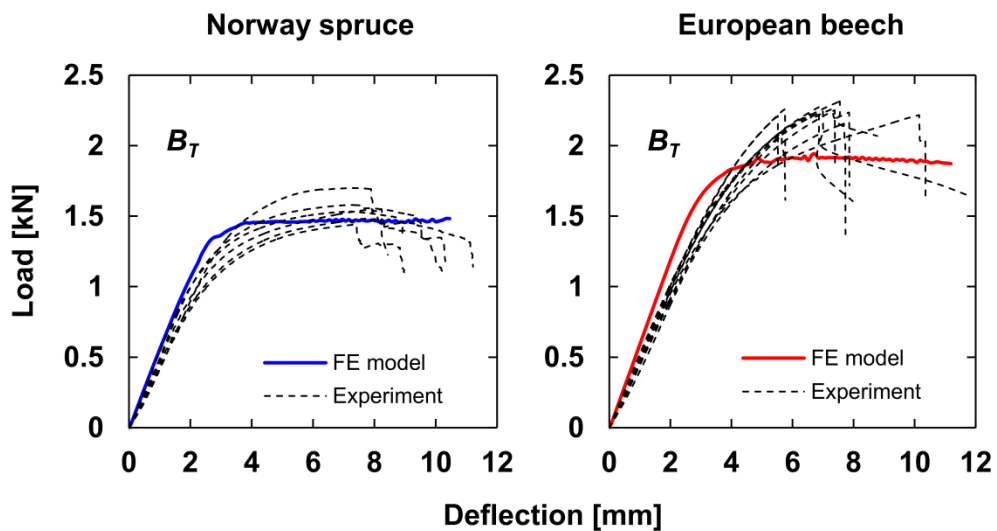


Figure 7: Experimental and numerical (FE) predictions of wood behavior in bending based on force-deflection curves. Symbol B_T represents the tangential load direction.

Table 3: Material properties obtained from the experiments and the numerical analyses: elastic moduli and ultimate strengths for the studied wood species in compression and bending.

Data	Norway spruce			European beech		
	Experiment	FEA	%error _{rel}	Experiment	FEA	%error _{rel}
$E_{L,c}^a$ (MPa)	21585 (7.2) ^c	19261	10.8	15020 (7.1)	13964	7.0
$E_{L,c}^b$ (MPa)	20347 (10.8)	18763	7.8	14625 (9.4)	13868	5.2
$E_{R,c}$ (MPa)	362 (20.2)	393	8.7	1882 (3.7)	2031	7.9
$E_{T,c}$ (MPa)	289 (14.7)	321	11.2	1132 (3.7)	1097	3.1
$\sigma_{L,c}$ (MPa)	50.8 (12.7)	53.3	4.8	54.8 (5.9)	58.3	6.3
$\sigma_{R,c}$ (MPa)	5.6 (16.6)	6.2	11.3	11.4 (10.2)	9.9	13.6
$\sigma_{T,c}$ (MPa)	6.9 (15.5)	7.1	2.3	6.4 (3.1)	7.3	14.1
E_b (MPa)	10973 (8.2)	12153	10.8	11223 (0.9)	12968	15.5
σ_b (MPa)	70.9 (7.2)	66.5	6.3	103.9 (1.6)	87.4	15.9

^aDeformations for $E_{L,c}$ measured on the radial surfaces (R_s); ^bdeformations for $E_{L,c}$ measured on the tangential surfaces (T_s); ^ccoeff. of variation (%) in parenthesis.

The behavior of an universal joint

The displacement that served as applied load in numerical analyses was experimentally determined by DIC analyzes. The displacement calculated by DIC provided higher accuracy when compared to the displacement obtained by the crosshead of the testing machine. The displacement at the maximum force in $ds-T$ and $ds-C$ measured by the crosshead was 108% and 2% higher, respectively. The higher differences for joints loaded in tensile can be partly explained by minor slipping of specimens and metal members in the clamping wedges.

Afterwards, the numerical models of wooden dowel joints with implemented elasto-plastic material models were verified. Figure 8 shows the experimental and numerical behavior of joints loaded in compression and tensile. The differences between experimental and numerical results in the range of elastic deformations can be attributed to the following factors: (a) the different initial stiffness of dowel connection (initial clearance, inequalities, and imperfectly drilled dowel hole in the experiment); (b) the interaction of two different material models (different orientation, different stress conditions); and (c) the numerical models are geometrically perfect, homogeneous without any imperfections, contact surfaces are clearly done, etc.

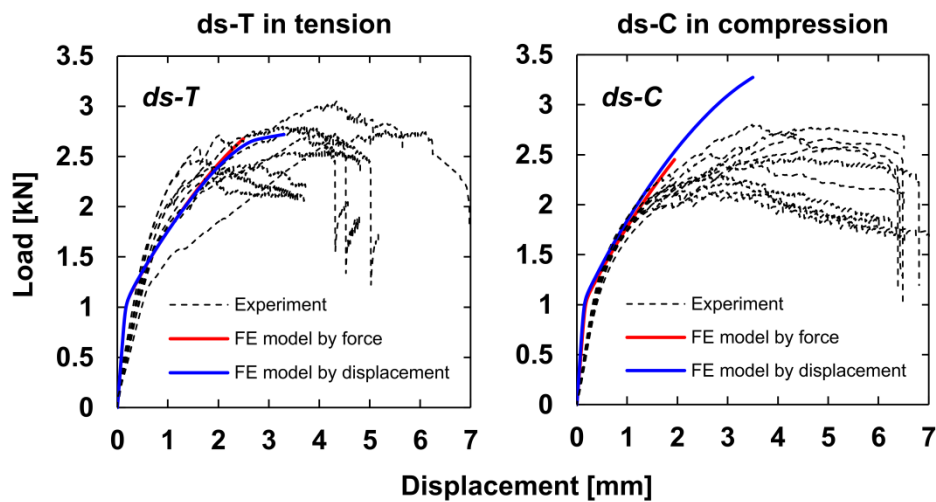


Figure 8: The comparison of the experimental and numerical joint behavior based on load-displacement curves; left: *ds-T*; right *ds-C*.

In the case of *ds-C*, the FE model, where the load was induced by displacement, experienced a higher maximal reaction force (Figure 8, right). The effect is caused by the fact that a larger displacement leading to a “closing effect” increases the frictional pressure between the joint members in *ds-C*. The dowel in *ds-C* test is loaded in two shear planes which leads to the abrupt break failure (Figure 9b). On the other hand, during *ds-T* test, the joint experiences an “opening effect” due to bending load of the dowel with a simultaneous decrease in the frictional pressure between joint members (Figure 9a).

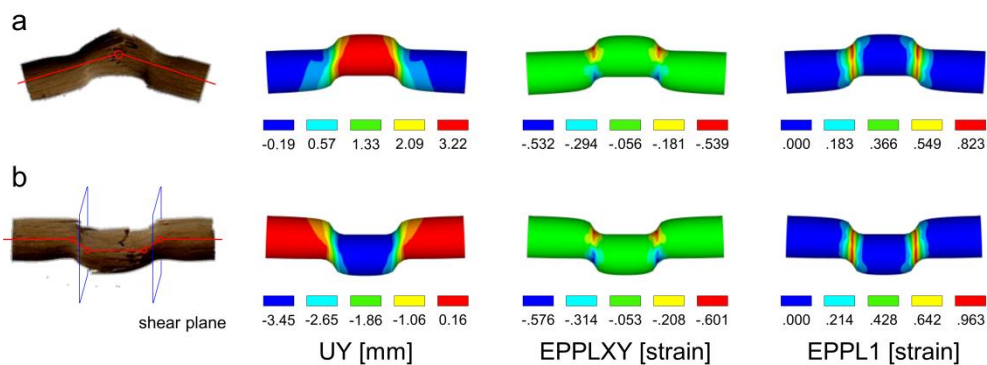


Figure 9: Experimental and numerical dowel failures. *UY* shows displacement in the load direction, *EPPLXY* is the shear plastic strain in *RT* plane of dowel, and *EPPL1* represents the 1st principal plastic strain distribution of the dowel.

Figure 9 shows failure of the dowel from the experiment and the numerical analyses. Numerical plots also illustrate the deformation distribution in the dowel. Based on the location of the extreme strain values (Figure 9, right), the places where the dowel fails at the ultimate strength of joint may be predicted. In this case, the dowels

failed in the shear planes. However, the total dowel fracture occurred approximately two times later than the first failure, it means far beyond the ultimate strength. Owing to the combined stresses in the dowel, it arises always in the middle of the dowel length.

Conclusions

This paper aimed at determination of the material characteristics applicable in FEA for Norway spruce and European beech wood (common in constructions wood in Europe), where orthotropic elasto-plastic material behavior with isotropic non-linear hardening was taken into account. The new elasto-plastic material models were validated based on experimental data obtained in compression \parallel and \perp to the grain and three-point static bending. The obtained numerical results are in a satisfying agreement with the experimental data. The numerical elasto-plastic material models in compression and threepoint static bending allowed for a prediction of the wood ultimate strength. The elasto-plastic material models were successfully implemented and verified in solutions of more complex problems: contact analyses of wooden dowel joints, which proved their potential utilization in the assessment of timber elements and structures.

Acknowledgments: This paper was created at the Research Center Josef Ressel in Brno-Utěchov, Mendel University in Brno with financial supports from the student project no. 21/2015 of the Internal Grant Agency of the Faculty of Forestry and Wood Technology, Mendel University in Brno, and by NAKI project “Historical Timber Structures: Typology, Diagnostics and Traditional Wood Working” reg. No, DG16P02M026, provided by the Ministry of Culture of the Czech Republic.

References

- Abruzzese, D., Miccoli, L., Yuan, J. (2009) Mechanical behavior of leaning masonry Huzhu Pagoda. *J. Cult. Herit.* 10:480–486.
- ANSYS Mechanical APDL, Release 14.5, Help System, ANSYS, Inc.
- Arciszewska-Kędzior, A., Kunecký, J., Hasníková, H., Sebera, V. (2015) Lapped scarf joint with inclined faces and wooden dowels: experimental and numerical analysis. *Eng. Struct.* 94:1–8.
- ASTM D2395. Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Wood and Wood-Based Materials. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, USA, 2014.
- Brabec, M., Tippner, J., Sebera, V., Milch, J., Rademacher, P. (2015) Standard and non-standard deformation behavior of European beech and Norway spruce during compression. *Holzforschung* 69:1107–1116.

- Branco, J.M., Descamps, T. (2015) Analysis and strengthening of carpentry joints. *Constr. Build. Mater.* 97:34–47.
- BS 373. British Standard: Methods of Testing Small Clear Specimens of Timber. British Standard Institution, London, 1957.
- Bulleit, W.M., Sandberg, L.B., Drewek, M.W., O'Bryant, T.L. (1999) Behavior and modeling of wood-pegged timber frames. *J. Struct. Eng.* 125:3–9.
- CEN 1994-09-01, EN 26891:1994 Timber Structures. Joints Made with Mechanical Fasteners. General Principles for the Determination of Strength and Deformation Characteristics. European Committee for Standardization, Brussels, 1994.
- CEN 2007-02-28, EN 383:2007 (E) Timber Structures-Test Methods- Determination of Embedment Strength and Foundation Values for Dowel Type Fasteners. European Committee for Standardization, Brussels, 2007.
- Chen, C.J., Lee, T.L., Jeng, D.S. (2003) Finite element modeling for the mechanical behavior of dowel-type timber joints. *Comput. Struct.* 81:2731–2738.
- Clouston, P.L., Lam, F. (2002) A stochastic plasticity approach to strength modeling of strand-based wood composites. *Compos. Sci. Technol.* 62:1381–1395.
- Descamps, T., Léoskool, L., Van Parys, L., Noël, J., Aira, J.R. (2014) Sensitivity of old timber hyperstatic frames to the stiffness of step and ridge connections. In: *World Conference on Timber Engineering*, Quebec City, Canada.
- Dias, A.M.P.G., Van de Kuilen, J.W., Cruz, H.M.P., Lopes, S.M.R. (2010) Numerical modeling of the load-deformation behaviour of doweled softwood and hardwood joints. *Wood Fiber. Sci.* 42:480–489.
- Dias, A.M.P.G., Van de Kuilen, J.W., Lopes, S., Cruz, H. (2007) A nonlinear 3D FEM model to simulate timber-concrete joints. *Adv. Eng. Softw.* 38:522–530.
- Hering, S., Saft, S., Resch, E., Niemz, P., Kaliske, M. (2012) Characterisation of moisture-dependent plasticity of beech wood and its application to a multi-surface plasticity model. *Holzforschung* 66:373–380.
- Hill, R. *The Mathematical Theory of Plasticity*. The Oxford Engineering Science Series, Oxford, 1950, pp. 97–114.
- Hong, J., Barrett, D. (2008) Wood material parameters of numerical model for bolted connections-compression properties and embedment properties. In: *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering*, Miyazaki, Japan, pp. 1018–1025.
- Hong, J.P., Barrett, J.D., Lam, F. (2011). Three-dimensional finite element analysis of the Japanese traditional post-and-beam connection. *J. Wood Sci.* 57:119–125.
- Hong, J.P., Lee, J.J., Yeo, H., Kim, C.K., Pang, S.J., Oh, J.K. (2015). Parametric study on the capability of three-dimensional finite element analysis (3D-FEA) of compressive behavior of Douglas fir. *Holzforschung*. DOI: 10.1515/hf-2015-0151.
- Kessel, M.H., Augustin, R. (1995) Load behavior of connections with oak pegs. Peavy, M.D. and Schmidt, R.J., trans. *Timber framing, J. Timber Framers Guild* 38:6–9.
- Kessel, M.H., Augustin, R. (1996) Load behavior of connections with pegs II. *Timber framing, J. Timber Framers Guild* 39:8–10.

- Kharouf, N., McClure, G., Smith, I. (2003) Elasto-plastic modeling of wood bolted connections. *Comput. Struct.* 81:747–754.
- Khorsandnia, N., Valipour, H.R., Crews, K. (2013) Nonlinear finite element analysis of timber beams and joints using the layered approach and hypoelastic constitutive law. *Eng. Struct.* 46:606–614.
- Kollmann, F.F., Côté, W.A. Principles of Wood Science and Technology I. Solid Wood. In: *Principles of Wood Science and Technology*. Springer-Verlag, New York, 1968.
- Kunecký, J., Arciszewska-Kędzior, A., Sebera, V., Hasníková, H. (2015b) Mechanical performance of dovetail joint related to the global stiffness of timber roof structures. *Mater. Struct.* DOI: 10.1617/s11527-015-0651-1. (in press).
- Kunecký, J., Sebera, V., Hasníková, H., Arciszewska-Kędzior, A., Tippner, J., Kloiber, M. (2015a) Experimental assessment of a full-scale lap scarf timber joint accompanied by a finite element analysis and digital image correlation. *Constr. Build. Mater.* 76:24–33.
- McLain, T., Thangjitham, S. (1983) Bolted wood joint yield model. *J. Struct. Eng.* 109:1820–1835.
- Mohamadzadeh, M., Haftkhani, A. R., Ebrahimi, G., Yoshihara, H. (2012) Numerical and experimental failure analysis of screwed single shear joints in wood plastic composite. *Mater. Design* 35:404–413.
- Moses, D.M., Prion, H.G. (2002) Anisotropic plasticity and failure prediction in wood composites. Research Report. University of British Columbia, Canada, pp. 1–22.
- Oudjene, M., Khelifa, M. (2009a) Elasto-plastic constitutive law for wood behavior under compressive loadings. *Constr. Build. Mater.* 23:3359–3366.
- Oudjene, M., Khelifa, M. (2009b) Finite element modelling of wooden structures at large deformations and brittle failure prediction. *Mater. Design* 30:4081–4087.
- Oudjene, M., Khelifa, M. (2010) Experimental and numerical analyses of single double shear dowel-type timber joints. In: *Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering*, Trentino, Italy, pp. 476–482.
- Patton-Mallory, M., Cramer, S.M., Smith, F.W., Pellicane, P.J. (1997) Nonlinear material models for analysis of bolted wood connections. *J. Struct. Eng.* 123:1063–1070.
- Požgaj, A., Chovanec, D., Kurjatko, S., Babiak, M. *Štruktúra a vlastnosti dreva*. Priroda a.s., Bratislava, 1997.
- Rahman, M.U., Chiang, Y.J., Rowlands, R.E. (1991) Stress and failure analysis of double-bolted joints in Douglas fir and Sitka spruce. *Wood Fiber. Sci.* 23:567–589.
- Santos, C.L., De Jesus, A.M., Morais, J.J., Lousada, J.L. (2009) Quasistatic mechanical behavior of a double-shear single dowel wood connection. *Constr. Build. Mater.* 23:171–182.
- Santos, C.L., Morais, J.J.L., de Jesus, A.M.P. (2015) Mechanical behaviour of wood T-joints. Experimental and numerical investigation. *Frattura ed Integritá Strutturale.* 31:23–37.

- Sebera, V., Muszyński, L., Tippner, J., Noyel, M., Pisaneschi, T., Sundberg, B. (2013) FE analysis of CLT panel subjected to torsion and verified by DIC. *Mater. Struct.* 48:451–459.
- Sohouli, A.R., Goudarzi, A.M., Alashti, R.A. (2011) Finite element analysis of elastic-plastic contact mechanic considering the effect of contact geometry and material properties. *J. Surface Eng. Mat. Adv. Techn.* 1:125–129.
- Uhmeier, A., Persson, K. (1997) Numerical analysis of wood chipping. *Holzforschung* 51:83–90.
- Ukyo, S., Karube, M., Harada, M., Hideki A.O.I. (2010) Damage detection in bolted timber connections using acoustic emission monitoring. In: *Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering, Trentino, Italy*, pp. 498–506.
- Xu, B.H., Taazount, M., Bouchair, A., Racher, P. (2009) Numerical 3D finite element modelling and experimental tests for dowel-type timber joints. *Constr. Build. Mater.* 23:3043–3052.

ČLÁNEK II.

The verification of the elastic material characteristics of Norway spruce and European beech in the field of shear behavior

Milch, J., Brabec, M., Sebera, V., Tippner, J. (2016)

Holzforschung (submitted manuscript).

The verification of the elastic material characteristics of Norway spruce and European beech in the field of shear behavior

Jaromír Milch¹, Martin Brabec¹, Václav Sebera¹, Jan Tippner¹

¹Department of Wood Science, Faculty of Forestry and Wood Technology, Mendel University in Brno, Zemědělská 3, 613 00 Brno, Czech Republic; phone: +420 545 134 545 *corresponding author: jaromir.milch@mendelu.cz

Abstract

This paper presents experimental and numerical analyses of uniaxial tensile test parallel to grain in *LR* a *LT* shear of plane meant for verification of elastic material characteristics applicable in FEA. Wood of Norway spruce (*Picea abies* L. Karst.) and European beech (*Fagus sylvatica* L.) was selected in order to describe its behavior when loaded in shear mode. The elastic material models used in the finite element analyses (FEA) were compiled by using in-house experimental characteristics as well as literature data sets. The calibration and verification of material characteristics were performed by 3D numerical models under the same parameters as for the experimental tests. The fully orthotropic elastic material model was applied according to the Hill yield criterion in elastic regions of uniaxial tensile. The digital image correlation (DIC) method was used to verify of numerical models with proposed elastic material characteristics. Great correlation was found between numerically predicted and experimentally measured data. The minor differences between those two data sets could be mainly attributed to certain natural wood characteristics which were neglected in proposed models, i.e., especially variation of early- and latewood density. Proposed elastic material models offer general data sets for evaluation of mechanical response of wood in field of timber structure, especially in timber connections.

Keywords: Beech wood; digital image correlation; elastic behavior; finite element method; material characteristics; orthotropic behavior, shear properties, spruce wood.

Introduction

The assessing and reconstructing of historical all-wooden structures are increasingly studied topics due to their significance. The structures are commonly investigated by the experimental measurements combined with adequate analytical or numerical solutions (predictions). The numerical analyses have become more sophisticated and practically more usable in comparison with the analytical solutions when the complex issues such as joints are of interest. One of the main advantages of numerical analyses is a parametric modelling, which enables detailed sensitivity analyses. Most often, the impact of changes of the parameters such as specimen geometry, material characteristics, boundary conditions (BC's) etc. are analysed. Therefore, the main authors' effort is devoted to support utilization of the numerical all-wooden structures analyses in the Europe by means of an assembling and multi-calibrating the elasto-plastic material model for most widespread wood species such as Norway spruce (*Picea abies*, L. Karst) and European beech (*Fagus sylvatica*, L). The assembled elasto-plastic material model was already calibrated within the both linear and non-linear compression and bending behavior (Milch et al. 2016a). The present paper contributes to claimed effort by the calibration and verification of the assembled elasto-plastic material model in the field of the linear shear behavior, which stems from two main reasons. At first, the shear characteristics are one of the fundamental parameters describing the mechanical behavior of construction materials and, at second, the shear characteristics are used as an input data beside the normal characteristics and Poisson's ratios for defining the material behavior within the numerical analyses.

There are many possibilities how to induce the shear stresses and strains in the sample. However, to obtain pure shear stress-strain state within a major part of sample volume, only few specific shear tests such as for instance a torsion test may be used. The pure shear strain field takes place within the span along the twisted bar, which is fully constrained at both ends, where well-known st. Venant principle is to be considered (Gupta et al. 2002, Gupta and Siller 2005, Hsieh 2007). Conversely, in most cases the shear strains are accompanied by the non-shear strains such as for instance during the standard shear block test. Prabhakaran (1985), Ukyo et al. (2008 and 2010), Gupta and Sinha (2012) and many others proved overturning moment and a significant normal strains, which occurred in the shear block sample. McNatt (1969) reported the non-shear strains also for a one-rail shear test using the un-notched specimen under tilt

angle of 5°. Nevertheless, Sretenovic et al. (2004) observed the minimal non-shear strains when performing one-rail shear test under tilt angle of 8°.

It was proved, that the pure shear stresses and strains can be induced at least locally by the mutually aligned notches made on the opposite sides of the sample such as in the standard Iosipescu shear test (Iosipescu 1967), Arcan's shear test (Arcan et al. 1978) or one-rail shear test under tilt angle of 0° (Ikeda et al. 1996). While the eccentric opposite forces are applied parallel to the notches, the narrow zone between the opposite notches bottoms containing the almost pure shear stress-strain field was obtained (Prabhakaran 1985, Dumail et al. 2000, Kubojima et al. 2000, Odegard and Kumosa 2000, Xavier et al. 2003, Melin and Neumeister 2006, Melin et al. 2008, Dahl and Malo 2009a and 2009c and Müller et al. 2015). However, the width of such zone reduces as the load increases (Yoshihara et al. 1999). The mentioned pure shear zone is too narrow to be measured by the traditional strain gauges glued onto sample surface. Consequently, the shear characteristics obtained from these tests can be distorted. In order to obtain true shear characteristics by this measurement approach, the correction factors, which take into account the presence of the non-shear strains within the measured strain field, were determined by Dahl and Malo (2009a and 2009b) and Xavier et al. (2009) for the Arcan's shear test as well as by Pierron and Vautrin (1994) and Xavier et al. (2003 and 2004) for the Iosipescu shear test. Despite, Melin and Neumeister (2006), Melin (2008) or Müller et al. (2015) showed that the zone of the pure shear strains, regardless on its dimensions, is fully usable for the true shear characteristics determination within the Arcan's or Iosipescu shear tests when the full-field deformation measurement is employed.

The narrow pure shear strain zone between notches may be obtained also when the notches on opposite sides of the sample are certainly spaced from each other and the opposite forces are applied perpendicularly to the notches. This phenomenon was used by Yoshihara and Ohhata (2003) or Yoshihara (2012) in order to support the shear failure of the beam loaded by an asymmetric four-point bending method. Melin et al. (2000) used similar principle by making double-notch in the rectangular compression sample exactly into the half-depth; they obtained the pure shear strain zone between the notches bottoms. Bonfield and Ansell (1991) as well as Yoshihara and Matsumoto (2005) notched the rectangular tension samples in the same way and they obtained the shear characteristics of the solid wood and wood-based panels.

In order to calibrate the created non-linear elasto-plastic material model (Milch et al. 2016a) by the simple test without using any special sample fixture or equipment, the well-known tension test of the dog-bone shaped sample (Hering et al. 2012 or Niemz et al. 2014) was used. The sample was notched to a depth of half-width onto opposite sample sides. In this manner, the complex strain field consisting of the shear and non-shear strains between the notches was captured and compared with the numerical ones.

Material and method

Material

Experimental measurements were carried out on small clear specimens made from Norway spruce (*Picea abies* L. Karst.) and European beech (*Fagus sylvatica* L.). Before the sampling, boards were conditioned in a climate chamber at 20 °C and 65% relative humidity (RH) until the equilibrium moisture content (EMC) was reached. The boards were cut into the well-known dog-bone shaped specimens with the modified dimensions as displayed in Fig. 1 and listed in Tab. 1.

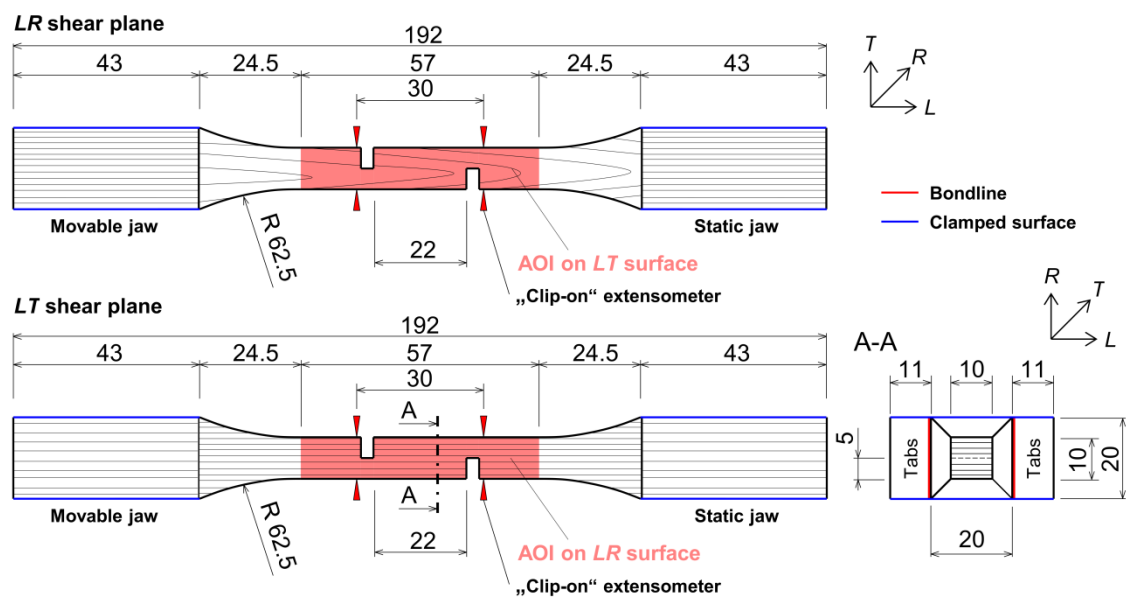


Figure 1: Scheme of the tensile shear test specimens. Red areas display AOI on *LR* and *LT* plane.

The testing volume (TV) of specimens was tapered from all four sides to a waist with a cross-section of radial (R) \times tangential (T) = 10 \times 10 mm². In order to obtain the complex strain field including the longitudinal-radial (*LR*) or longitudinal-tangential (*LT*) shear strains, the TV was double-notched by a saw blade to a depth of half-width onto opposite *LR* or *LT* specimen sides (Fig. 1). In order to prevent the specimen against a crush within the clamping volume (CV), the transverse compression stresses induced

by self-locking jaws during tensile loading was reduced by using of end-tabs. They were made from same wood species as the specimens and glued by poly-vinyl-acetate glue onto the opposite surfaces of the CV. In order to improve the image matching during DIC computation, a stochastic and high-contrast speckle pattern was created by a basic matt white paint followed by a finely pigmented black paint. The pattern was sprayed on appropriate side of TV. The moisture absorbed from the glue lines of the end-tabs and from the speckle pattern was reduced by re-conditioning at the standard climate conditions. The final moisture content (MC) and density was measured gravimetrically in compliance with test standard ASTM D2395 (American Society for Testing and Materials 2014).

Table 1: The specimen parameters.

Plane	Norway spruce (<i>Picea abies</i> L. Karst.)		European beech (<i>Fagus sylvatica</i> L.)	
	LR	LT	LR	LT
Number of samples	7	7	7	7
ρ_{12} (kg·m ⁻³)	489 (10.86) ^a	477 (6.47)	708 (1.84)	700 (1.76)
Cross section in CV^b ($R \times T$) (mm)	20 (+10) × 20 (+10)		20 (+10) × 20 (+10)	
Cross section in TV^c ($r \times t$) (mm)	10 × 10		10 × 10	
Tabs ($L \times R \times T$) (mm)	47 × 20 × 10		47 × 20 × 10	
Shear area ($L \times R$ or T) (mm)	22 × 10		22 × 10	
Area of Interest (AOI)	on LT	on LR	on LT	on LR
Total sample length (l_t) (mm)	192		192	
Load direction	L		L	

^aCoefficient of Variation [%] in parenthesis; ^bCross section of clamping volume (CV) + end-tabs; ^cCross section of testing volume (TV).

Experimental analysis

The tensile loading was performed using universal testing machine Zwick Z050/TH 3A (Zwick Roell AG, Germany) with 50 kN load cell at quasi-static loading rate of 1.8 mm.min⁻¹ until the failure. The experiment procedure was set and controlled by TestXpert v.11.02 (Zwick Roell AG, Germany). The mechanical response of the specimens during the tensile loading was evaluated based on the total strain in the longitudinal direction (ε_L) and LR, resp. LT shear strains within the TV. The ε_L was calculated based on the relative position of two isolated points, which were mechanically tracked on both opposite specimen sides with help of the conventional „clip on” extensometers (Zwick Roell AG, Germany), see Fig. 2. The points were spaced 30 mm from each other along the longitudinal direction and positioned in such a way that both notches were located between them (Fig. 1).

The complex strain field was captured by the full-field optical technique based on DIC. Two CCD cameras (AVT Stingray Copper F-504B, Allied Vision Technologies, Osnabrück, Germany, cell size of $3.45\ \mu\text{m}$ and resolution of 2452×2056 pixels) equipped with lenses (Pentax C2514-M, Pentax Precision Co., Ltd., Tokyo, Japan, focal length of 25 mm) at the stereo-vision configuration (3D) were used (Fig. 2). The patterned specimens surface was illuminated by two light sources SobrietyCube 360 (Sobriety Ltd. Kuřim, Czech Republic) fitted by LED sensors (Luminus Phlatlight CSM-360, 90 W Luminus Devices Inc., Billerica, MA, USA). The stereo-vision system was centered to the area of interest (AOI), which covered the surface of the straight section from TV (see details in Fig. 1, 2 and 3). The images together with applied force were synchronously captured in the acquisition interval of 0.25 s (4 Hz) with help of the hardware trigger device. The calculation of the shear strain (ε_{LR} and ε_{LT}) was performed by software Vic-3D v. 2010 (Correlated Solutions Inc., Columbia, SC, USA).

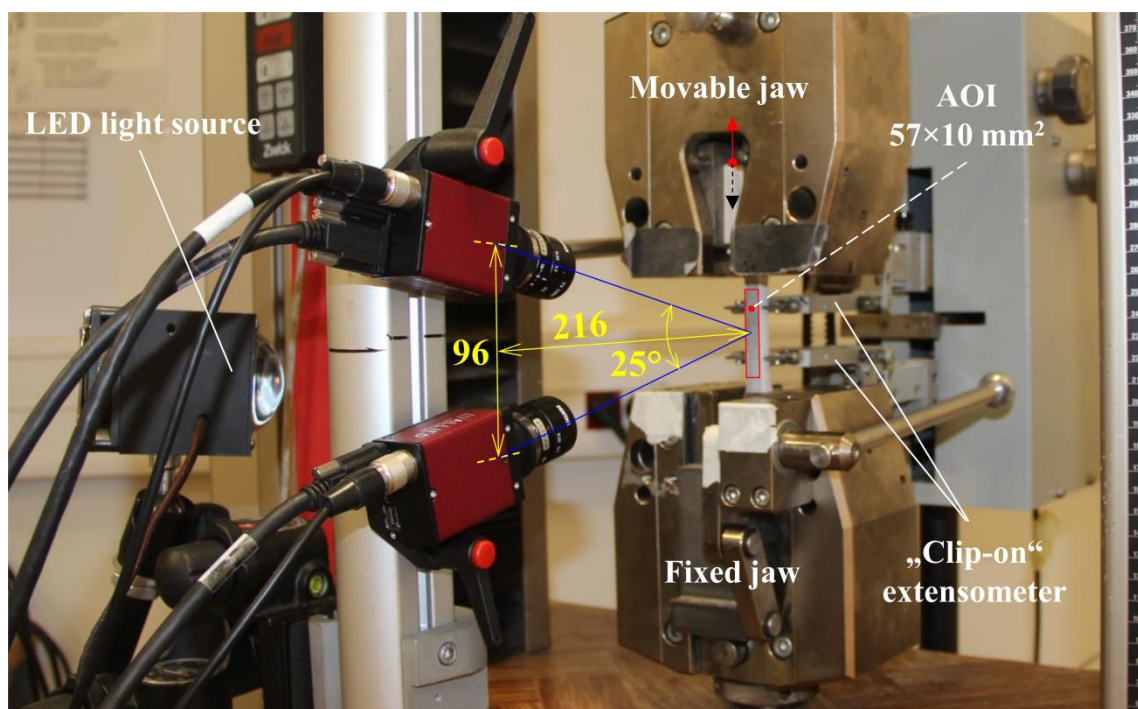


Figure 2: Experimental test configurations: stereo-vision optical system (3D) for image acquisition of the tests, dimensions in mm.

Numerical analysis

The numerical analysis was performed using the FEA in the ANSYS computing system using the ANSYS Parametric Design Language (ANSYS Mechanical APDL, v.14.5). The specimen models were parametrically built in true scale (1:1) as a 3D solid model. The volume geometry of finite-element (FE) models was meshed using 3D

hexahedral 20-node structural solid element SOLID95. The element size was set to 4, 2 and 1 mm for the CV, tapering and straight section of the TV, respectively, thus the total number of elements was approx. 10 500 elements. The numerical analyses were conducted under the BC's that physically reflected experimental testing. Therefore, the force was applied in the longitudinal direction via nodes located onto opposite sides of the clamped surfaces, see Fig. 1. The all degrees of freedom were fully constrained (all DOF's = 0) at one CV; meanwhile the movement along the load direction of the other one was free.

Fully orthotropic elastic material characteristics for spruce and beech wood were obtained using data sets from in-house experiments (Brabec et al. 2015), namely normal moduli (E_L , E_R , and E_T). The shear moduli (G_{LR} , G_{RT} , and G_{LT}) and Poisson's ratios (ν_{LR} , ν_{RT} , and ν_{LT}) were taken from Kollmann and Côte (1968) and Požgaj et al. (1997). Table 2 presents compiled fully orthotropic elastic material models used in FEA.

Table 2: Fully orthotropic elastic material characteristics used in FEA.

	E_L^a	E_R^a	E_T^a	G_{LR}^b	G_{RT}^b	G_{LT}^b	ν_{LR}^b	ν_{RT}^b	ν_{LT}^b
Norway spruce	17850	352	289	573	53	474	0.023	0.557	0.014
European beech	13439	1880	1031	1608	460	1059	0.073	0.360	0.043

^aadopted from in-house experiments by Brabec et al. (2015); ^badopted from Kollmann and Côte (1968) and Požgaj et al, (1997).

Calibration and verification procedure

The calibration procedure was based on the fitting of the numerically predicted force-displacement curves to the experimental ones obtained using the extensometers and their virtual analogy. It was an iterative procedure based on the changing of the input material characteristics used in the numerical models. Within each step, the difference between the predicted and measured force-displacement curves was determined, then the input material characteristics were changed to see the response of that difference. This was repeated until the numerically predicted curve was positioned between the experimental ones (Fig. 5).

A verification procedure was derived from Sebera et al. (2013) who directly compared the deflections of the CLT panel obtained from full-field DIC and FEM data sets. The current numerical model was verified by means of the comparison of the predicted and measured shear strains (ε_{LR} and ε_{LT}) located on the lines at specific positions within the captured surface of the TV (sectional lines 3, 2, 1, M, -1, -2, -3, and

H) as depicted on Fig. 3. The comparison was performed at the end of elastic load level before the proportional limit. The accuracy of the numerical model was determined as the relative difference between the experimental and numerically predicted shear strains.

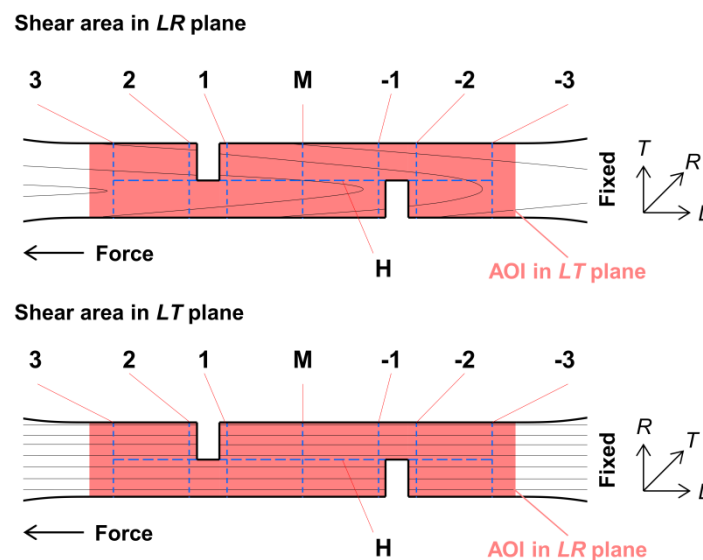


Figure 3: Positions and paths along the length of the TV, in which ε_{LR} and ε_{LT} were analysed; M is the middle level and H is the horizontal level.

Results and discussion

The full-field strain analysis revealed the narrow close-to-pure shear area between the notch roots, which is consistent with findings reported by Bonfield and Ansell (1991), Hassaini (1998), Melin et al. (2000) as well as by Yoshihara and Matsumoto (2005). Kollmann and Côté (1968) stated that the shear behavior of the wood subjected to the pure shear strain-strain state is linear to the 90% of F_{max} . Since the force-displacement curves were constructed from the displacement between the points on sample surface located outside the close-to-pure shear area (see location of the mechanical and virtual extensometers in Fig. 1), it can be expected that the linear shear behavior described by Kollmann and Côté (1968) cannot be captured. As is apparent from the Fig. 4, this assumption was clearly confirmed. From the Fig. 4 it is also evident that the beech wood exhibits the linearity in the shear behavior up to 80% of F_{max} , whereas the spruce wood to 20% of F_{max} only. This difference could be attributed to the anatomical structure of the both woods. Higher difference between the early- and latewood of the spruce wood may play the important role in this issue.

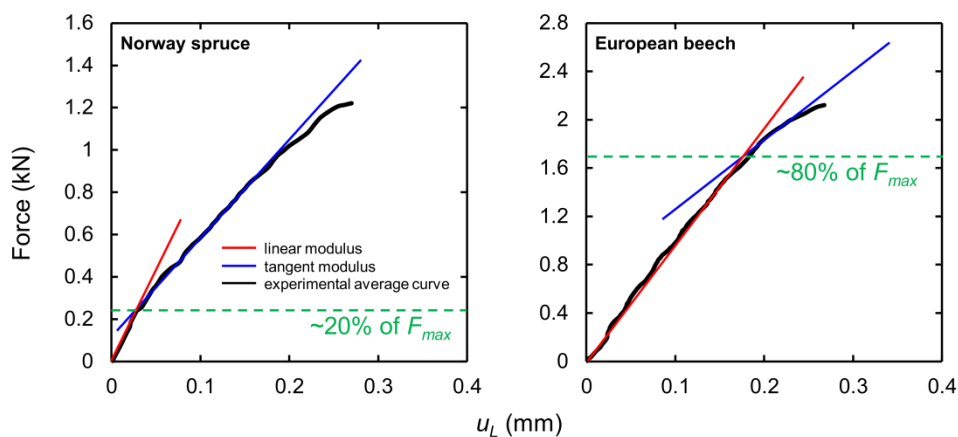


Figure 4: The determination of the proportional limit (green line) from the average bi-linear curves for both wood species. Norway spruce (left) and European beech (right).

The non-linear behavior of wood could be properly described with using of the elasto-plastic material model allowing the hardening or softening. The stress-strain behavior of wood exhibits the non-linear ductile behavior in compression owing to the crushing of wood cell walls and the separation of the fibres. Conversely, the tension and shear stress-strain behavior is linear (or bi-linear) until abrupt brittle failure occurs (Clouston and Lam 2002; Moses and Prion 2002). Owing to the partially plastic shear behavior proved by the force-displacement curves in Fig. 4, it could be suitable to calibrate and verify the assembled elasto-plastic material model (Milch et al. 2016a) within the fully non-linear behavior including the softening which leads to rupture analysis. However, for the modelling of timber structures it is often sufficient to use only elastic material model for structural assessment (Milch et al. 2016b). Therefore, only the elastic part of the elasto-plastic material model without softening was calibrated. The full calibration of the assembled material model for beech and spruce wood including the softening with rupture analysis is the next step for the future work.

The calibration procedure was based on the fitting of the numerically predicted force-displacement curves to the experimental ones obtained by the extensometers and their virtual analogy. The final step of this iterative procedure is depicted in Fig. 5. As is apparent, the force-displacement curves obtained from the FEA do not coincide exactly with the experimental average value of the shear modulus (differences about 12%). However, this is the best possible result of the multi-calibration procedure, which includes calibration within other loading types such as compression and bending load (Milch et al. 2016a).

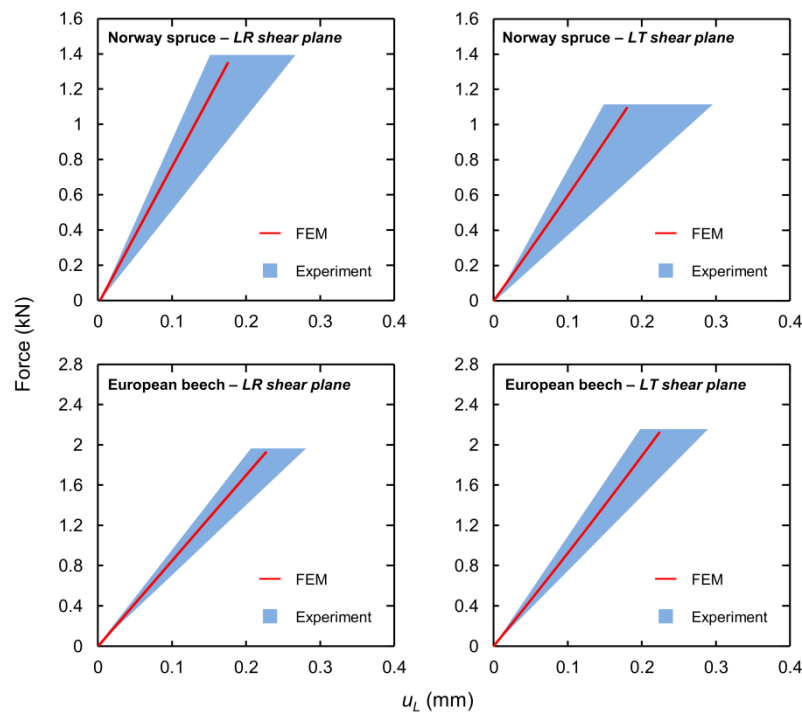


Figure 5: The relationship between force-displacement curves of tensile tests in *LR* and *LT* shear plane for Norway spruce and European beech wood. Red curves represent FE prediction of elastic behavior and blue areas represent range between minimal and maximal experimental curves.

The different shear behavior of the beech and spruce wood is understandable due to the fact that the maximal elastic load level before the proportional limit, which was used for verification of the globally calibrated model, was different for both wood species in respect to respective F_{max} . Fig. 6 presents the comparison of the strain fields ε_{LR} and ε_{LT} obtained by DIC and FEA, which are located at specific positions and mapped onto sectional lines 3, 2, 1, M, -1, -2, -3, and H within the captured surface of the TV. The experiment and its numerical prediction greatly correlate to each other; nevertheless, the reasonable low differences are observable. These minor differences between experimentally measured and numerically predicted distribution curves of ε_{LR} and ε_{LT} along the sectional lines could be attributed to anatomical structure of wood, i.e. especially to early- and latewood density, which were not considered in proposed numerical models.

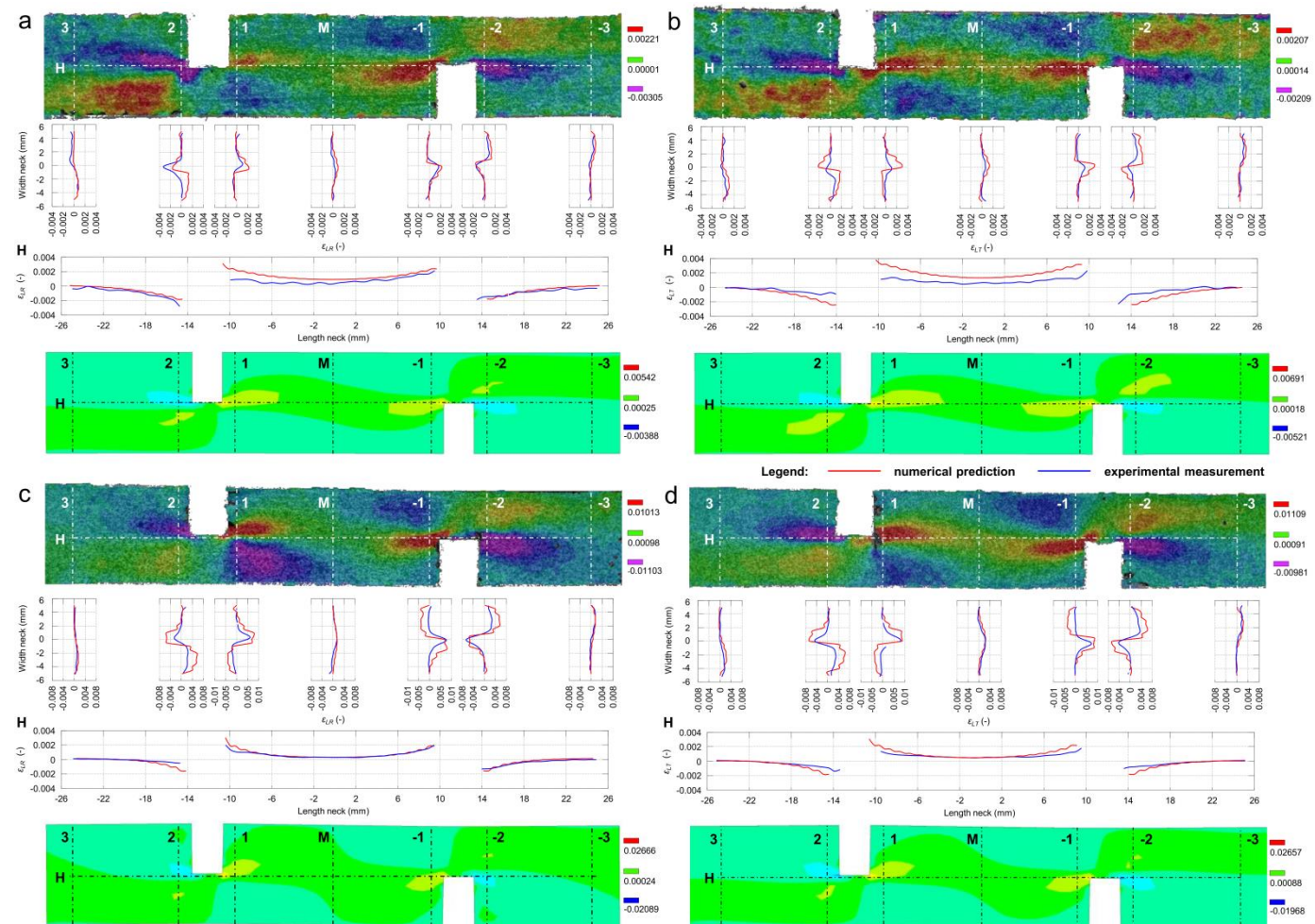


Figure 6: The ϵ_{LR} and ϵ_{LT} comparison between DIC and FEA. Norway spruce tested in *LT* shear plane (a) and *LR* shear plane (b); European beech tested in *LT* shear plane (c) and in *LR* shear plane (d).

Conclusions

This paper presents verification of constitutive material characteristics for Norway spruce and European beech wood species, while fully orthotropic elastic material model with linear mechanical behavior are taken into account in FEA.

The elastic material models for most commonly used wood species applied in timber constructions in Central Europe were assembled and verified using experimental data sets obtained by DIC technique in the tensile test in LR and LT shear plane.

The total longitudinal strain (ϵ_L) and shear strain (ϵ_{LR} and ϵ_{LT}) indicated great agreement among the data of the experimental and numerical analyses.

The FEA results are in great correlation with the experiments and show a satisfactory implementation of the constitutive law into the finite element code.

The verified elastic material characteristics are suitable for the assessment of mechanical response of more complex problems, i.e. timber structure with respect to connection of wooden elements using FE method.

Acknowledgments: This paper was created at the Research Center Josef Ressel in Brno-Utěchov, Mendel University in Brno and was funded by NAKI project " Historical Timber Structures: Typology, Diagnostics and Traditional Wood Working" reg. No, DG16P02M026, provided by the Ministry of Culture of the Czech Republic.

References

- Arcan, M., Hashin, Z., Voloshin, A. (1978) A method to produce uniform plane-stress states with applications to fiber-reinforced materials. *Exp Mech* 18:141-146
- ASTM D143 (2014) Standard Test Methods for Small Clear Specimens of Timber American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, USA.
- ASTM D2395 (2014) Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Wood and Wood-Based Materials. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, USA.
- Bonfield, P.W., Ansell, M.P. (1991) Fatigue properties of wood in tension, compression and shear. *J Mater Sci* 26:4765-4773
- Brabec, M., Tippner, J., Sebera, V., Milch, J., Rademacher, P. (2015) Standard and non-standard deformation behaviour of European beech and Norway spruce during compression. *Holzforschung* 69:1107-1116
- Dahl, K.B., Malo, K.A. (2009a) Linear shear properties of spruce softwood. *Wood Sci Technol* 43:499-525
- Dahl, K.B., Malo, K.A. (2009b) Nonlinear shear properties of spruce softwood: Numerical analyses of experimental results. *Compos Sci Technol* 69:2144-2151

- Dumail, J.F., Olofsson, K., Salmén, L. (2000) An Analysis of Rolling Shear of Spruce Wood by the Iosipescu Method. *Holzforschung* 54:420-426
- Gupta, R., Heck, L.R., Miller, T.H. (2002) Finite-element analysis of the stress distribution in a torsion test of full-size structural lumber. *J Test Eval* 30:291-302
- Gupta, R., Siller, T.S. (2005) Shear strength of structural composite lumber using torsion tests. *J Test Eval* 33:110-117
- Gupta, R., Sinha, A. (2012) Effect of grain angle on shear strength of Douglas-fir wood. *Holzforschung* 66:655-658
- Hering, S., Keunecke, D., Niemz, P. (2012) Moisture-dependent orthotropic elasticity of beech wood. *Wood Sci Technol* 46:927-938
- Hsieh, K. (2007) Numerical Modeling and Analysis of Composite Beam Structures Subjected to Torsional Loading. Master Thesis, Virginia State University
- Ikedo, M., Masuda, M., Murata, K., Ukyo, S. (2006) Analysis of in-plane shear behaviour of wood based panels by digital image correlation. *J Soc Mater Scie* 55:569-575
- Iosipescu, N. (1967) New accurate procedure for single shear testing of metals. *J Mater* 2:537-566
- Kollmann, F.F., Côte, W.A. (1968) Principles of Wood Science and Technology I. Solid Wood. In *Principles of Wood Science and Technology*. Springer-Verlag, New York.
- Kubojima, Y., Yoshihara, H., Ohsaki, H., Ohta, M. (2000) Accuracy of shear properties of wood obtained by simplified Iosipescu shear test. *J Wood Sci* 46:279-283
- McNatt, J.D. (1969) Rail shear test for evaluating edgewise shear properties of wood-base panel products. Forest Product Laboratory, Madison
- Melin, L.G., Neumeister, J.M., Pettersson, K.B., Johansson, H., Asp, LE. (2000) Evaluation of Four Composite Shear Test Methods by Digital Speckle Strain Mapping and Fractographic Analysis. *J Compos Tech Res* 22:161-172
- Melin, L.N. (2008) The modified Iosipescu shear test for orthotropic materials. Dissertation, Royal Institute of Technology (KTH)
- Melin, L.N., Neumeister, J.M. (2006) Measuring constitutive shear behavior of orthotropic composites and evaluation of the modified Iosipescu test. *Compos Struct* 76:106-115
- Milch, J., Tippner, J., Sebera, V., Brabec, M. (2016a) Determination of the elasto-plastic material characteristics of Norway spruce and European beech wood by experimental and numerical analyses. *Holzforschung* DOI: 10.1515/hf-2015-0267. (in press)
- Milch, J., Tippner, J., Sebera, V., Kunecký, J., Kloiber, M. (2016b) The numerical assessment of a full-scale historical truss structure reconstructed with use of traditional all-wooden joints. *J Cult Herit*, DOI: 10.1016/j.culher.2016.04.006 (in press)
- Müller, U., Ringhofer, A., Brandner, R., Schickhofer, G. (2015) Homogeneous shear stress field of wood in an Arcan shear test configuration measured by means of

- electronic speckle pattern interferometry: description of the test setup. *Wood Sci Technol* 49:1123-1136
- Niemz, P., Ozyhar, T., Hering, S., Sonderegger, W. (2014) Zur Orthotropie der physikalisch-mechanischen Eigenschaften von Rotbuchenholz. *Bautechnik* 92:3-8
- Odegard, G., Kumosa, M. (2000) Determination of shear strength of unidirectional composite materials with the Iosipescu and 10° off-axis shear tests. *Compos Sci Technol* 60:2917-2943
- Ozyhar, T., Hering, S., Sanabria, S.J., Niemz, P. (2013) Determining moisture-dependent elastic characteristics of beech wood by means of ultrasonic waves. *Wood Sci Technol* 47:329-341
- Pierron, F., Vautrin, A. (1994) Accurate comparative determination of the in-plane shear modulus of T300/914 by the iosipescu and 45° off-axis tests. *Compos Sci Technol* 52:61-72
- Požgaj, A., Chovanec, D., Kurjatko, S., Babiak, M. (1997) Štruktúra a vlastnosti dreva. *Priroda a.s., Bratislava*
- Prabhakaran, R. (1985) Shear testing of composites. *J Theor Appl Mech* 23:607-615
- Sebera, V., Muszyński, L., Tippner, J., Noyel, M., Pisaneschi, T., Sundberg, B. (2013) FE analysis of CLT panel subjected to torsion and verified by DIC. *Mater Struct* 48:451-459.
- Sretenovic, A., Müller, U., Gindl, W., Teischinger, A. (2004) New shear assay for the simultaneous determination of shear strength and shear modulus in solid wood. *Wood Fiber Sci* 36:302-310
- Ukyo, S., Ido, H., Nagao, H., Kato, H. (2010) Simultaneous determination of shear strength and shear modulus in glued-laminated timber using a full-scale shear block specimen. *J Wood Sci* 56:262-266
- Ukyo, S., Karube, M., Harada, M., Hayashi, T., Murata, K. (2008) Determination of the shear modulus of wood with standard shear block specimen. *J Soc Mater Scie* 57:317-321
- Xavier, J.C., Oliveira, M., Morais, J.L., Camanho, P.P., Pierron, F. (2003) Measurement of the shear modulus of wood *P. pinaster* Ait. by the Iosipescu test: numerical aspects. In: VII Congresso Nacional de Mecânica Aplicada e Computacional. Évora, Portugal
- Xavier, J.C., Garrido, N.M., Oliveira, M., Morais, J.L., Camanho, P.P., Pierron, F. (2004) A comparison between the Iosipescu and off-axis shear test methods for the characterization of *Pinus Pinaster* Ait. *Compos Part A-Appl S* 35:827-840
- Xavier, J.C., Oliveira, M., Morais, J.L., Pinto, T. (2009) Measurement of the shear properties of clear wood by the Arcan test. *Holzforschung* 63:217-225
- Yoshihara, H. (2012) Shear Modulus and Shear Strength Evaluation of Solid Wood by a Modified ISO 15310 Square-Plate Twist Method. *Drvna Ind* 63:51-55
- Yoshihara, H., Matsumoto, A. (2005) Measurement of the shearing properties of wood by in-plane shear test using a thin specimen. *Wood Sci Technol* 39:141-153

- Yoshihara, H., Ohhata, O. (2003) Method of Measuring the Shear Strength of Wood by the Asymmetric Four-Point Bending Test Using a Notched Beam Specimen. *J Test Eval* 31:1-5
- Yoshihara, H., Ohsaki, H., Kubojima, Y., Ohta, M. (1999) Applicability of the Iosipescu Shear Test on the Measurement of the Shear Properties of Wood. *J Wood Sci* 45:24-29

ČLÁNEK III.

Experimental testing of traditional dowel-type connections in tension parallel to grain

Milch, J., Tippner, J., Brabec, M., Sebera, V., Kunecký, J., Kloiber, M., Hasníková, H. (2016)

Materials and Structures (submitted manuscript).

Experimental testing of traditional dowel-type connections in tension parallel to grain

Jaromír Milch^a, Jan Tippner^a, Martin Brabec^a, Václav Sebera^a,
Jiří Kunecký^b, Michal Kloiber^b, Hana Hasníková^b

^aDepartment of Wood Science, Faculty of Forestry and Wood Technology, Mendel University in Brno, Zemědělská 3, 613 00 Brno, Czech Republic; phone: +420 545 134 545 *corresponding author: jaromir.milch@mendelu.cz

^bInstitute of Theoretical and Applied Mechanics, v.v.i., Academy of Sciences of the Czech Republic, Prosecká 76, 19000 Prague, Czech Republic

Abstract

This paper presents analytical and experimental assessment of full-scale traditional dowel-type connections in tension parallel to grain made of Norway spruce (*Picea abies* L. Karst.) and English oak (*Quercus robur* L.). The joint dimensions were derived from the nominal dowel diameter $d = \{12, 16, 20 \text{ and } 24\}$ mm according to the European standards EN 383 and EN 26891. Determination of the total joints displacement and surface strain distribution on the dowels was carried out using digital image correlation (DIC) technique. The analytical and experimental approaches were focused on the determination of the load-slip joints stiffness (K) and the dowel load-carrying capacity (P_y) for various dowel diameters with the same length/diameter ratio equal to 3. The analytical solution of the load-slip joints stiffness was carried out according to the Beam on Elastic Foundation (BEF) theory and the dowel load-carrying capacity according to Johansen's yield theory based on the European yield model (EYM). The results showed great correlation between analytical and experimental approaches. The analytical solution proves to be an exact way for the design of the wooden dowel-type joints from the safety perspectives.

Keywords: Digital image correlation, dowel-type joint, European yield model, full-scale joint, load-carrying capacity, single-shear, stiffness.

Introduction

The traditional all-wooden joints play an important role in the structural behavior of historical timber structures. Their connections are usually the masterpieces that testify to the high carpentry skills and knowledges of the overall mechanical behavior of the timber structure, which are based on experience and long-term experimental testing. (Descamps et al. 2014, Branco and Descamps 2015). These connections are commonly referred as the most critical places in structures, being responsible for the reduction of the overall continuity integrity in 80% of failure cases (Itany and Faherty 1984, Shanks et al. 2008, Santos et al. 2009).

Within historical timber structures traditional carpentry joints were used while wooden dowel fixed mutual position of elements. Their mechanical behavior is important for appropriate structural and geometrical designs (Kunecký et al. 2015a). The geometrical parameters of the fastener, mainly diameter and slenderness ratio, influenced the total mechanical joints performance (Kunecký et al. 2015b). In the event that the fastener-axis remains more or less unbend and the timber load-carrying capacity is exceeded. The related failure mode in this case is “brittle”. On the other side, the fastener with a high slenderness ratio is deformed in bending, which reduced a splitting tendency of the joint components. Thus, the load-carrying capacity of the joint is determined by the (moment-) resistance of the fastener itself. However, the bending fastener deformation is limited by the embedment strength of the joint components in the contact zone between fastener and joint components (Kessel and Augustin 1995, 1996). Therefore, higher load-carrying capacity of the dowel and the appearance of a higher (desired) ductility of the joint are evident (Fukuyama et al. 2008b, Oudjene and Khelifa 2010).

In the past, many studies about this issue have been performed (such as Johansen 1949; Bouchair and Vergne 1995; etc.). Johansen (1949) proposed the first mathematical model (European yield model – EYM) for joints strength performance. He applied the model for timber-to-timber connection with a steel dowel for ductile failure modes. Larsen (1973) continued and developed Johansen’s theory further. The validity of this method was confirmed by experimental investigations by Möller (1950). Brungraber (1985) was one of the first who performed the experimental tests on individual joints. These joints were tested in the full-scale dimensions for the purpose of detecting local possible failures.

Recently, a new interest has been paid in all-wooden constructions for the purpose of authentic repairs of cultural heritage sites. Mechanical behavior of the wooden dowels is not precisely known and information about stiffness and bearing capacity is rather scarce (Blass et al. 1999). Unfortunately, this fact is further supported by the absence of adequate methodology for their design and manufacture.

The purpose of this study was to investigate the mechanical properties of single shear dowel-type joints with its detailed performance description where various dowel diameters were used.

The aim of this study was to describe the mechanical performance of full-scale single shear dowel-type joints used in reconstructions of historical timber structures. The main objectives were: (1) to determine the joints slip moduli (K_{cal} and K_{exp}) and dowel connection load-carrying capacity with determination of the maximal dowel loading in bending and shear deformation modes ($P_{y,EYM,cal}$, $P_{max,exp}$, $P_{y,S,cal}$ and $P_{failure,S,exp}$) with help of analytical and experimental approaches, (2) to assess the detailed mechanical dowel behavior through experimental investigation, and (3) to perform a strain analysis of the dowel using digital image correlation (DIC).

Material and method

Material and experimental analysis

The joints components were cut from Norway spruce (*Picea abies* L. Karst.), while its length coincided with the longitudinal direction and a grain angle of 45° on the cross-section was ensured (see Fig. 1). The specimens of joints were assembled by components with similar density (specified in Tab. 1). English oak (*Quercus robur* L.) was used to make the dowel (average density 718 kg·m⁻³). Selected wood species represent the most common materials used in reconstructions of historical timber structures in central Europe. The dowels with four nominal diameters ($d = \{12, 16, 20, 24\}$ mm) were tested. The same dimensions were used to bore the holes in the joint components. The dowels were inserted into predrilled holes using a hammer by gentle tapping to disallow the pre-stressing of the area around the dowel. No clearances were allowed.

The mechanical investigations of the full-scale joints (Fig. 1) were carried out according to standards EN 383 and EN 26891. The joints were loaded in tension parallel to grain in single shear plane. The quasi-static loading rate was 1.5 mm·min⁻¹ for all

tests. First, the specimen was loaded until 40% of the maximum load ($P_{max,pre}$) and the crosshead position was held for 30 (this approach results from preliminary test for each series). After this step, each specimen was unloaded to 10% of $P_{max,pre}$ and the crosshead position was held for 30 s again. Finally, specimen was loaded until failure. Fig. 1 and Tab. 1 present the joints test configurations including the geometric parameters which were derived from the diameter (d) according to Eurocode 5. The joints were placed into a climate chamber and conditioned at 20 °C and 65% relative humidity (RH) until the equilibrium moisture content (EMC) was reached. Moisture content (MC) and density at equilibrium state was then measured gravimetrically according to ASTM D2395 (American Society for Testing and Materials 2014).

The mechanical tests were performed using universal testing machine Zwick Z050/TH 3A (Zwick Roell AG, Germany) with 50 kN load cell under crosshead displacement control.

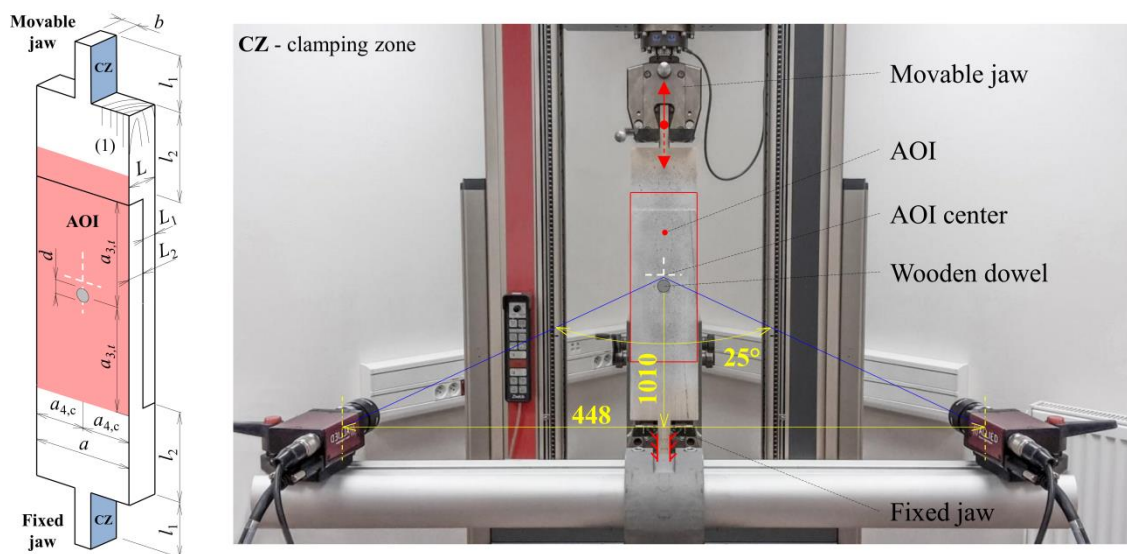


Figure 1: Experimental test configurations: joints geometrical parameters (left); stereo-vision optical system (3D) for image acquisition of the tests (right), dimensions in mm; (1) represents the grain direction.

Table 1: The geometrical parameters of the joints derived from dowel diameter (d) and the boundary condition of the tests.

Series	A	$a_{4,c}^a$	l_1	l_2	$a_{3,t}^a$	L	$L_1=L_2$	b	n	w	ρ_{12}	Material
s_12	72	36	90	72	84	36	18	19	8	13.0	475 (4.0) ^b	Norway spruce
s_16	96	48		96	112	48	24		8	13.3	487 (2.4)	
s_20	120	60		120	140	60	30		7	12.9	503 (5.3)	
s_24	144	72		144	168	72	36		7	12.4	473 (5.1)	
dowel	length L_{dowel} (mm)					36, 48, 60, 72						English oak
	diameter d (mm)					12, 16, 20, 24			12.5	718 (6.1)		
	slenderness ratio (L_{dowel}/d)					3						

^aParameters $a_{4,c}$ and $a_{3,t}$ are derived from dowel diameter according to Eurocode 5 (as $3d$ and $7d$, respectively), ^bCoefficient of Variation (%) in parenthesis.

Digital image correlation

The total joints' displacement and complex strain field on the dowels foreheads were examined from captured images during experimental testing using the full-field optical technique based on digital image correlation (DIC). For this purposes, two CCD cameras (AVT Stingray Copper F-504B, Allied Vision Technologies, cell size of 3.45 μm and resolution of 2452 \times 2056 pixels) equipped with lenses (Pentax C2514-M, Pentax Precision Co., Ltd., focal length of 25 mm) at the stereo-vision configuration (3D) used to capture images (see Fig. 1). The patterned specimens surface was illuminated by two light sources SobrietyCube 360 (Sobriety Ltd.) fitted by LED sensors (Luminus Phlatlight CSM-360, 90 W Luminus Devices Inc.). The stereo-vision system was centered to the area of interest (AOI), see details in Fig. 1. The images together with applied force were synchronously captured in the acquisition interval of 1.0 s (1 Hz) with help of the hardware trigger device. All captured images were in standard grey scale of 256 levels. In calculation processing of the total joints displacement by DIC, the rigid motion of joints was observed. This fact can be justified by slip in the metal clamping wedges as well as the lateral compression deformation in clamping volume of joints induced by tension load allowing displacement of metal clamping wedges in jaws. It should be of concern when loading in tensile mode. Due to this fact, the resulting of total joints displacements obtained from DIC was recomputed in order to remove rigid motion. The calculation processing of the total displacement and strain distribution at AOI was performed by software Vic-3D v. 2012 (Correlated Solutions Inc.).

Analytical approach – evaluation of dowel-type connection
Slip modulus of the joints

In the following, an analytical approach derived from Fukuyama et al. (2007, 2008a and 2008b) based on the Beam on Elastic Foundation (BEF) theory was applied to determine the joints stiffness with taking into account the dowel shear deformation. Material characteristics for Norway spruce and English oak used in the analytical joints solution are presented in Tab. 2. These material characteristics were obtained on the basis of load-displacement curves from in-house three-point bending (samples dimension $L_b = 300$ mm; $R_b = T_b = 20$ mm) and compression parallel to grain (samples dimension $L_c = 30$ mm; $R_c = T_c = 20$ mm) tests. Some of them were adopted from Požgaj et al. (1997) and Fukuyama et al. (2008a), as shown in Tab. 2.

Table 2: The material characteristics used in analytical solution for single shear dowel-type joints.

	MOE^a	E_{timber}^a	F_b^a	G^b	F_s^c	$F_{e,exp}$	F_{cvf}^c	k_{cvf}^c	$\alpha_k k_{cvf}$
	(N·mm ⁻²)								
Norway spruce		12240				according to Table 4.			
English oak	11735		109	1100	24.3		34.4	85.1	136.1

^aelastic bending modulus (MOE), normal modulus of compression parallel to grain (E_{timber}), and bending strength (F_b) obtained from in-house experiments, ^badopted from Požgaj et al. [21], ^cadopted from Fukuyama et al. [20].

Firstly, for an analytical determination of the slip modulus (K_{cal}) the foundation moduli of the joint components (side members k_1 and k_2) are required. These parameters are material properties that need characterization owing to their large variability with the wood species and grain orientation. The components k_1 and k_2 were determined according to the Eq. (1)

$$k_1 = k_2 = \frac{k_e \cdot \alpha_k \cdot k_{cvf}}{k_e + \alpha_k \cdot k_{cvf}} \quad (\text{N}\cdot\text{mm}^{-3}) \quad (1)$$

where k_e is the bearing stiffness in timber, in N·mm⁻³, α_k is the embedment stiffening coefficient (1.6–3.5) α_k 1.6 was used in this study, and k_{cvf} is the embedding stiffness in dowel, in N·mm⁻³. Then, k_e is given by Eq. (2)

$$k_e = \frac{E_{timber}}{31.6 + 10.9d} \quad (\text{N}\cdot\text{mm}^{-3}) \quad (2)$$

where E_{timber} is the Young's modulus in compression parallel to grain of the base material (side members of the joint), in N·mm⁻², and d is the dowel diameter, in mm.

The slip modulus K_{cal} of single shear dowel-type joints, which takes into account the shear deformation in the dowel, is then given by as less value according to Eq. (3) based on two conditions

case 1) $\lambda > 0.8\mu$

$$K_{cal} = \min \left\{ \frac{k \cdot d^2 \cdot \lambda^2}{2} \cdot \frac{1}{4\lambda - 2.4\mu} \quad \frac{1}{8} (\pi \cdot MOE \cdot k^3 \cdot d^7)^{\frac{1}{4}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{MOE}{3G} \left(\frac{k \cdot d}{\pi \cdot MOE} \right)^{\frac{1}{2}}}} \right. \quad (\text{N} \cdot \text{mm}^{-1}) \quad (3)$$

case 2) $\lambda \leq 0.8\mu$

$$K_{cal} = \frac{k \cdot d^2 \cdot \lambda^2}{2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}^{-1}) \quad (4)$$

where λ is the slenderness ratio between joint component thickness (L_1 and L_2) and dowel diameter as given by following Eq. (5), μ is the friction coefficient (0.4 was used in this study), $k \rightarrow (k_1 = k_2)$, in $\text{N} \cdot \text{mm}^{-3}$, MOE is the elastic bending Young's modulus of the dowel, in $\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$, G is the average longitudinal shear elastic modulus of the dowel, in $\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$,

$$\lambda = \frac{L_{dowel}}{d} \quad (-) \quad (5)$$

where $L_{dowel} = L_1 + L_2$, is the side members (1 and 2) thickness, in mm.

The dowel load-carrying capacity

The design method for determination of the wooden dowel load-carrying capacity (P_y) derived from Fukuyama et al. (2008a) and was based on Johansen's yield theory, also known as the European yield model (EYM). This theory predicted the load-carrying capacity of single shear dowel-type joints, per shear plane, loaded laterally to its axis. Fig. 2 illustrates the possible failure modes assumed by EYM for single shear dowel-type joints. The mechanical behavior of these modes arises from the bending strain deformation (bending capacity – yielding moment) of the dowel and embedment strength of timber.

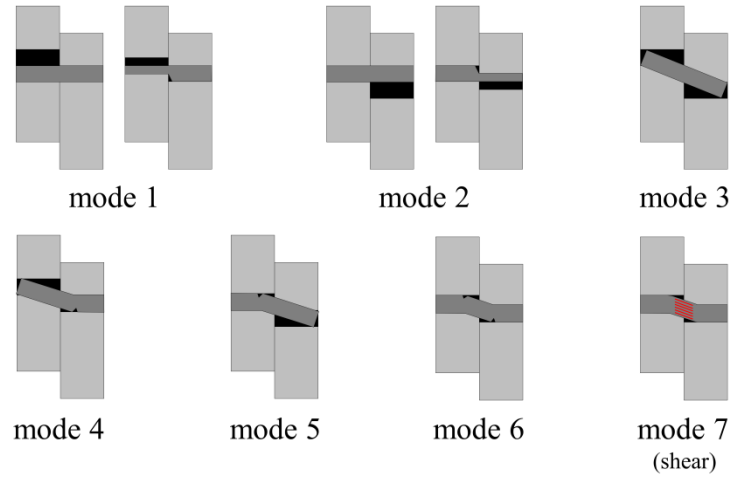


Figure 2: European yield modes (EYM) for single shear dowel-type joints.

The load-carrying capacity ($P_{y,EYM,cal}$) of the dowel was determined based on the Eq. (6) as the minimal value for individual failure mode according to EYM theory.

$$P_{y,EYM,cal} = \min \begin{cases} d \cdot L_1 \cdot F_{ecp} & \text{(mode1)} \\ d \cdot L_1 \cdot F_{ecp} \cdot \alpha \cdot \beta & \text{(mode2)} \\ d \cdot L_1 \cdot F_{ecp} \cdot \frac{\sqrt{\alpha^2 \cdot \beta^3 + (2\alpha^2 + 2\alpha + 2)\beta^2 + \beta} - \beta \cdot (\alpha + 1)}{1 + \beta} & \text{(mode3)} \\ d \cdot L_1 \cdot F_{ecp} \cdot \left[\sqrt{\frac{4\beta \cdot M_y}{d \cdot L_1^2 \cdot F_{ecp} \cdot (\beta + 2)} + \frac{2\beta \cdot (\beta + 1)}{(\beta + 2)^2}} - \frac{\beta}{\beta + 2} \right] & \text{(mode4)} \\ d \cdot L_1 \cdot F_{ecp} \cdot \left[\sqrt{\frac{4\beta \cdot M_y}{d \cdot L_1^2 \cdot F_{ecp} \cdot (2\beta + 1)} + \frac{2\alpha^2 \cdot \beta^2 \cdot (\beta + 1)}{(2\beta + 1)^2}} - \frac{\alpha \cdot \beta}{2\beta + 1} \right] & \text{(mode5)} \\ \sqrt{\frac{4d \cdot F_{ecp} \cdot M_y \cdot \beta}{1 + \beta}} & \text{(mode6)} \end{cases} \quad (6)$$

where F_{ecp} is the embedment strength and is defined as the lower value from $F_{e,exp}$ or $\alpha_F F_{cvf}$, in $\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$, $F_{e,exp}$ is the embedment strength in joint components and is given by Eq. (7), in $\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$, α_F is the amplification coefficient on embedment yield stress (1.9 in this study), F_{cvf} is the embedment yield stress in dowel, in $\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$, α is the ratio between side members thickness L_2/L_1 , β is the ratio between embedding wood strength of the joint components 1 and 2, M_y is the plastic capacity moment of the dowel, in $\text{N}\cdot\text{mm}^{-1}$ and is given by Eq. (8).

$$F_{e,exp} = \frac{P_{max,exp}}{d \cdot L_1} \quad (\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}) \quad (7)$$

where $P_{max,exp}$ is the experimental maximum force specified in Tab. 4, in N.

$$M_y = \left(\frac{\pi \cdot d^3}{32} \right) \cdot F_b \quad (\text{N} \cdot \text{mm}^{-1}) \quad (8)$$

where F_b is the bending strength of dowel, in $\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$.

The evaluation of the shear-crack-in-grain capacity ($P_{y,S,cal}$) of the dowel was also taken into account, which is given by equation according to failure mode 7 – shear:

$$P_{y,S,cal} = \frac{F_s \cdot A}{k'} \quad (\text{mode 7 – shear}) \quad (\text{N}) \quad (9)$$

where F_s is the shear strength of the dowel, in $\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$, A is the dowel cross-sectional area, in mm^2 , k' is the revision coefficient of the shear stress (4/3 is given for round cross-section in this study).

Embedment yield deformation

There is an interaction between dowel and joint component surfaces and, therefore, the analyses of the embedment yield deformations (δ_{int} and δ_{ext}) were performed. The δ_{int} and δ_{ext} in the joint components were obtained: (1) through direct measurement after each test using caliper for δ_{int} , and (2) using image analysis for δ_{int} and δ_{ext} , as illustrated Fig. 3. The δ_{int} and δ_{ext} were obtained from image analysis using ImageJ v.1.50h (National Institute of Health, USA). First, the dimensions of the nominal dowel diameter were used for the calibration of the source image (Fig. 3). Then, the Fig. 3 was analyzed using the line measurement tool in ImageJ v.1.50h for determination of the δ_{int} and δ_{ext} , see Tab. 3. Both measuring techniques were compared and it was found that they differ in range of $\pm 3\text{--}5\%$.

DIN 1052 - verification

The verification procedure of the predicted numerical force level at the yield point state (P_{yield}) was derived based on the Eq. (10) according to DIN 1052 (Deutsches Institut für Normung e.V. 2004). The experimental force level at the yield point $P_{yield,exp}$ was determined using the load-displacement diagrams for each series of the dowels. This point is characterized as transition from the elastic to plastic phase of those diagrams.

$$P_{yield,cal} = 9.5 \cdot d^2 \quad (\text{N}) \quad (10)$$

Results and discussion

The main aim of this study was to describe the mechanical performance of the full-scale single shear dowel-type joints using the traditional wooden dowel by both analytical (based on BEF and EYM theory) and experimental (using the DIC) approaches.

Detailed analysis of the global joints behavior

The experimental load-slip curves (Fig. 4) show the global joints behavior. Generally, the dowel-type joints most often indicate an initial consolidation in the first phase of load-slip curves. It is a typical non-linear beginning response of joints at loading, but according to illustrated load-slip curves in Fig. 4 were not observed here. Kunecký et al. (2015b) presented the similar behavior in the first phase of the force-deflection curves. This fact may be explained by the fact that the dowels were inserted without clearances into the drilled holes of the joint members with perfect contact between the dowel and joint components. The global joints behavior with a dowel diameter of 16, 20 and 24 mm showed three phases of the loading process according to load-slip curves, presented in Fig. 4. The first one is the elastic (linear) till to slip about of $0.06\text{--}0.08d$. The second one is characterized with a moderate load increase (non-linear) till to slip about of $0.5\text{--}0.8d$ (to about of $P_{max,exp}$), and last one is characterized by increasing ductile behavior with abrupt dowels failure till the ultimate dowel tearing at slip about of $0.6\text{--}1.2d$. The ultimate dowel tearing failure was observed for dowels with nominal diameter of 16, 20 and 24 mm. Meanwhile, in the joints series with a dowel diameter of 12 mm, different global joints behavior and dowel failure were observed. These load-slip curves showed also three phases with ductile behavior, but the third phase was characterized by a continuous development of the joints failure without abrupt dowel tearing. It also confirms Fukuyama et al. (2008b) who found that the dowels with a small embedment length exhibit a ductile behavior due to the exceeding of the yield strength in joint components as well as missing dowel tearing. Global joints failure was formed as the combination of the bending with lateral compression stress in the dowel when dowel with a nominal diameter of 12 mm was used (as shows Fig. 3 – left). Therefore, gradual withdrawal of dowel from the joint component holes induced the “opening effect” of the joint components. Based on this, the global joints stiffness was affected due to the small contact area and friction between dowel and hole surfaces of the joint components. It also corresponds to the fact that the angle of dowel rotation

was largest for the dowel with a nominal diameter of 12 mm, as shows Fig. 3 at ultimate joints failure and also as presented in Fig. 6 at force level $P_{max,exp}$. The last mentioned facts particularly support that the internal embedment yield deformation (δ_{int}) in the joint components was greatest for the dowel with a nominal diameter of 12 mm. The ratio $\delta_{average,int}/d$ was $0.6d$ for a dowel with a nominal diameter of 12 mm, in other cases, these ratios were in range of $0.3-0.4d$, as summarized in Tab. 3. In cases of external embedment yield deformation (δ_{ext}), these ratios $\delta_{average,ext}/d$ were not more than $0.1d$ for dowels with nominal diameters of 16, 20 and 24 mm, and are listed in Tab. 3. In case of dowel with a nominal diameter of 12 mm, the δ_{ext} it was not possible to obtain owing to large rotation and withdrawing of the dowels.

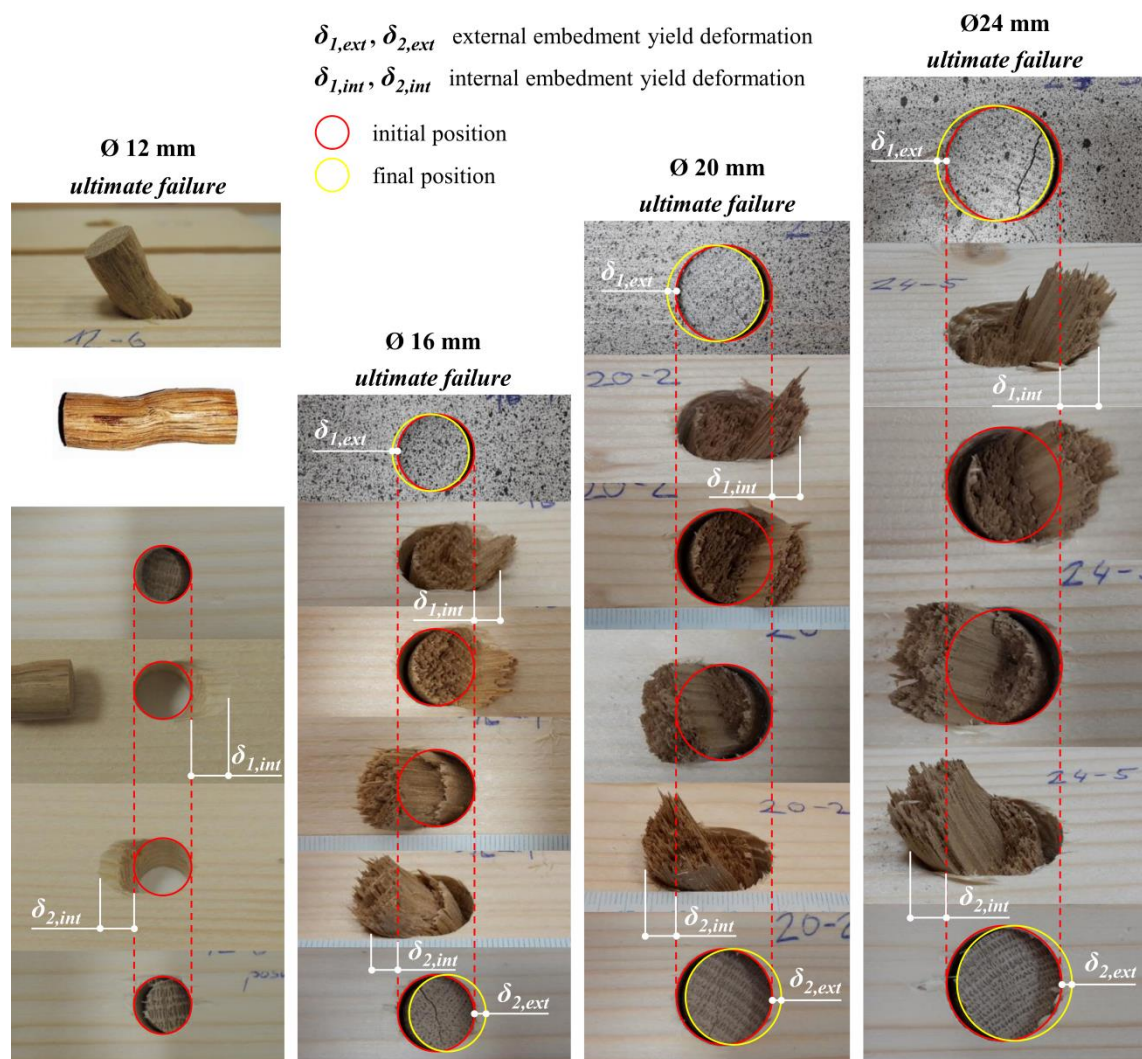


Figure 3: The dowels deformation description when ultimate joints failure.

Table 3: An external and internal embedment yield deformation in joint components due to the interaction between dowel and components hole surfaces at ultimate joints failure.

	$d = 12 \text{ mm}$	$d = 16 \text{ mm}$	$d = 20 \text{ mm}$	$d = 24 \text{ mm}$
$\delta_{1,ext}$ (mm)	-	1.10 (12.6) ^a	1.93 (8.1)	1.92 (18.9)
$\delta_{1,int}$ (mm)	7.28 (12.8)	5.32 (10.4)	7.61 (7.4)	7.30 (23.2)
$\delta_{2,int}$ (mm)	7.42 (10.4)	5.53 (14.4)	8.12 (11.5)	7.73 (19.7)
$\delta_{2,ext}$ (mm)	-	1.07 (11.8)	2.06 (12.3)	2.33 (15.7)
$\delta_{average,int} : d$	0.61	0.34	0.39	0.31
$\delta_{average,ext} : d$	-	0.07	0.10	0.09

^aCoefficient of Variation (%) in parenthesis.

The joint slip modulus

The analytical slip modulus (K_{cal}) of the joints agreed well with experimentally determined slip moduli (K_{exp}), which are presented in the Fig. 4 and Tab. 4. Also, the K_{cal} and K_{exp} in this study are in agreement with results made by Fukuyama et al. (2008a and 2008b). Fukuyama et al. (2008a) reported K_{cal} $1.98 \text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ and K_{exp} $2.71 \pm 0.94 \text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ for dowel with a nominal diameter of 18 mm with slenderness ratio 3 made from Oak (*Quercus*) and joint components were made from Japanese cedar (*Cryptomeria japonica* L.f.). Further, K_{cal} 1.7 and $4.0 \text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ and K_{exp} 1.2 and $4.8 \text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ for dowels with a nominal diameter 12 and 24 mm and with slenderness ratio 10, respectively, was reported by Fukuyama et al. (2008b) for joints specimens, which were made of White oak (dowels) and Japanese cedar (joint components). Although those joints were made from different wood species while keeping the physical and mechanical properties, these results are in agreement with the ones presented here. The analytical approach for determination of the K_{cal} according to Fukuyama et al. (2008a and 2008b) has verified a suitable mathematical model for predicting of the total joint stiffness.

Load-carrying capacity of the dowel

The first dowel failure occurred when the dowel capacity was exceeded and was analytically characterized as modes 4 and 5 according to EYM (Fig. 2). These modes are determined as a minimal value for $P_{y,EYM,cal}$ given by Eq. (6), according to Fig. 2. Based on this, the first theoretical failure should occur inside the joints in the contact zone between the dowel and joint components owing to exceeding the maximal plastic capacity moment (M_y) of the dowel. Nevertheless, in all experiments the failure mode 6 was observed according to EYM (see in Fig. 3). This mode 6 analytically determined

was also evaluated and compared with experimentally predicted load-carrying capacity ($P_{max,exp}$) of the dowel. It was found that the $P_{max,exp}$ was higher about of 14%, 13%, 14% and 4% for the dowel with a nominal diameter of 12, 16, 20 and 24 mm, respectively, than $P_{y,EYM,cal}$ for mode 6, as shows Fig. 4 and is listed in Tab. 4. It supports the idea that these differences between analytically determined and experimentally obtained results of the load-carrying capacity of the dowel are important for design of the joints from their safety perspectives. These facts indicate that this analytical approach derived from Fukuyama et al. (2007, 2008a and 2008b) is suitable way for prediction of the load-carrying capacity of the wooden dowel with respect to the design safety level.

Furthermore, as is apparent from Fig. 5, the experimental force level at the yield point ($P_{yield,exp}$) could be properly predicted based on calculation procedure listed in DIN 1052 (Deutsches Institut für Normung e.V. 2004).

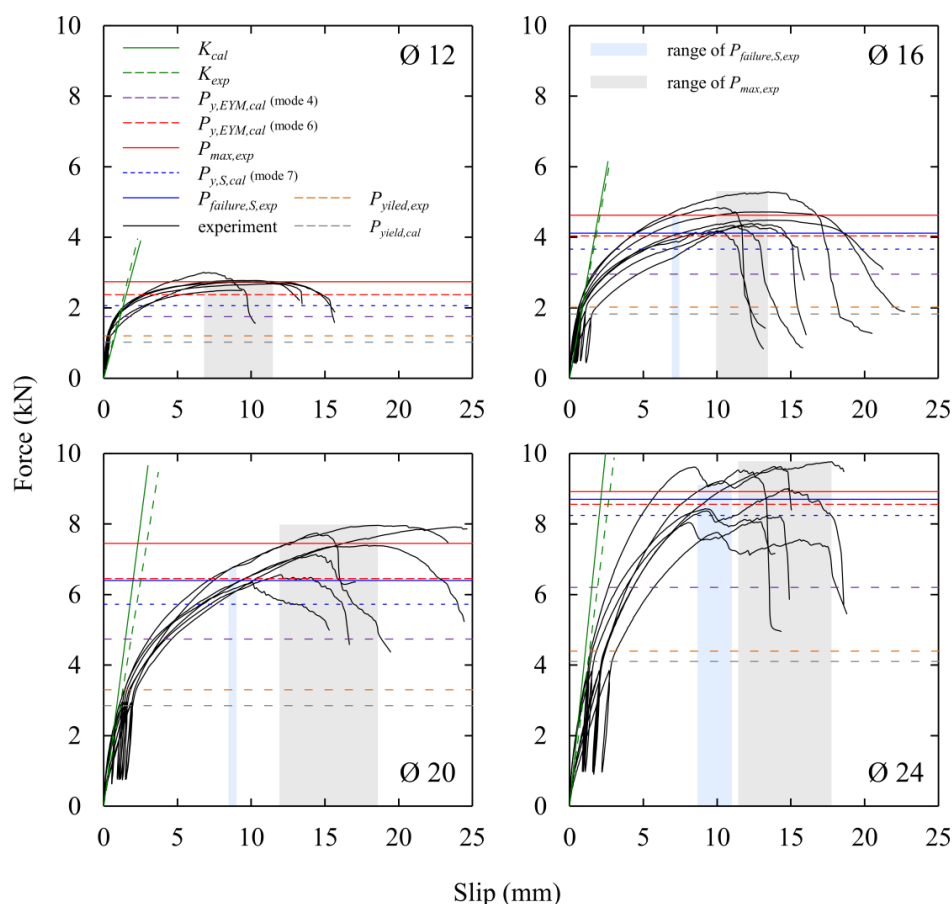


Figure 4: Analytical and experimental results presented by load-slip curves for diameters 12-24mm. The blue and grey columns represent the range of the $P_{failure,S,exp}$ and $P_{max,exp}$, respectively.

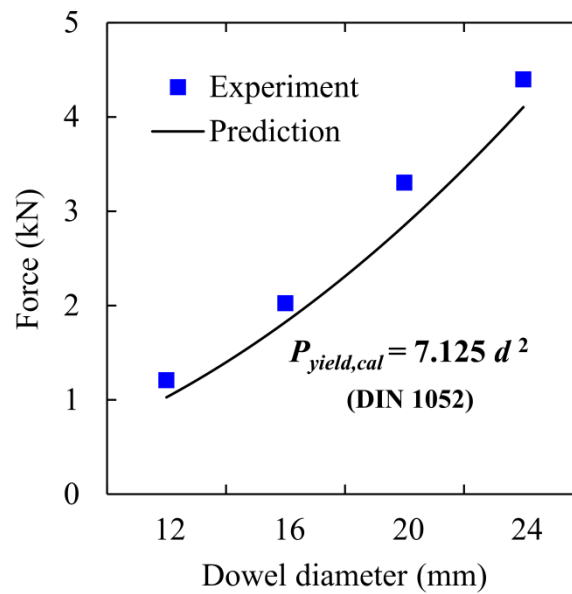


Figure 5: Numerical prediction of force at the yield point.

Table 4: An overview of analytical and experimental results for single shear dowel-type joints.

Analytical results					
	units	$d = 12$	$d = 16$	$d = 20$	$d = 24$
K_{cal}	(kN·mm ⁻¹)	1.56	2.36	3.22	4.11
$P_{y,EYM,cal}$ (modes 4 and 5)	(kN)	1.75	2.95	4.74	6.20
$P_{y,EYM,cal}$ (mode 6)	(kN)	2.37	4.04	6.45	8.56
$P_{y,S,cal}$ (shear mode 7)	(kN)	2.06	3.66	5.73	8.25
$P_{yield,cal}$ ^a	(kN)	1.03	1.82	2.85	4.10
Experimental results					
		$d = 12$	$d = 16$	$d = 20$	$d = 24$
K_{exp}	(kN·mm ⁻¹)	1.72 (8.5) ^b	2.24 (7.2)	2.56 (7.2)	3.27 (5.4)
$P_{yield,exp}$	(kN)	1.20 (3.4)	2.02 (4.5)	3.30 (6.0)	4.40 (2.4)
$P_{max,exp}$	(kN)	2.74 (6.0)	4.63 (7.6)	7.45 (7.2)	8.92 (8.9)
slip at $P_{max,exp}$	(mm)	9.39 (16.5)	12.08 (13.2)	15.25 (30.7)	13.81 (22.4)
$P_{failure,S,exp}$ (shear)	(kN)	-	4.12 (9.8)	6.40 (5.1)	8.70 (6.7)
% from $P_{max,exp}$	(%)	-	90 (4.4)	90 (6.4)	93 (3.5)
slip at $P_{failure,S,exp}$	(mm)	-	6.86 (9.53)	8.78 (6.80)	9.85 (17.06)
$F_{e,exp}$	(N·mm ⁻²)	12.68 (5.9)	11.63 (5.2)	12.16 (8.8)	10.32 (8.8)

^adetermined according to DIN 1052, ^bCoefficient of Variation (%) in parenthesis.

Dowel shear crack capacity

The DIC method (Fig. 6) was used to determine the force level ($P_{failure,S,exp}$) needed to induce the shear crack in the dowel. These cracks propagated longitudinally in pith rays on the both foreheads of the dowel with a diameter of 16, 20 and 24 mm, which initiates the failure with a subsequent ultimate tearing of the dowels (see Fig. 3). It was found that the first shear cracks were formed at state about of 92% of the $P_{max,exp}$ determined from the load-slip curves for the dowels with diameter 16, 20 and 24 mm, as listed in Tab. 4. Nevertheless, the global joints failure does not occur at this point. The load can increase until the state assumed by $P_{max,exp}$ as confirmed by Fukuyama et al. (2008b).

The shear crack capacity ($P_{y,S,cal}$) of the dowels was determined analytically by equation [9] for failure shear mode 7. The $P_{y,S,cal}$ showed lower values of 11%, 11% and 5% (for dowels with a nominal diameter of 16, 20 and 24 mm, respectively) when compared to $P_{failure,S,exp}$. The $P_{failure,S,exp}$ corresponds to the force level at the first visible crack in the dowel for each dowel series obtained from DIC processing, as shows Fig. 6. These differences between $P_{y,S,cal}$ and $P_{failure,S,exp}$ also indicates that this analytical approach derived from Fukuyama et al. (2007, 2008a and 2008b) is convenient way to obtain the shear dowel capacity for the joints design and their safety perspectives.

Surface strain distribution on the dowel

Fig. 6 shows both normal tensile strain (ε_T) of the dowels in loading direction and shear crack areas. These areas were progressively extended from the force level $0.5P_{max,exp}$ to $P_{max,exp}$ and occupy approximately 3/4 of the dowel forehead surface. In these areas there was a concentration of the tensile strain with subsequent development of the cracks in the pith rays. The development of these cracks was observed at about 2.0–2.5% of ε_T for dowels with a nominal diameter of 16, 20 and 24 mm at $P_{failure,S,exp}$. The development of shear crack was not observed in the dowel with a diameter of 12 mm owing to withdrawing of the dowels from the joint components.

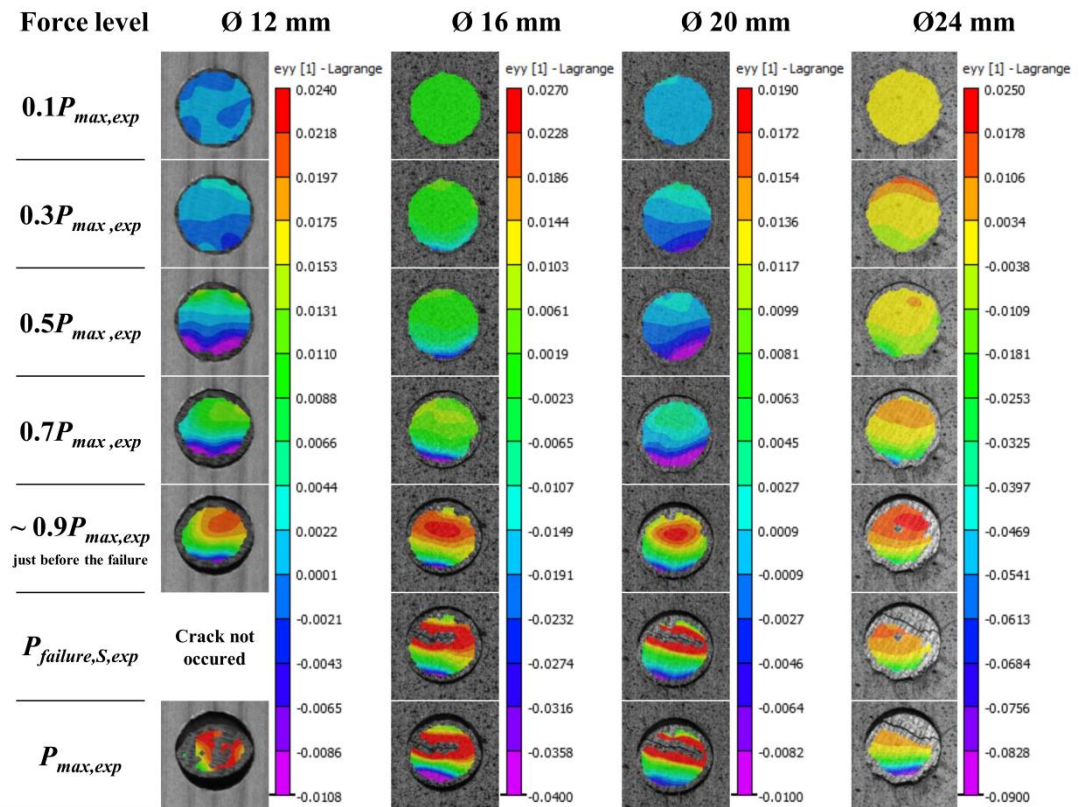


Figure 6: The normal strain (ϵ_T) in the dowel forehead surface at different force level with the crack development. The force value $P_{failure,S,exp}$ is listed in Tab. 4.

Conclusions

This study presents the analytical and experimental approaches for determination of the slip moduli (K_{cal} and K_{exp}) of the joints and load-carrying capacity for bending and shear deformation ($P_{y,EYM,cal}$, $P_{max,exp}$, $P_{y,S,cal}$ and $P_{failure,S,exp}$) of the wooden dowels according to design by Fukuyama et al. (2007, 2008a and 2008b) based on the Beam on Elastic Foundation (BEF) theory with taking account of dowel shear deformation and Johansen's theory for single shear dowel-type joints performance.

The analytical and experimental approaches were focused on the solution of the foundation joints properties with detailed description of the mechanical behavior of the wooden dowels subjected to loads.

The analytical and experimental results show precise agreement. In terms of solution of the slip moduli of the timber-to-timber joints (K_{cal} and K_{exp}) and load-carrying capacity ($P_{y,EYM,cal}$, $P_{max,exp}$, $P_{y,S,cal}$ and $P_{failure,S,exp}$) of the wooden dowels it has been proved that the mathematical design introduced by Fukuyama et al. (2007, 2008a and 2008b) is a suitable tool for predicting the all-wooden joints properties with respect to safety level.

Acknowledgments: This paper was created at the Research Center Josef Ressel, Brno-Útěchov, Mendel University in Brno and was funded by NAKI project " Historical Timber Structures: Typology, Diagnostics and Traditional Wood Working" reg. No, DG16P02M026, provided by the Ministry of Culture of the Czech Republic.

References

- ASTM D2395 (2014) Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Wood and Wood-Based Materials. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, USA.
- Blass, H.J., Ernst, W., Werner, H. (1999) Verbindungen mit Holzstiften. Bauen mit Holz 101, Bruderver Karlsruhe.
- Bouchair, A., Vergne. (1995) An application of the Tsai criterion as a plastic flow law for timber bolted joint modelling. Wood Science and Technology. 30:3–19.
- Branco, J.M., Descamps, T. (2015) Analysis and strengthening of carpentry joints. Constr. Build. Mater. 97:34–47.
- Brungraber, R.L. (1985) Traditional timber joinery: a modern analysis. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Stanford University, Palo Alto, CA.
- EN 26891 (1991) Timber structures. Joints made with mechanical fasteners. General Principles for the determination of strength and deformation characteristics. European Committee for Standardization, Brussel.
- EN 383 (2007) Timber structures - Test methods - Determination of embedment strength and foundation values for dowel type fasteners. European Committee for Standardization, Brusel.
- Descamps, T., Léoskool, L., Van Parys, L., Noël, J., Aira, J.R. (2014) Sensitivity of old timber hyperstatic frames to the stiffness of step and ridge connections. In: World Conference on Timber Engineering, Quebec City, Canada.
- DIN 1052 (2004) Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- Eurocode 5 (2004) Design of timber structures, CEN.
- Fukuyama, H., Ando, N., Inayama, M., Takemura, M (2008a) Calculation model and yield process of single shear joint with wood dowel of various slendernesses. J Struct Constr Eng AIJ, 73:803–810.
- Fukuyama, H., Ando, N., Inayama, M., Takemura, M., Inoue, M. (2007) Proposal of analytical models of wooden dowel shear joint. J Struct Constr Eng AIJ, 72:129–136.
- Fukuyama, H., Kairi, M., Hirsi Hannu, H., Inayama, M., Ando N. (2008b) Shear Characteristics of Wood Dowel Shear Joint and Practical Application Example. In: 10th World Conference on Timber Engineering. Miyazaki, Japan. pp. 1198-1205.
- Itany R.Y., Faherty K.F. (1984) Structural wood research, state-of-the-art and research needs. American Society of Civil Engineers, New York.

- Johansen, K.W. (1949) Theory of timber connections. Inter. Assoc. of Bridge and Structural Engineering, Bern, Switzerland. 9:249–262.
- Kessel, M.H., Augustin, R. (1995) Load behavior of connections with oak pegs. Peavy, MD and Schmidt, RJ, trans. Timber Framing, Journal of the Timber Framers Guild. (38):6–9.
- Kessel, M.H., Augustin, R. (1996) Load behavior of connections with pegs II. Timber Framing, Journal of the Timber Framers Guild, 39:8–10.
- Kunecký, J., Arciszewska-Kędzior, A., Sebera, V., Hasníková, H. (2015a) Mechanical performance of dovetail joint related to the global stiffness of timber roof structures. Mater Struct pp. 1–13.
- Kunecký, J., Sebera, V., Hasníková, H., Arciszewska-Kędzior, A., Tippner, J., Kloiber, M. (2015b) Experimental assessment of a full-scale lap scarf timber joint accompanied by a finite element analysis and digital image correlation, Constr Build Mater 76:24–33.
- Larsen H.J. (1973) The yield load of bolted and nailed connections. In: Proceedings IUFRO 5-02, South-Africa, pp 646–654.
- Möller, T. (1950) En ny metod för beräkning av spikförband: New method of estimating the bearing strength of nailed wood connections (in Swedish and English translation). Rep. No. 117. Gothenburg, Sweden: Chalmers Tekniska Högskolas Handlingar.
- Oudjene, M. and Khelifa, M. (2010) Experimental and Numerical Analyses of Single Double Shear Dowel-Type Timber Joints. In: 11th World Conference on Timber Engineering 2010. Trentino, Italy, pp. 476–482.
- Požgaj, A., Chovanec, D., Kurjatko, S., Babiak, M. Štruktúra a vlastnosti dreva. Priroda, Bratislava, 1997.
- Santos, C.L., de Jesus, A.M., Morais, J.J., Lousada, J.L. (2009) Quasi-static mechanical behaviour of a double-shear single dowel wood connection. Constr. Build. Mater. 23:171–182.
- Shanks, J.D., Chang, W.S. Komatsu, K. (2008) Experimental study on mechanical performance of all-softwood pegged mortice and tenon connections. Biosystems Engineering, 100:562–570.

ČLÁNEK IV.

The numerical assessment of a full-scale historical truss structure reconstructed with use of traditional all-wooden joints

Milch, J., Tippner, J., Sebera, V., Kunecký, J., Kloiber, M., Navrátil, M. (2016)

Journal of Cultural Heritage 21: 759-766.

The numerical assessment of a full-scale historical truss structure reconstructed with use of traditional all-wooden joints

Jaromír Milch^a, Jan Tippner^a, Václav Sebera^a,
Jiří Kunecký^b, Michal Kloiber^b, Miroslav Navrátil^a

^aDepartment of Wood Science, Faculty of Forestry and Wood Technology, Mendel University in Brno, Zemědělská 3, 613 00 Brno, Czech Republic; phone: +420 545 134 545 *corresponding author: jaromir.milch@mendelu.cz

^bInstitute of Theoretical and Applied Mechanics, v.v.i., Academy of Sciences of the Czech Republic, Prosecká 76, 19000 Prague, Czech Republic

Abstract

This paper focuses on description of the mechanical behavior of the historical gothic truss of St. James's Church in Brno. The numerical approach using finite element analysis (FEA) provided virtual assessment of the truss with a prediction of its behavior after simulated restoration using joints at locations of possible failure. The historical truss was subsequently analyzed by both beam truss structure and detailed 3D solid lap scarf joint modeled by reduction technique using substructuring. Static analyses were carried out using the finite element method (FEM) in order to establish a reliable numerical model and assess the static risks. The finite element models in ANSYS software assume fully orthotropic material properties of wood (Norway spruce and European beech) with elastic behavior. Results portrayed very good design of the assessed truss in the global mechanical behavior despite the rigidity of joints varied in longitudinal and transverse directions of the frames. Changes in global truss behavior were observed, but the changes in objective vertical displacement were not high. The differences based on rigidity level were not more than 7% of maximum vertical displacement of beams. The minor differences were recognized in the global truss behavior owing to new positions of implemented joints in the truss. Analyses showed each member in the truss contributes to global truss rigidity and stability to different degree. Further, analyses showed areas in the truss where it was necessary to correct joints orientation.

Keywords: Elastic behaviour, finite element method, historical truss, substructuring wooden joints.

Research aims

The assessment of mechanical behavior of historical timberstructures such as churches, castle, etc. is currently under scrutiny in the Czech Republic, and across Europe. The present paper applies a novel methodology for virtual assessment of mechanical behavior of a historical truss; the gothic truss in St. James's Church in Brno, Czech Republic, a valuable site for preservation of original techniques and cultural value from structural and architectural perspectives. Some members of St. James's Church truss were damaged, therefore was decided about their reconstruction with using of all-wooden joints. The high historical value of the truss structure as well as complexity of structure repairs mechanics necessitated the modern assessment methods. The main objectives of this paper are:

- describe mechanical behavior of whole truss structure owing to different joints rigidity;
- describe the real loading of a joint corresponding to the primary function of the joint in the truss structure during loading owing to different positions implemented in the truss;
- use reduction technique of modeling combining beam structure with 3D detailed solid model.

Numerical approaches based on FEM were used for prediction of the global mechanical behavior of the truss and joints. The detailed finite element analyses (FEA) were performed in the full-scale of the truss including both without and with a detailed 3D solid lap scarf joint for which a substructuring method was used. The lap scarf joint is a traditional joint that is used for replacement of damaged parts in the restoration of valuable historical structures.

Introduction

In reconstructions of valuable timber structures, there are requirements for very sensitive approach that respects the cultural value, specific environment conditions and preservation of original material. The way to fulfill these requirements is to replace damaged parts of beam members by an insertion of a new wooden element with the use of traditional all-wooden joints without use of modern iron fittings. The all-wooden joints are not used to such an extent because engineers are still missing relevant standards for design and making of wooden truss reconstructions. Development of standards requires complex mechanical analysis of several types of all-wooden joints. The mechanical analysis consists of detail description of material behavior, description

of interaction between parts of joints including dowel and the description of loading of joint.

In general, there is a need to evaluate the structural safety of valuable historical truss monuments, which attest heritage from the past [1]. The Czech Republic located in Central Europe is rich with historical timber structures that require renovation owing to biotic and abiotic degradation. The investigated truss structure presented in this paper belongs to one of the oldest churches with cathedral-like disposition in South Moravia region – St. James’s church that is located in the center of Brno, Czech Republic (Figs. 1 and 2).



Figure 1: St. James’s Church in Brno, Czech Republic.

The truss structure has two types of frames with four height levels (Fig. 3). The connection between individual frames provides by longitudinal purlins and so-called St. Andrew’s crosses (Figs. 2 and 6). St. Andrew’s crosses are actually double crosses that are diagonally spanned between two full frames and under the truss rafters in the two common frames, which are providing longitudinal stiffening (Figs. 2 and 6). Most of the beam connections into structure are made only of wood including wooden dowels. The St. James’s church was established in 1220 in the Romanesque style, but it was completely rebuilt into a much bigger church in the late Gothic style. Throughout the time the church gained a few Renaissance and Baroque elements, but its Gothic character stayed mostly preserved and even emphasized in late 18th century after it was neogothicized. The truss structure is neogothic and is dated into 1724 when it was finished by carpentry master Anton Ebenberger [2].

In general, the renovation of such structures should be supplemented by a structural assessment based on surveys according to e.g. [3]. For the analysis of

complicated structures such as baroque or Gothic truss structures, it is advantageous to use a numerical approach, in particular FEA, instead of analytical calculations. The advantages of using FEA for such tasks are emphasized even more when connections in a truss must be included in the analysis. The reason is that FEA enables modeling a global beam structure (truss) and 3D solid body (joint) including the contact among connection parts at the same time. Such a task is often accomplished through reduction techniques, one of those is commonly known as substructuring [4]. Reduction techniques are often used when reduction of computation time and detailed stress-state is needed at the same time and can be applied on any material and construction [5–8].

The dowel-like connections in the truss structure of the St. James's church are usually simple dowels made of predried oak wood ($\pm 4\%$ moisture content). Afterwards, the equilibrium moisture content of dowels is reached depending on surrounding conditions. As a result the rigid connection of joined parts is reached during its service. For their basic analysis with known boundary conditions, the Johansen theory for single-shear joint can be used, as implemented in Eurocode 5 [9,10]. For more complicated boundary conditions, numerical modeling must be employed. Review of numerical analyses of such wooden connections covering period from 1950s up to late 1990s can be found in [11] and thus will be omitted here. More recently, an experimental analysis of wooden composite beams connected by dowels welded into the beam layers by rotation welding was performed [12]. It was shown that a higher number of dowels affected the beam stiffness more than the ultimate load. FEM and the boundary element method (BEM) are the most popular numerical methods in the research of wooden joints, they are illustrated in reviews of numerical models of joints ranging between the years 1990 to 2015 [13–15]. In terms of dowel joints, there are many FE techniques implemented in software that an analyst can currently use, within which there are four basic model categories – solid bolt, coupled bolt, spider bolt and no-bolt [16–18]. Despite the preferences for 3D solid dowels, successful use of beams simulating nail connection was presented in recent study too [19].



Figure 2: Truss structure of St. James's Church; left: details view into structure with St. Andrew's cross-like members, right: details of beam connections in the structure.

Materials and methodology

Preliminary visual and measured surveys: Visual survey of the truss structure of St. James's church showed large defects including decayed members due to the long-term leaking of water into structure and, therefore, renovation is needed. The survey also provided information about the positions of potential replacements using joints that were considered in FE models. The truss members are damaged by decaying fungi and insect which were found during the survey. In general, damages are divided as follows:

- damage by rot;
- damage by wood-destroying insect;
- damage of inferior purlins;
- damage affects statics.

Subsequently, it was performed the measured and detailed survey which was comprised from geometrical, diagnostic and technological aspects for each truss members. Obtained data (cross-section dimensions with individual members span, damaged places, etc.) were used to build a numerical truss model.

Finite element analyses: The numerical approaches based on FEM were used for evaluate of mechanical behavior of the beam truss with a 3D solid joint model. The 3D solid model of a lap scarf joint with oblique faces and a single dowel was verified on the basis of experimental tests. Further, the 3D solid model of joint was implemented into the beam truss structure and evaluated within of the global truss by substructuring method at the same time. This numerical 3D solid model of lap scarf joint assumed as

an elastic and fully orthotropic material. More parameters and results from experimental and numerical assessment of lap scarf timber joint can be found in [15] and thus will be omitted here.

ANSYS Mechanical APDL finite-element software (ver. 14.5) with its scripting language (APDL–Ansys Parametric Design Language) was used for model building, solution and post-processing. Complex 3D solid FEA of whole truss would be complicated and, therefore, the simplifications were needed. The simplifications were chosen in a way that preserves realistic behavior of the truss. A symmetry boundary conditions were used for task reduction; the main part of the truss was defined as a repetitive symmetric segment, defined by two common truss frames and one full frame (Fig. 3). The substructuring method based on combination of solid and beam elements was used for another reduction of physics and total number of nodes. These approaches:

- required detailed description of the joint with 3D fine solid mesh with 2D surface contact pairs and at the same time;
- realistic loading of 3D solid model of joint reflecting loads of the whole truss modeled by 3D beams truss with simplified description of beams connections were used.

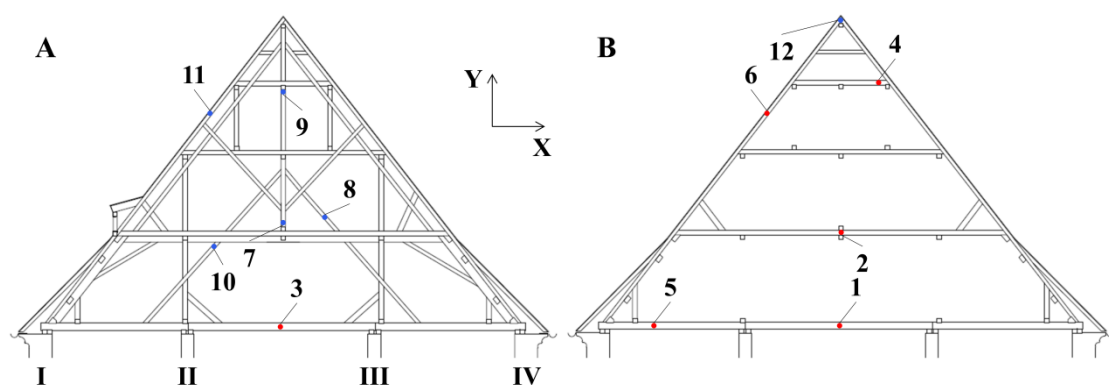


Figure 3: Section of truss structure [2]; left: full frame, right: common frame with selected points for deflections evaluation in X and Y axes. The roman numerals represent truss supports.

The geometry and mesh of the truss: The truss of central nave consists of 52 frames and there are common frames between full frames. The full frames (Fig. 3A) contain tie beams and rafters and are always supported by other supporting members (e.g. columns, kneebrace, St. Andrew’s crosses, collar and collar beams). On the other hand, common frames are transverse truss profiles, truss parts are rafters, columns, collar and collar beams (Fig. 3B). The connection between individual frames are provided by longitudinal purlins and St. Andrew’s crosses. Total length of the nave is approximately 77 m, width span is approximately 23 m; the truss is placed at four supports (the longest

free span is approximately 9 m); height of truss is approximately 14.8 m with 52 of slope (Fig. 3). The average longitudinal span between the full and common frames is approximately 1.13 m.

The numerical model of the truss was created “from the bottom up”. Coordinates of the keypoints for one full and two common frames were obtained from CAD drawings that reflected original truss design without deformations; the lines were consequently defined by keypoints. The finite element model was created by meshing of lines with the BEAM189 element (quadratic three-node beam element with 3D displacements and rotations degrees of freedom, DOF's). The real cross-sections of beams are defined by tool “common sections” available in ANSYS software – geometry characteristics of common rectangular cross-section. For more complicated shapes (pentahedral and trapezoid purlins), the individual procedure of cross-section parameters definition was used. The dimensions of real cross-sections of all beams truss are modeled according to CAD drawing documentation from measured survey [2].

The connection of beams: The connections (joints) between the beams are assumed as “semi-rigid”. There are short beams used for modeling the transversal (in cross-section plane) rigidity of real beams, then the joints (connections between nodes) are modeled with technique called constraint equations (CE). Also, simple connections via shared nodes or special elements (COMBIN types) were tested in some parts of truss. CE allows defining simple linear relationships of DOF's between groups of selected nodes of both connected beams. The displacements and rotations of the first beam in the place of joint are scaled by linear factor and then applied to the second beam. Several alternatives of different rigidity of joints (factor for displacements and rotations) were computed (1.0–fully-rigid, 0.8, 0.5 and 0.2 were used).

The model of full frame consists of 234 lines and 68 joints, while the model of each common frame consist of 61 lines and 19 joints. The frames are connected by longitudinal purlins (21 in total connected via 63 joints). The longitudinal stiffness of whole truss is achieved using longitudinal purlins and St. Andrew's crosses. The 3D beams model of truss consisted of approximately 3170 FE's. The total count of CE's is 438 (for 3 displacements and 3 rotations). The 3D sub-model of joint implemented at different positions into truss consists of approximately 59,000 to 75,000 solid FE's and

with approximately 5000 contact-target elements. Total count of FE's corresponds to the total length of the replaced beam.

The loading and constraining of the truss: The load of the truss was applied according to standards EN 1991-1-1, EN 1991-1-3, EN 1991-1-4 [20–22]. The load consists of self-weight, snow, wind actions and load of truss covering. The truss structure was loaded using a combination of applied loads (F_X and F_Y); gravity (self-weight), snow and wind load by the locations of St. James's Church in Brno, Czech Republic according to map of snow (characteristic value of snow load, $s_k = 0.75 \text{ k}\cdot\text{N}\cdot\text{m}^{-2}$) in [21] and map of wind (basic load velocity value, $v_b = 25 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$) in [22]. Snow load on the truss (s) according to [21] depends on the characteristic value of snow load on the ground and angle of truss slope (α). Loading by snow was oriented in vertical direction as part of resultant force on nodes of all beams in the each frame. The self-weight was applied following [20] on all members of truss by definition of gravity acceleration constant, $g = 9.81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$.

The wind load according to [22] was applied for gable slope truss type. This type consists of five differently loaded faces. Peak velocity pressure was based on basic wind velocity. The wind pressure was applied as nodal forces of all beams in the each frame in two directions – vertically and horizontally.

Further, the load of the truss by external wind pressure (different windward and leeward sides) was separated to five differently loaded faces (F, G, H, I and J concretely) according to the procedure in the reference [22]. The truss cladding is represented by wooden decking (thickness 25 mm) with cooper plates (thickness 0.8 mm). The load by cladding was oriented in vertical direction and applied as nodal forces of all beams in the each frame. The load of truss by wood cladding with cooper plates was derived according to square meters of cladding and thicknesses of roofing elements. Further, the resultant force on nodes of beams of each frame were recalculated related to the average wood density of cladding (Norway spruce, $420 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$) and to the average cooper density ($8900 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$). Symmetry conditions were set to all marginal nodes of longitudinal purlins and St. Andrew's crosses (Fig. 4).

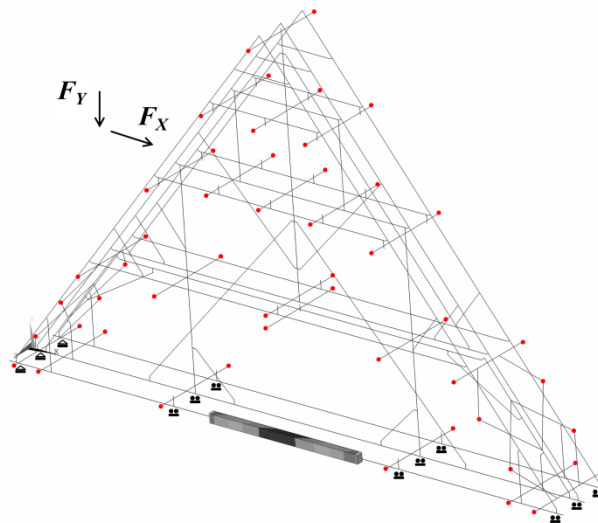


Figure 4: The numerical model of 3D beam truss structure with implemented 3D solid joint. Illustration of constraining and loading by force components (F_x and F_y); red points represent the nodes with defined symmetry condition.

The substructuring method: The principle of substructuring was used to allow detailed 3D solid and contact modeling of the wooden joint with corresponding loading coming from simplified 3D beam structure of whole truss. A part of the historical structure is analyzed as beam truss, whereas the joint part is solved as 3D solid body. A detailed 3D solid model of joint was implemented at different positions into the truss. The code used to identify the joint position is given in Table 1.

Table 1: Identification code for joint position.

F-2-R-F			
<u>F</u>	<u>2</u>	<u>R</u>	<u>R</u>
Frame	Level	Side	Orientation
Full	1 (first)	Left	Flipped
Common	2 (second)	Middle	Normal
		Right	

The 3D solid joint was inserted into the truss with use of a contact pair with a “master node”. Specific contact element types were used (CONTA 175 and TARGE170). The surface-based constraint type of contact pair was created between end of the beam (node) and the solid model (area) (Fig. 5).

The 3D solid model of the joint with oblique faces and a dowel uses a regular sweep mesh with quadratic hexahedral solid elements (SOLID186) in all domains. The interaction between parts of the joint and dowel were defined by symmetric contact pairs using contact (CONTA174) and target (TARGE170) elements on the surfaces. The contact algorithm used in computation was the augmented Lagrange formulation where the normal stiffness factor was kept for all analyses at 1.0. The 3D finite element mesh

of joint volume was locally refined at positions with high potential of contact, i.e. in the surroundings of the dowel and at oblique faces (Fig. 5). To obtain a convergence of the task, the dowel had to be constrained (glued) to one part of the joint.

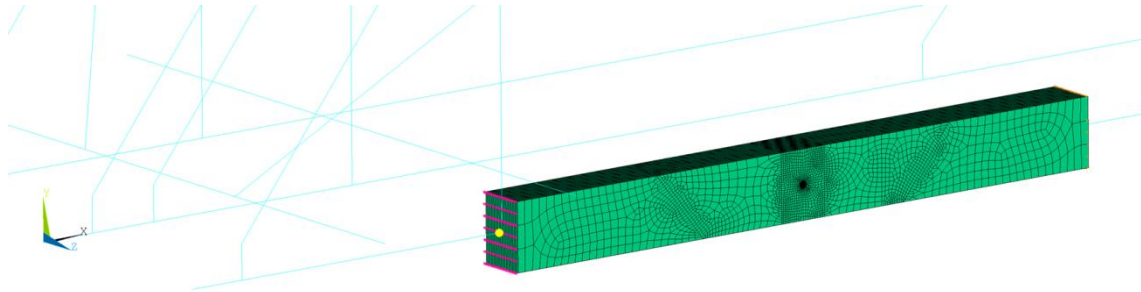


Figure 5: The 3D solid joint implemented into truss with use of a contact pair. The yellow point represents the end node of beam; the purple lines represent the area of 3D solid model of the joint.

The wood material model used in FEA: The material model of the 3D beams structure and detailed 3D solid model of the joint were based on the elastic and fully orthotropic properties of Norway spruce (*Picea abies* L. Karst.). The material model of dowel had rotated coordinate system at 90° to beam longitudinal and was defined as European beech (*Fagus sylvatica* L.). The material characteristics used in FE computations are given in Table 2 for moisture content 12%. Normal elastic moduli were taken from [23], shear moduli and Poisson's ratios were taken from [24].

Table 2: Elastic and fully orthotropic material models for Norway spruce (*Picea abies* L. Karst.) and European beech (*Fagus sylvatica* L.) used in FE computations. ρ : density; $E_L/E_R/E_T$: normal elastic moduli; $G_{LR}/G_{LT}/G_{RT}$: shear moduli; $\nu_{LR}/\nu_{LT}/\nu_{RT}$: Poisson's ratios.

Species	ρ	E_L^*	E_R^*	E_T^*	G_{LR}^{**}	G_{LT}^{**}	G_{RT}^{**}	ν_{LR}^{**}	ν_{LT}^{**}	ν_{RT}^{**}
Norway spruce	462	17850	352	289	573	474	53	0.023	0.014	0.557
European beech	670	13439	1880	1031	1608	1059	460	0.073	0.043	0.360

E_L, E_R, E_T and G_{LR}, G_{LT}, G_{RT} are in (MPa); $\nu_{LR}, \nu_{LT}, \nu_{RT}$ are in (-); ρ are in ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$); * adopted from [21]; ** adopted from [20].

Results and discussion

Linear static analysis was used to describe the mechanical behavior of the whole truss of St. James's Church in Brno, Czech Republic. Contact analyses were performed to compute displacements, strains, stresses and reaction forces in sub-structured 3D solid model of the joint in nonlinear large displacement mode due to high slenderness ratio of beams. In Fig. 6, a response to defined loads is plotted in terms of the vertical displacement (UY) of the truss structure where only beam elements are considered. It is clear that in bottom beam of the truss is the highest vertical displacement (red contour),

so the potential joint to be inserted during reconstruction would experience highest load in that position.

The beam model allows plotting of full cross-sections of the beam 3D structure. The numerical analysis indicates that the windward side of the structure is bent inward in the truss, the leeward side is bent rather out of the structure (Fig. 6). Besides that, we see that bottom most horizontal beams are deflected the most. This indicates that these parts should be especially considered for detailed analyses for instance by using proposed substructuring technique in case of restoration of the construction.

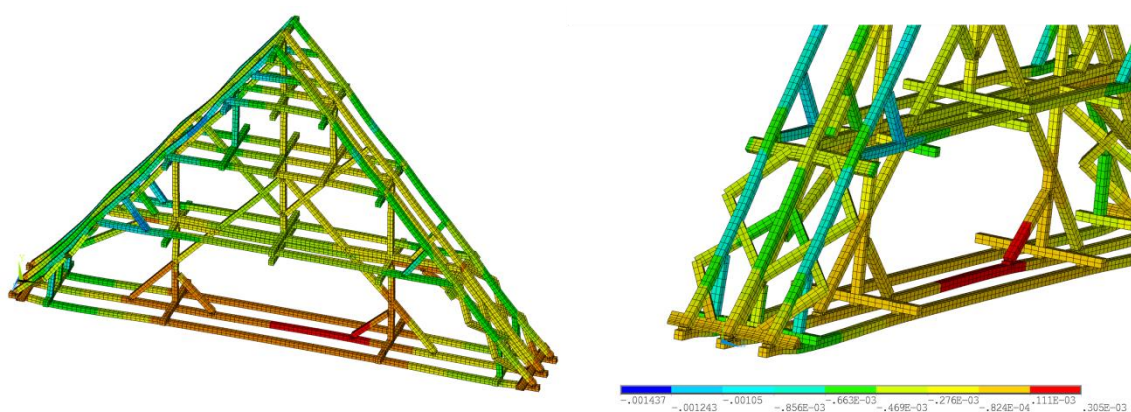


Figure 6: Nodal solution of vertical displacement (UY) of beam truss; left—global view, right—detail on St. Andrew's crosses; (displacement is magnified 200×; 3D visualization of shape of beam elements based on real parameters of cross-sections).

Fig. 7 shows that the differences of reaction of the truss to loading when the different rigidities of joints in the whole truss were varied. The definition of beam joints by CE allowed the proportional changes of rigidities in displacements and rotations separately.

The change of rigidity of the joints induces the changes in global behavior of the truss model (moving of maximum and minimum displacements, changes in displacements in all directions) but the changes in assessed vertical displacements were not high. The obtained vertical displacement of 1.69 mm in the middle of Tie-beam in the first level of the truss (Fig. 7A) was about only 2% lower in the case of fully rigid joints than in the case of semi-rigid joints that were set to 100% rigidity in displacements and 50% in rotations. For the most compliant case of 80% displacement rigidity and 20% rotatory rigidity, the difference was lower than 9% (Fig. 7B).

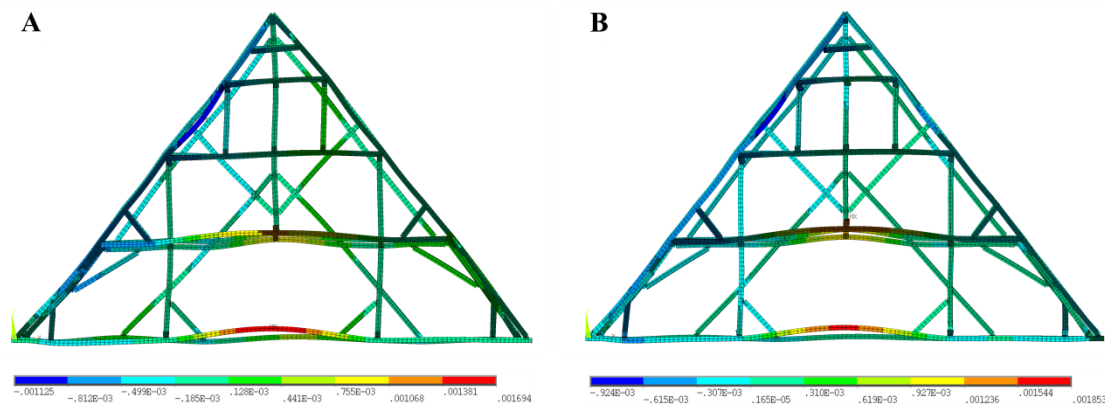


Figure 7: Nodal solution of vertical displacements (UY; displacements are magnified 200×; visualization of beams based on real parameters of cross-sections). A. Fully rigid joints – 100% in displacements and 100% in rotations. B. Semi rigid joints – 100% in displacements and 50% in rotations. C. 80% and 50%. D. 80% and 20%.

Fig. 8 shows deflections of individual truss members. The points (marked in Fig. 3) for deflection evaluation in X and Y axes direction were selected based on members which show places with the largest observed values of deflections in these locations. Points 1–6 represent deflections for horizontal members in Y direction (Fig. 8A), and points 7–12 represent deflections for vertical and oblique members in X direction (Fig. 8B) owing to different displacement and rotatory stiffness of joints connections. In case of deflections in Y axis (Fig. 8A), changes in objective vertical deflection of horizontal members are not high. These differences based on different connections stiffness are in range from 12% (point 1) to 49% (point 2). Lower joints rigidity leads to a low increase of deflection in Y direction and significant decrease of deflection in X direction in the evaluated points of members. This fact may be attributed to lower rigidity of the structure (semi-rigid joints connection) in terms of overall mechanical behavior when the load is evenly distributed to all members than in fully rigid joints connection.

In general, small changes in the global behavior of the truss with different rigidity of beam joints indicate a good structural design of the truss. This results from that fact that truss has appropriate structural function of all wooden members and that cross-sections of all beams are relatively large. Changes in other directions (horizontal displacement) were found to be minor in both particular beams or whole truss.

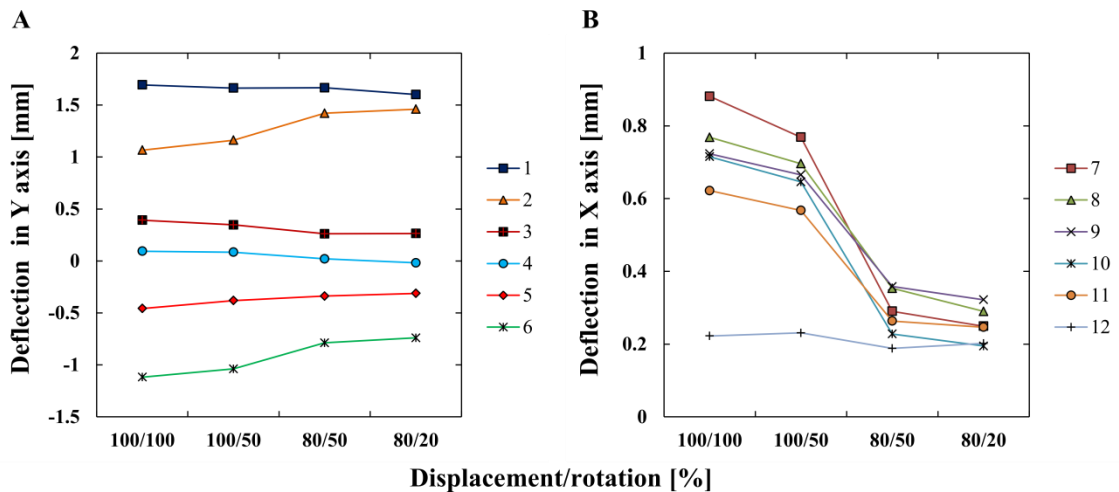


Figure 8: Comparison of deflections for selected points in different locations in the truss structure.

When reconstruction requires the positioning of the joints into the new positions then the little different behavior of the truss occurs, but these changes are not significant.

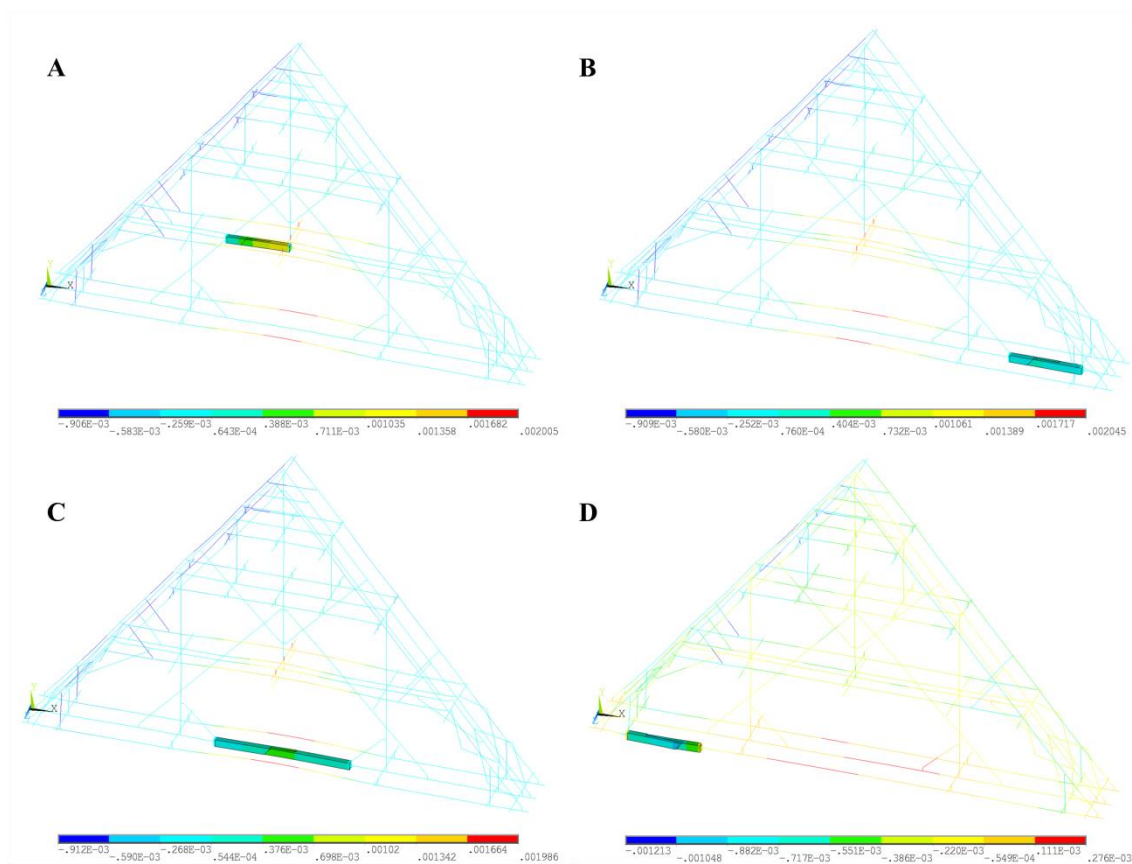


Figure 9: Positioning of implemented joint in the truss. A. F-2-L-F. B. F-1-R-F. C. F-1-M-F. D. C-1-L-N.

The needs of new joints in trusses arise in the case of partial replacement of wooden elements, e.g. the replacement of a half of Tie-beam (one new joint has to be designed) or the replacement of a part in the middle of length of beam (two new joints have to be

designed). Fig. 9 shows the four positions (according to Table 1), at which joints were inserted to restore the truss after introducing virtual damages. If a certain location of the truss resulted in deflection pointing upwards, the 3D solid model of joint inserted into this location was flipped upside down to prevent its ease opening. This occurred at positions in the middle of bottom and first level of the truss (Fig. 9A and C).

Implementation of lap scarf joint into the truss structure into different positions did not have significant effect on the changes in mechanical behavior of truss members. Maximal changes of deflections are about 3% and are showed in Fig. 10 for all assumed joint positions and all examined points.

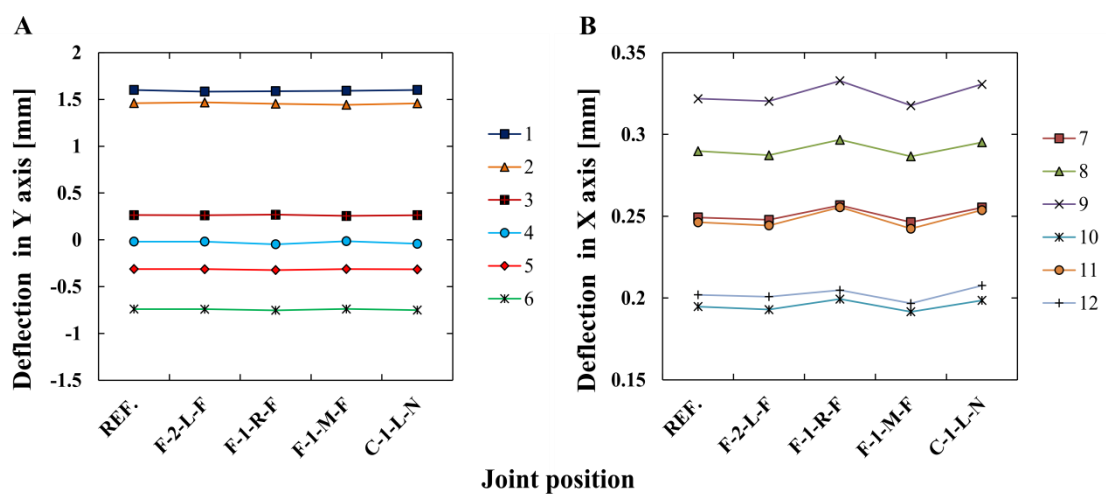


Figure 10: The relationship between joints position in the truss and deflection in X and Y axes of selected points. Reference value (REF.) corresponds with deflections in the truss structure (with 80% and 20% of displacement and rotation rigidity factors, respectively) without implemented joints.

Fig. 11 illustrates the differences between the case of correct orientation (the stresses/strains are distributed through contact areas) and incorrect orientation (insufficient coupling of contact areas causing opening of the joint in all directions). Results also indicate that owing to the complicated structure and transfer of moments and forces, several beams are also loaded in torsion. The beams that would have to be replaced in case of restoration should then have been adjusted to this loading location. This means that in the case of a joint, it would be more convenient to use a joint with more dowels or to develop or use a different geometry of the joint.

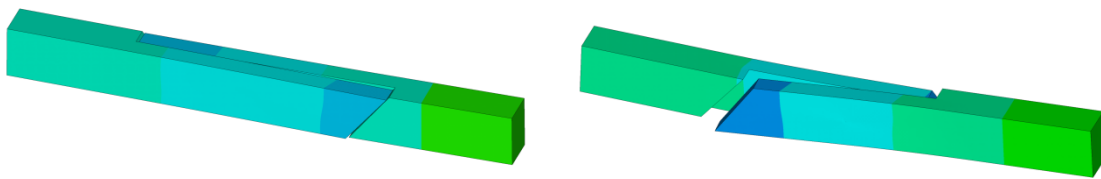


Figure 11: Description of vertical displacements (UY) of 3D solid joint; nodal solution of displacement in vertical direction (Y axis): left – correct orientation in respect to load direction; right – incorrect orientation to load inducing opening of joint.

Conclusions

The substructuring technique within FEA enabled to obtain the information about mechanical behavior of the 3D solid joints implemented in the 3D beam models of historical truss structures. Such information about the mechanical behaviour of the wooden joints may help in the design of their experimental testing. This is one of the needed prerequisites for establishing design codes used in reconstructions of historical timber structures that are important part of culture heritage. Although numerical approach is fast and efficient in such tasks, the real testing and measurement is still highly desired and sometimes necessary.

The finite element analysis was used to predict the mechanical behavior of the whole truss structure and to describe the sensitivity of computed outputs (displacements) on the parameters of beam and joints (e.g. rigidity of joints). The truss structure and joints were modeled using a reduction technique of modeling. Such an approach can be considered as convenient because it allows both detailed 3D solid and contact modeling of the wooden joint and general truss modeling that imposed boundary conditions to the 3D model.

Using symmetry, the whole truss structure could be modeled by two types of frames:

- one full frame;
- two common frames that exhibited much lower stiffness.

The whole truss model with joints implemented at different positions revealed local opposite-than-designed displacements, so at these positions in the truss, the 3D solid FE models of joints had to be flipped upside down to assure joint correct functioning.

Results revealed the insignificant changes of different joint's behavior at different positions in truss (e.g. middle vs. side, different levels). The mechanical behavior (represented by e.g. total displacements) of such a complicated truss is even more

complex because the original truss was “designed” in a way that tried to eliminate as many connections as possible. Nonetheless, any joint artificially inserted into the truss structure changes its behavior in a non-original and not planned way, for instance, the incorrect joint orientation attends to increase of deflection.

Acknowledgments: This paper was created at the Research Center Josef Ressel in Brno-Útěchov, Mendel University in Brno with financial supports from the student project no. 49/2014 of the Internal Grant Agency of the Faculty of Forestry and Wood Technology, Mendel University in Brno, and by NAKI project “Historical Timber Structures: Typology, Diagnostics and Traditional Wood Working” reg. No, DG16P02M026, provided by the Ministry of Culture of the Czech Republic.

References

- [1] D. Abruzzese, L. Miccoli, J. Yuan, Mechanical behavior of leaning masonry Huzhu Pagoda, *J. Cult. Herit.* 10 (2009) 480–486.
- [2] M. Navrátil, Průvodní zpráva k technologickým postupům oprav a sanace poškozených dřevěných částí krovu, Brno, 2013 [in Czech].
- [3] H. Cruz, D. Yeomans, E. Tsakanika, N. Macchioni, A. Jorissen, M. Touza, et al., Guidelines for on-site assessment of historic timber structures, *Int. J. Architect. Herit.* 9 (2015) 277–289.
- [4] Ansys 14.5 Reference manual. (2014).
- [5] A. De Luca, E. Mele, J. Molina, G. Verzeletti, A.V. Pinto, Base isolation for retrofitting historic buildings: evaluation of seismic performance through experimental investigation, *Earthq. Eng. Struct. D.* 30 (2001) 1125–1145.
- [6] C.F. Ferreira, D. D’Ayala, J.L.F. Cabo, R. Díez, Numerical modelling of historic vaulted timber structures, *Adv. Mater. Res.* 778 (2013) 517–525.
- [7] C.F. Ferreira, D. D’Ayala, Numerical modelling and structural analysis of historical ecclesiastical buildings in Peru for seismic retrofitting, in: *Proceedings of the 8th International conference of structural analysis of historical construction*, Wroclaw, Poland, October 15–17, 2012, <http://dx.doi.org/10.1002/stab.201290150>.
- [8] L.A.S. Kouris, A.J. Kappos, Detailed and simplified non-linear models for timber-framed masonry structures, *J. Cult. Herit.* 13 (2012) 47–58.
- [9] K.W. Johansen, Theory of timber connections, *Int. Assoc. Bridge Struct. Eng. Publ.* 9 (1949) 249–262.
- [10] Eurocode 5, Design of timber structures, CEN, 2004.
- [11] M. Patton-Mallory, P. Pellicane, F. Smith, Modeling bolted connections in wood: review, *J. Struct. Eng.* 123 (1997) 1054–1062.

-
- [12] C. O’Loinsigh, M. Oudjene, H. Ait-Aider, P. Fanning, A. Pizzi, E. Shotton, et al., Experimental study of timber-to-timber composite beam using welded-through wood dowels, *Constr. Build. Mater.* 36 (2012) 245–250.
- [13] J. Mackerle, Fastening and joining–finite-element and boundary-element analyses – a bibliography (1992-1994), *Finite. Elem. Anal. Des.* 20 (1995) 205–215.
- [14] J. Mackerle, Finite element analyses in wood research: a bibliography, *Wood. Sci. Technol.* 39 (2005) 579–600.
- [15] J. Kunecký, V. Sebera, H. Hasníková, A. Arciszewska-Kędzior, J. Tippner, M. Kloiber, Experimental assessment of a full-scale lap scarf timber joint accompanied by a finite element analysis and digital image correlation, *Constr. Build. Mater.* 76 (2015) 24–33.
- [16] M. Patton-Mallory, Improving analysis of bolted wood connections: a three-dimensional model, in: *Proceedings of the 15th Struct. Cong.*, Portland, New York, 1997, pp. 934–938 [ASCE].
- [17] M. Patton-Mallory, F. Smith, P. Pellicane, Modeling bolted connections in wood: a three-dimensional finite-element approach, *J. Test. Eval.* 26 (1998) 115–124.
- [18] J. Kim, J. Yoon, B. Kang, Finite element analysis and modeling of structure with bolted joints, *App. Math. Model.* 31 (2007) 895–911.
- [19] E.M. Meghlat, M. Oudjene, H. Ait-Aider, J.L. Batoz, A new approach to model nailed and screwed timber joints using the finite element method, *Constr. Build. Mater.* 41 (2013) 263–269.
- [20] EN 1991-1-1. Eurocode 1: actions on structures, part 1-1 General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings, 2004.
- [21] EN 1991-1-3. Eurocode 1: actions on structures, part 1-3 General actions – Snow loads, 2004.
- [22] EN 1991-1-4. Eurocode 1: actions on structures, part 1-3 General actions – Wind actions, 2004.
- [23] M. Brabec, J. Tippner, V. Sebera, J. Milch, P. Rademacher, Standard and non-standard deformation behaviour of European beech and Norway spruce during compression, *Holzforschung* 69 (2015) 1107–1116.
- [24] A. Požgaj, D. Chovanec, S. Kurjatko, M. Babiak, Štruktúra a vlastnosti dreva, *Príroda*, Bratislava, 1997 [in Slovak].

ČLÁNEK V.

Mechanical performance and contact zone of timber joint with oblique faces

Kunecký, J., Sebera, V., Tippner, J., Hasníková, H., Kloiber, M., Arciszewska-Kędzior, A., Milch, J. (2015)

Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis 63(4): 1153-1159.
ISSN 1211-8516.

Mechanical performance and contact zone of timber joint with oblique faces

Jiří Kunecký^{a,b}, Václav Sebera^b, Jan Tippner^b, Hana Hasníková^a,
Michal Kloiber^a, Anna Arciszewska-Kędzior^a, Jaromír Milch^b

^a Institute of Theoretical and Applied Mechanics, v.v.i., Academy of Sciences of the Czech Republic,
Prosecká 76, 19000 Prague, Czech Republic

^b Department of Wood Science, Faculty of Forestry and Wood Technology, Mendel University in Brno,
Zemědělská 3, 613 00 Brno, Czech Republic

Abstract

The goal of the work was to evaluate mechanical performance of full-scale timber beams containing scarf joint with a dowel. Work focused on standard testing using modular system to obtain effective stiffness and strength of the beams with and without the joint. The work further researched a contact zone between two timber parts of the joint – at the scarf face. This was carried out using non-destructive optical technique – digital image correlation (DIC) and newly developed algorithm. The joint was made of Norway spruce, dims. 6×0.2×0.24 m and was loaded by two modes: a) 3-point bending and b) 4-point bending. During the loading, a sequence of images was acquired for further investigation of contact zone using the proposed algorithm. The joint with scarf and dowel provided enough effective stiffness, ie. 73–93% for 3-point bending test and 71% for 4-point bending with respect to MOE measured on reference solid beams. Effective strength of the joint was also relatively high and in a range of 55% and 60% with respect to reference solid beams in both 3-point and 4-point bending tests. Contact length differed for loading modes. Mean contact length in symmetrical 4-point bending was about 40%, for asymmetrical 3-point bending test, it was approx. 20% on face closer to support and 44% on a face closer to loads.

Keywords: Timber joint, contact zone, bending, digital image correlation, non-destructive testing, dowel

Introduction

Evaluation of mechanical behavior of timber joints used in historical constructions is of high interest in the Czech Republic. The reasons are a) a high number of historical structures in the area of Czech Republic and central Europe and their significance to the national heritage; b) a lack of information about their behavior when mechanically loaded, and c) a lack of design codes for the practical structural design of the historical joints when their reconstruction or replacement is inevitable. For the analyses of such joints one can use experimental, analytical or numerical approach. The analytical approach, especially in the context of dowel-like joints, is mostly based on the Johansen theory (1949) and is incorporated in the standards such as Eurocode 5. Experimental assessment of timber joints' behavior is a main source of data collection used in research and engineering practice. Currently, it is to a convenience to employ opticalbased techniques such as digital image correlation (DIC) that can provide full-field displacements and strains. Not only in historic timber joints but also in other engineering areas DIC has broad range of applications. Historic timber joints is one of the areas where the strengths of the method can be efficiently used. Timber joints are prone to brittle cracking which can lead to damage of the testing equipment.

Area of a place at which two bodies interact – contact zone – is an important geometrical parameter influencing stress/strain transfer and, consequently, behavior of the whole structure. In structural calculations of joints, the contact zone is often idealized in terms of its size and, moreover, is assumed as time-independent. It was reported in many various disciplines such assumptions reduces the physical behavior of the interaction (Ojolo and Awe 2011; Kar and Mohanty 2008; Ivanov and Augsburg 2008). The same assumptions often underlie analyses of the timber joints used in civil engineering (Li et al. 2009) where, moreover, metal connectors are often used to position the wooden parts while providing efficient load transfer (Branco et al. 2011). In a case metal connectors cannot be used due to inducing brittle-like behavior of joint (Parisi and Piazza 2000), the contact zone should be of higher interest since parameters such as wood heterogeneity and geometrical imperfections may substantially contribute to lower strength and rigidity (Bodig and Jayne 1993; Aman et al. 2008).

Experimental determination of contact zone in wooden joints has not been paid attention and is mostly missing in literature. There are partial studies reporting influence of loose joints that are special case of reduced contact length (Likos et al. 2012).

Principally, the most robust solution for contact zone detection would be to use an X-ray CT scan to record whole loading process of a joint. Subsequent digital volume correlation (DVC) analysis would provide strains in 3D and in time and would give an exact detection of contact zone. Nonetheless, such approach was tested just on laboratory level for 3-point bending test of micro-sample (Forsberg et al. 2008 and 2010) and it is far to be applied on fullscale joints and more frequent use. More practical approach instead is to use optical techniques either working in full-field regime (Muszyński and Launey 2010; Stemolkas et al. 1997) or point-wise as showed in Schober (2000). The contact zone determination is not the issue in numerical analyses of wooden joints because they standardly use the contact elements that, though, geometrically and physically simplify the contact zones, but allow opening, sliding and closing of contact pair according to the physical situation, so one can learn where parts of the joints came into a contact (Feio et al. 2013; Mackerle 2003; Jandejsek et al. 2011).

Therefore, to address issues of experimental detection of contact zone in timber scarf joints, we propose a new algorithm based on DIC principle. The specific goals were: 1) to test and measure mechanical performance of full-scale timber beams with joints subjected to bending; 2) to develop an effective and quick procedure to determine contact zone from optical images.

Materials and methods

For all experimental work real-size wooden beams made of Norway Spruce (*Picea abies* L. Karst) were used. Mean relative moisture content was 19%, the mean density at zero moisture content was $396 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ (standard deviation is 51.8). All specimens were tested using modular testing equipment that allowed variable experimental setup. The loads in all bending tests were induced using hydraulic inducers GTM series K (max. force 50 kN). In the 3-point bending test the load was located in the beam center, and in the 4-point bending test the loads were in 1/3 and 2/3 of the total beam length (Fig. 1). All bending tests followed ČSN EN 408+A1 (2012) with minor modifications. Deflection at the point of load application and at the beam center was measured using common deflectometers of resolution 0.01 mm, strains at contact zones of oblique faces were measured using digital image correlation (DIC) algorithms, see below for more information. For convenience, all beams were tested

upside down, and the beams' self-weights were removed from the calculations. For the 3-point bending, the joint was located 1500 mm from the beam center, the geometry is the same as in Fig. 1. The tested joint was designed to have only two oblique faces and one single pin going through the both parts of the joint. The beam length was 6 m, cross-section was 0.24×0.2 m (height \times width). The joint length was 1.5 m. The angle of the joint (α) was 63° and the bolt diameter was 40 mm. Altogether 8 beams were tested in 3-point, 4 beams in 4-point bending test and 4 beams were tested without the joint as a reference data set. The dowel was made of common structural steel. During each bending test a sequence of pictures was acquired. For this purpose a Cannon EOS 600D camera of 17 MPix resolution (10 px/mm) was used. Because the loading was quasi-static (300 s to maximal load) the acquisition rate was set up to 1 image per 5 s resulting in 60 images per test. The region of interest (ROI) for subsequent analysis with proposed algorithm was defined at the interface where both parts of the joint come into a contact - oblique face. The effective modulus in elasticity in 3-point (MOE_T) and 4-point (MOE_F) bending test were calculated following formulas:

$$MOE_T = \frac{F \cdot l^3}{4 \cdot b \cdot h^3 \cdot y}, MOE_F = \frac{23 \cdot F \cdot l^3}{108 \cdot b \cdot h^3 \cdot y} \quad (1)$$

where F is the measured load (N), l is the total beam length (m), b is the beam width (m), h is the beam height (m) and y is the deflection (m).

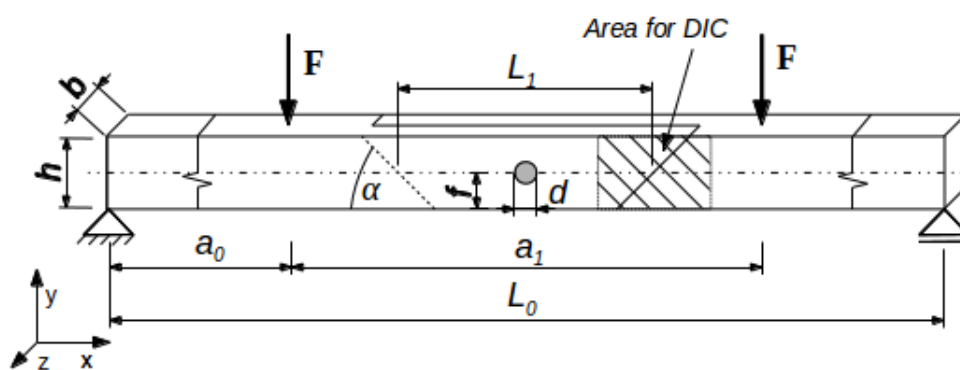


Figure 1: Geometry of tested beam and joint with scarf in 4-point bending test with joint in the beam center.

Description of Contact Determination Algorithm: The algorithm can be divided into two parts: a) the tracking of the points for which a standard 2D digital image correlation (DIC) algorithm was used (Jandejsek et al., 2011); b) the processing of coordinates of tracked points to determine the contact length. The DIC method is commonly used for investigation of strain distribution over the ROI. However, in the work only five pairs of virtual extensometers (10 points) located at opposite sides of the joint face were used to investigate the mutual contact of the joint faces. The principle of the algorithm is depicted in Fig. 2. The motion of the markers extracted from the image sequence was processed in the second part of the algorithm. The coordinates of each pair of points were rotated in every step to get them oriented with respect to the Y-axis perpendicular to the face. The distance differences in the rotated Y-axis and X-axis directions represent closing of the contact pair as well as sliding between the two faces respectively. Therefore, both closing/opening and sliding behavior could be extracted from the image data. Once the differences were drawn along the length of the face, interpolation through the given points using a polynomial was carried out to calculate the zero point position. This position represents the length of the mutual contact between joining faces. The contact length was calculated within whole tests' duration, but it is demonstrated at load level of 10 kN, which is common service load level of such beams. The algorithm was implemented in the MATLAB environment (v. 2009).

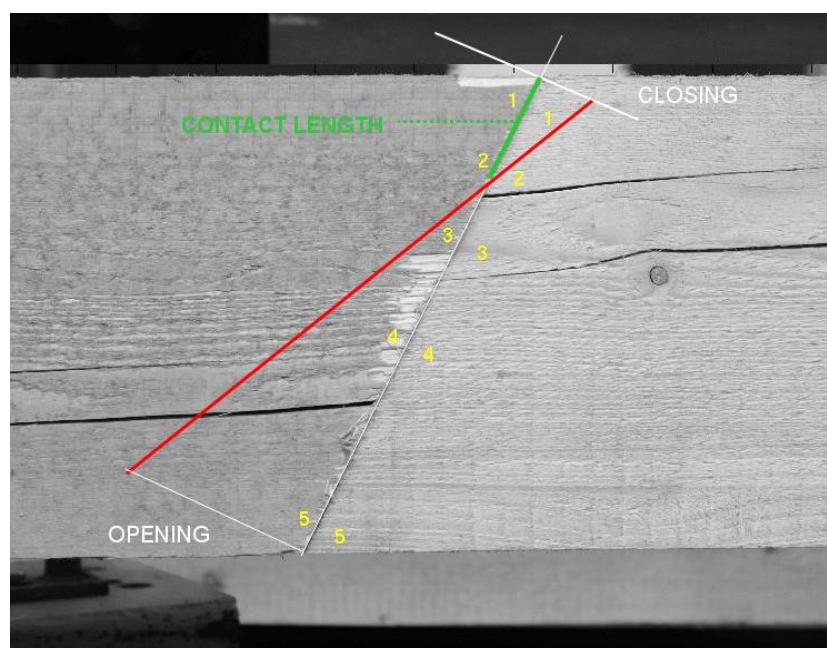


Figure 2: Principle of the proposed algorithm for contact detection in wooden scarf joints.

Results and discussion

The force-deflection diagrams revealed the global behavior of the joints (Fig. 3). Fig. 3 indicates that all tested specimens do not exhibit an initial consolidation that is typical for dowel connections and is often illustrated as a nonlinear response of joint in the beginning of the loading process. The specimens were tested upside down joint because of the experimental equipment limitations. Therefore, the very first parts of the curves that are almost vertical express the self-weight of the tested samples – force increases without the deflection. The fact that after this initial phase the linear elastic behavior started immediately is possible to explain by the near-to-perfect contact between the wooden joint parts and the steel dowel. The linear-elastic phase in both bending modes exhibits almost identical behavior when the dowel is located in the middle of the joint height. In this phase, the curves grow gradually although in a zigzag character. To compute the modulus of elasticity in four-point bending (MOE_F) and threepoint bending (MOE_T) the corresponding parts of the curves were interpolated by lines and from these the stiffness was calculated and it is shown in Tab. 1.

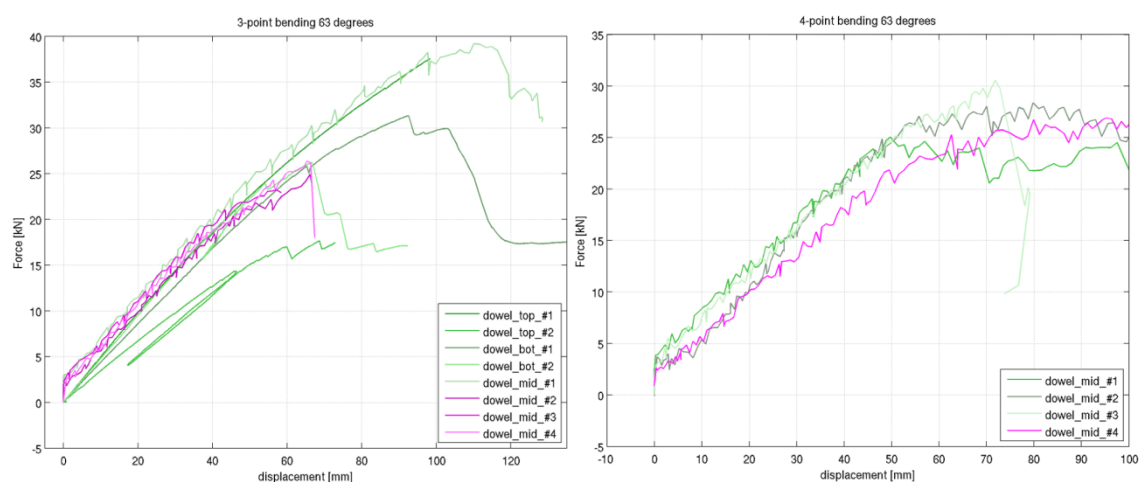


Figure 3: Force-deflection diagrams, left – three-point bending test; right – four-point bending test.

Fig. 3. Force-deflection diagrams, left – threepoint bending test; right – four-point bending test. At the plastic deformation range, the 3-point and the 4-point bending modes differ significantly. The 3-point bending exhibits a relatively short period of plastic response after which the failure of the joint starts to develop. The plastic deformation of the joint means the local reaching of the wood strength and it usually occurred around the dowel due to its high stiffness. On the contrary, the 4-point bending test shows a relatively long plastic deformation range and created so-called yield

plateau, which was recently also reported by Dorn et al. (2013). A different plastic responses in both modes of loading may indicate that the combined moment and shear loading is more likely to cause a rapid and brittle failure in the wood beams with joints.

Table 1: Results from experimental assessment of the wooden joint with oblique faces.

Test mode	Dowel position	Sample No. [#]	MOE _T [GPa] (mean)	MOE _F [GPa] (mean)	F _{max} [kN] (mean)
3-point bending	Bottom	1b	8.04 (8.58)	-	31.0 (28.6)
		2b	9.12	-	26.2
	Middle	3m	10.17 (9.33)	-	35.4 (28.15)
		4m	8.69	-	22.9
		5m	9.27	-	21.0
		6m	9.20	-	23.7
	Top	7t	8.58 (7.36)	-	37.6 (27.3)
		8t	6.13	-	17.0
4-point bending	Middle	9m	-	8.95 (8.40)	22.4 (24.9)
		10m	-	8.69	25.4
		11m	-	8.66	27.8
		12m	-	7.31	24.0
Reference solid beam	3-point	13r	8.79	-	19.1 (46.7)
		14r	11.23	-	46.7
	4-point	15s	-	11.31 (11.73)	43.1 (45.7)
		16s	-	12.15	47.5

Tab. 1 reveals the relationship of stiffness in 3-point bending on a dowel vertical position. The highest MOE_T was achieved for the joint with a dowel located in the middle (mean value is 9.33 GPa) and the lowest MOE_T was recorded for joint with dowel at the top position (mean value is 7.36 GPa). The middle value of mean MOE_T was achieved when the dowel was in the bottom position (8.58 GPa). The sample 8t exhibited an extreme value of MOE_T (6.13 GPa), which can be attributed to high number of inherent faults in wood such as knots and drying cracks. In the 4-point bending tests, the mean experimental MOE_F was 8.40 GPa, which gives approx. 28% reduction with respect to mean MOE_F of the reference beams. In terms of maximal load (F_{max}) in the 3-point bending test, the influence of the dowel position is less interpretable because of both a significant variance of maximal force ranging from 17 to 37.6 kN and because the corresponding numerical study that could support the findings was not conducted. Nonetheless, the results (Tab. I) indicate that the dowel vertical position does not have such an influence on F_{max} as on MOE. Rather, the maximal load is impacted by geometrical intolerances and wood properties, especially in direction perpendicular to grain. The reason is that the most of the tested joints failed at the oblique faces in that direction. In the 4-point bending tests the mean value of maximum load was 24.9 kN, slightly lower than the mean in the 3-point bending tests which

resulted in 28.02 kN. This gives the positive message since in real structures the joints are rarely loaded only in pure bending mode, but more often it is loaded by combined bending and shear. The correlations between F_{\max} and MOE are very low for both bending modes. For the 3-point bending test the Pearson correlation coefficient is 0.43 and for the 4-point bending it is 0.1. Therefore, the prediction of the strength from the stiffness is rather low and, again, it reveals how much the wood is heterogeneous and variable at such large scale of specimens.

The result of the contact length analysis is showed in Tab. II. It indicates that for 3-point bending test there is different behavior on both faces of the joint (43.8% vs. 19.9%). Despite the fact, there are not many specimens measured due to their sizes, it indicates that both faces of the joint are loaded by different conditions (asymmetrically). This is often the case in real constructions. If we also consider the imperfections in joint geometry that are commonly present in real constructions due to their *in situ* manufacture, the load transfers are very various and may lead to deformation on very local areas (20% of length). The symmetric setup in 4-point bending is not comparable to the results of 3-point bending and represent more ideal conditions. Even here we see that mean contact length is about 31%.

Table 2: Mean contact length achieved for the 3-point and 4-point bending tests; in brackets: standard deviation in [%]

	Face	No. of samples	Mean contact length (std. dev.) at 10 kN in [%]
3-point bending (asym.)	1	2	43.8 (14.7)
	2	2	19.9 (4.5)
4-point bending (sym.)	1=2	4	30.7 (13.1)

Although we do not compare the groups, both results are advantageous and can be used in structural analytic calculation of trusses. Nevertheless, in the group of 4-point bending there can be seen also very high standard deviation even though number of samples is twice higher than for 3-point bending. This behavior is commonly obtained in measurement of organic and heterogeneous materials as wood. Thus, higher standard deviation in determination of contact length does not invalidate the results. The result emphasizes the importance of such algorithm in timber joints' analyses for more precise quantification of contact phenomena that can include also sliding. The contact length varies substantially with the change of load as seen in Fig. 4.

For the purpose of a structural analysis it is important to set well the acting force/bending moment level at which the contact length should be read. This task is crucial and should be made with regard to the loads present in the designed structure. The algorithm has a few features which should be discussed. First, before the faces come into contact the results are questionable because the objects are free to move and the values obtained from the zero finding procedure can be extreme. Second, although the contact length is known, the stress distribution over the contact area is not known due to the fact that all DIC measurement is only at the surface and may substantially vary within the beam thickness. However, for the timber joint research it is not as important and an assumption of uniform distribution of loads spread over the contact length can be accepted. Another problem connected to the acquisition of contact length is the need of synchronization of the camera and the driver which measures the quantities (forces, displacements). This issue is critical because standard cameras have minimum delay between the acquisition of pictures about three seconds, which may invalidate the results. This problem can be solved using small number of cycles with very small load in the beginning of the measurement which produces enough data for later synchronization.

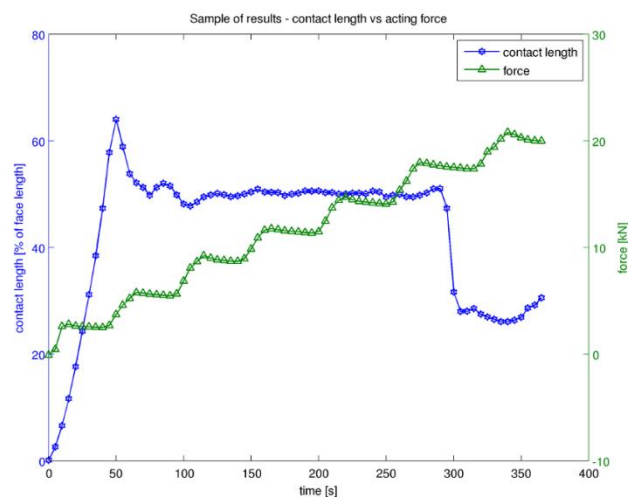


Figure 4: Contact length at oblique face in a course of time and related to force

Conclusions

Within the work, the full-size timber joints were measured in terms of their effective stiffness and strength and further examined using digital image correlation (DIC) to investigate contact length of the joint on its oblique face. The joint with oblique faces and dowel provided enough effective stiffness, ie. 73–93% for 3-point bending test and 71% for 4-point bending with respect to MOE measured on reference solid beams. Effective strength of the joint was also relatively high in a range of 55% and 60% with respect to reference solid beam for both 3-point and 4-point bending tests, respectively. Effect of the vertical position of a dowel was also proved for 3-point bending test, the highest MOE was obtained when dowel was in a neutral axis of beam, the lowest in a top of beam cross-section. An investigation of contact length that is important parameter for structural design of beams and joints was carried out using new algorithm based on digital image correlation. The proposed algorithm is efficient and provides quick information about the contact length from images. Moreover, the proposed technique is partially able to take into a consideration also the third dimension of the contact zone that is not visible for the camera, e.g. although in 2D there is only a gap between the two interfaces visible, if there is contact present in the non-visible depth, the surface points do not move either. Thus, the algorithm is able to recognize this issue without precise quantification in 3D. Mean contact length in symmetrical 4-point bending was about 31%, for asymmetrical 3-point bending test, it was approx. 20% on face closer to support and 44% on a face closer to loads.

Acknowledgement: The authors thank to project NAKI DF12P01OVV004 provided by the Ministry of Culture of the Czech Republic.

References

- Aman, R.L., West, H.A., Cormier, D.R. 2008 An evaluation of loose tenon joint strength. *Forest Prod. J.*, 58(3): 61–64.
- Bodig, J., Jayne, B.A. 1993 *Mechanics of wood and wood composites*. Krieger Pub, New York.
- Branco, J.M., Piazza, M., Cruz, P.J. S. 2011 Experimental evaluation of different strengthening techniques of traditional timber connections. *Eng. Struct.*, 33: 2259–2270.
- ČSN EN 408 Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties. Czech Office for Standards, Metrology and Testing. 2012.

- Dorn, M., De Borst, K., Eberhardsteiner, J. 2013 Experiments on dowel-type timber connections. *Eng. Struct.*, 47: 67–80.
- Feio, A.O., Lourenc, P.B., Machado, J.S. 2013 Testing and modeling of a traditional timber mortise and tenon joint. *Mater Struct.* DOI 10.1617/s11527-013-0056-y.
- Forsberg, F., Mooser, R., Arnold, M., Hack, E., Wyss, P. 2008 3D micro-scale deformations of wood in bending: synchrotron radiation μ CT data analyzed with digital volume correlation. *J. Struct. Biol.*, 164(3): 255–262.
- Forsberg, F., Sjudahl, M., Mooser, R., Hack, E., Wyss, P. 2010 Full Three-Dimensional Strain Measurements on Wood Exposed to Three-Point Bending: Analysis by Use of Digital Volume Correlation Applied to Synchrotron Radiation Micro-Computed Tomography Image Data. *Strain*, 46(1): 47–60.
- Ivanov, V., Augsburg, K. 2008 Assessment of Tire Contact Properties by Nondestructive Analysis. Part 1. The Contact Length in the Region of Adhesion at Slow Rolling Velocities. *J. Frict Wear+*, 29(5): 362–368.
- Jandejsek, I., Nachtrab, F., Uhlmann, N., Vavřik, D. 2011 X-ray dynamic defectoscopy utilizing digital image correlation. *Nuclear instruments & methods in physics research section A-accelerators spectrometers detectors and associated equipment. 11th International Workshop on Radiation Imaging Detectors*, 633(1): 185–186.
- Johansen, K.W. 1949 Theory of timber connections. *International Association of Bridge and Structural Engineering Publications*, 9: 249–62.
- Kar, C., Mohanty, A.R. 2008 Determination of time-varying contact length, friction force, torque and forces at the bearings in a helical gear system. *J.Sound Vib.*, 309(1–2): 307–319.
- Kunecký, J., Sebera, V., Tippner, J., Arciszewska-Kedzior, A., Hasnikova, H., Kloiber, M. 2015 Experimental assessment of historical full-scale timber joint accompanied by a finite element analysis and digital image correlation. *Constr. Build. Mater.*, 76:24–33.
- Li, Y. F., Tsai, M. J., Liao, C. N., Tsai, J. H. 2009. Effects of Tenon Depths and Bolt Constraint Conditions on the Mechanical Behavior of Semirigid Joints of Wooden Historical Buildings. *Adv. Struct Eng.*, 12(3): 349–358.
- Likos, E., Haviarova, E., Eckelman, C. A., Erdil, Y. Z., Ozcifci, A. 2012. Effect of tenon geometry, grain orientation, and shoulder on bending moment capacity and moment rotation characteristics of mortise and tenon joints. *Wood Fiber Sci.*, 44(4): 462–469.
- Mackerle, J. 2003. Finite element analysis of fastening and joining: A bibliography (1990–2002), *Int. J. Pres. Ves. Pip.*, 80: 253–271.
- Muszyński, L., Launey, M. E. 2010. Advanced imaging techniques in wood-based panels research. In: Thoemen, H., Irle, M., Sernek, M. (eds.), *Wood-Based Panels – An Introduction for Specialists*. Brunel University Press, 177–201.
- Ojolo, S. J., Awe, O. 2011. Investigation into the Effect of Tool-Chip Contact Length on Cutting Stability, *JETEAS*, 2(4): 626–630.
- Parisi, M. A., Piazza, M. 2000. Mechanics of plain and retro_tted traditional timber connections. *J. Struct. Eng.*, 126(12): 1395–1403.

- Schober, K. U. 2000. Numerical simulation of contact problems – traditional timber joints under monotonous loading. Universitat Dortmund. 13.
- Stemolkas, J. W., Zink A. G., Loferski, J. R. 1997. Image correlation analysis of multiple-bolt wood connections. Wood Fiber Sci., 29(3): 210–227.

5 ZÁVĚR

Disertační práce analyzuje mechanické chování celodřevěných konstrukčních spojů se zaměřením na dřevěné spojovací prostředky - kolíky. Analýza je založena na kombinaci teoretických (analytických), experimentálních a numerických přístupů. První část experimentálního měření zahrnovala stanovení elasto-plastických materiálových charakteristik dřeva smrku (*Picea abies* L. Karst.) a buku (*Fagus sylvatica* L.) při tahovém, tlakovém, ohybovém a smykovém zatížení. Experimentální analýza mechanické odezvy celodřevěných spojů převážně plátového typu s kolíkem v nosné funkci tvořila druhou část experimentálního měření. Predikce mechanického chování experimentálně testovaných spojů byla v převážné většině postavena na teoretickém základu souhrnně publikovaném v Eurokódu 5.

Nosnou částí práce jsou numerické analýzy mechanického chování celodřevěných spojů, které jsou založeny na metodě konečných prvků s využitím parametrického modelování struktur. V první fázi byly sestaveny, kalibrovány a verifikovány elasto-plastické materiálové modely smrku a buku, přičemž směrodatnými vstupy byly experimentálně stanovené materiálové charakteristiky obou dřev. Funkční materiálové modely byly ve druhé fázi využity pro numerické analýzy celodřevěných spojů testovaných i experimentálně, ale především pro parametrické modely komplexních celodřevěných soustav.

Analýzy samostatných celodřevěných spojů kolíkového typu prokázaly, že průměr kolíku je klíčovým parametrem, od kterého se odvíjí únosnost a způsob porušení spoje. Obecně lze říci, že se zvětšujícím se průměrem kolíku se zvyšuje únosnost spoje, přičemž dochází ke snižování poměru hloubky a celkové plochy otláčení, což omezuje možnost vysouvání kolíku a vede ke zvyšování střížného napětí v průřezu kolíku. Praktickým důsledkem pozorované charakteristiky je měnící se způsob porušení spoje od velkého otláčení okolního materiálu s vysunutím kolíku po malé otláčení bez vysouvání s ustříhnutím kolíku. Charakteristickým rysem, který se objevuje těsně před dosažením únosnosti spoje, je iniciace smykové trhliny v podélné ose kolíku. Smyková trhlina je zpravidla kolmá na směr osového zatížení spoje, přičemž pokud dřeňové paprsky na průřezu kolíku sdílí tuto orientaci také, smyková trhlina se objevuje podstatně dříve a může mít vliv i na vlastní způsob porušení spoje a jeho únosnost.

Pomocí numerických analýz komplexních celodřevěných soustav byla identifikována vhodná místa pro umístění celodřevěných spojů kolíkového typu v rámci

různých prvků celodřevěné soustavy, která zajistí zachování celkové tuhosti konstrukce. Z toho vyplývá, že lze protézovat jakoukoliv část historické dřevěné konstrukce s využitím celodřevěných spojů, aniž by došlo k výraznému snížení tuhosti celé soustavy.

Výsledky této disertační práce ukazují, že numerické analýzy postavené na vhodně zvolených experimentech a obecně platné teorii jsou velmi efektivním nástrojem pro predikci mechanického chování celodřevěných konstrukčních spojů a komplexních soustav. Proto se jeví jako přínosné navázat na tuto práci výzkumem, v rámci kterého by měly být sestaveny materiálové modely dalších druhů dřev. Potenciál parametrických numerických modelů lze zúročit aplikací na další běžně používané typy spojování, jako jsou např. čepy nebo rybiny.

6 SUMMARY

Doctoral thesis deals with analyses of mechanical behavior of all-wooden construction joints focused to wooden fasteners - dowels. Analysis is based on combination of the theoretical (analytical), experimental and numerical approaches. First part of the experimental measurement is focused on determination of the elasto-plastic material characteristics of Norway spruce (*Picea abies* L. Karst.) and European beech (*Fagus sylvatica* L.) from tension, compression, bending and shear tests. The experimental analysis of mechanical response of the lapped scarf joint with wooden dowels formed the second part of the experimental measurement. The prediction of the mechanical behavior of experimentally tested wooden joints was mostly based on the theoretical knowledge summarized in Eurocode 5.

The crucial part of the present thesis is numerical assessment of the mechanical behavior of all-wooden joints, which is based on the finite element method with using parametric modelling of the structures. Within the first phase, elasto-plastic material models of spruce and beech wood were assembled, calibrated and verified, whereby the experimentally determined material characteristics of studied wood species were used as reliable data input. Within the second phase, functional material models were used for numerical analyses of the experimentally tested all-wooden joints, but were used mainly for parametric models of complex all-wooden structures.

An analyses of the all-wooden dowel-type joints showed, that the dowel diameter is a key parameter, which determines the capacity and failure mode of the joint. Generally, with increasing dowel diameter the load bearing capacity is increased, while reduction of the ratio between total area and embedment yield deformation occur, which limits the possibility of ejecting the dowel and leads to an increase shear stress in the dowel. The practical consequence of the observed characteristic is the changing way of the connection failure from large deformation in the surrounding material with dowel ejecting to a small deformation without ejecting with dowel shear off.

A characteristic feature that occurs before the load capacity of connection is the initiation of shear cracks in the longitudinal axis of the dowel. Shear crack is generally perpendicular to the direction of axial connection load, and when the pith rays are on the cross-dowel shares this orientation also, the shear crack occurs much earlier and may also affect its own way failure of the joint and its capacity.

With using of numerical analyses of complex wooden structures the suitable location for placement of the all-wooden dowel-type joints within various elements-wood structures that ensures the overall stiffness of the structure was identified. Consequently, any part of the historic wooden structure using all-wooden connection can be replaced, without significant reduction in rigidity of the entire structure.

The results of present thesis show that the numerical analysis based on an appropriate experiments and generally accepted theory are a very effective tool to predict mechanical behavior of all-wooden construction joints and complex wooden structures. Therefore it seems to be useful to continue with research, and compile material models of other wood species. The potential of the parametrical numerical models can be also used for other commonly applied wooden connections, such as mortise and tenon or dovetail.

7 POUŽITÁ LITERATURA

- ANSYS Mechanical APDL, Release 14.5, Help System, ANSYS, Inc.
- Arciszewska-Kędzior A., Kunecký J., Hasníková H., Sebera V. (2015) Lapped scarf joint with inclined faces and wooden dowels: Experimental and numerical analysis. *Eng Struct* 94:1-8.
- ASTM D143 (1994) Standard test methods for small clear specimensof timber. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, USA.
- ASTM D2395 (2014) Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Wood and Wood-Based Materials. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, USA.
- Awadalla H.S.F., El-Dib A.F., Mohamad M.A., Reuss M. Hussein, H.M. S. (2004) Mathematical modelling and experimental verification of wood drying process. *Energy Conversion and Management* 45: 197-207.
- Bariska M., Kučera L. J. (1985) On the fracture morphology in wood. Part 2: Macroscopical deformation upon ultimate axial compression in wood. *Wood Sci Technol* 19(1): 19-34.
- Bekhta P., Lecka J., Morze Z. (2003) Short-term effect of the temperature on the bending strength of wood-based panels. *Holz als Roh - und Werkstoff* 61(6): 423-424.
- Benson T. (1997) *The Timber-Frame Home - Design, Construction, Finishing*. Second Edition, Taunton Press, Inc., pp 4-22.
- Bergman R., Carll Ch.G., Clausen C.A., Dietenberger M.A., Falk R.H., Frihart Ch.R., Glass S.V., Hunt Ch.G., Ibach R.E., Kretschmann D.E., Rammer D.R., Ross R.J. Stark N.M. (2010) *Wood Handbook, Wood as an Engineering Material (All Chapters)*. Forest Products Laboratory. General Technical Report FPL-GTR-190. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 508 p.
- Bodig J. (1965) The effect of anatomy on the initial stress-strain relationship in transverse compression. *Forest Prod J* 15(5): 197-202.
- Bodig J. Jayne A. (1982) *Mechanics of wood and wood composites*. New York, NY. Van Nostrand Reinhold. 712 pp.
- Branco J.M., Cruz P.J.S., Piazza M. (2009) Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections. *Constr Build Mater* 23: 400-410.
- Branco J.M., Descamps T. (2015) Analysis and strengthening of carpentry joints. *Constr Build Mater* 97: 34-47.
- Brungraber R.L. (1985) *Traditional timber joinery: a modern analysis*. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Stanford University, Palo Alto, CA.
- BS 373 (1957) *Methods of testing small clear specimens of timber*. British Standard Institution, London, UK.
- Bulleit W.M., Sandberg L.B., Drewek M.W., O'Bryant T.L. (1999) Behavior and modeling of wood-pegged timber frames. *J Struct Eng* 125:3-9.

- Burnett D.T., Clouston P., Damery D.T., Fiset P., (2003) Structural properties of pegged timber connections as affected by end distance, Forest Product Society, University of Massachusetts.
- Carlsson P., Esping B. (1997) Optimization of the wood drying process. *Structural Optimization* 14(4): 232-241.
- Combena J. (1964) The effect of low temperatures on the strength and elastic properties of timber. *J Inst Wood Sci* 13: 44-55.
- Côté W.A. Hanna R.B. (1983) Ultrastructural characteristics of wood fracture surfaces. *Wood Fiber Sci* 15(2): 135-163.
- Dahlblom O., Ormarsson S., Petersson H. (1996) Simulation of wood deformation processes in drying and other types of environmental loading. In *Annales des sciences forestieres* 53(4): 857-866.
- Dalík J. (1997) *Numerické metody*. Akademické nakladatelství CERM, s.r.o. Brno, 145 p.
- Daudeville L., Davenne L., Yasumura M. (1999) Prediction of the load carrying capacity of bolted timber joints. *Wood Sci Technol* 33: 15–29.
- Davids W.G., Landis E.N. Vasic S. (2003) Lattice models for the prediction of load-induced failure and damage in wood. *Wood Fiber Sci* 35: 120-134.
- del Coz Díaz J.J., García Nieto P. J., Lozano Martínez-Luengas A., Suarez Domínguez F. J. Domínguez Hernández J. (2013) Non-linear numerical analysis of plywood board timber connections by DOE-FEM and full-scale experimental validation. *Eng Struct* 49: 76-90.
- Dhatt G., Lefrançois E., Touzot G. (2012) *Finite element method*. John Wiley & Sons.
- DIN 1052 (2004) *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- Drow J.T. (1945) Effect of moisture content on the compressive, bending, and shear strengths, and on the toughness of plywood. U.S. For. Serv. Rep. No. 1519. U.S. Dep. Agric., For. Serv., For. Prod. Lab., Madison, WI.
- El Kouali M. Vergnaud J.M. (1991) Modeling the process of absorption and desorption of water above and below the fiber saturation point. *Wood Sci Technol* 25(5): 327-339.
- EN 1995 (2004) *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*
- EN 26891 (1994) *Timber Structures. Joints Made with Mechanical Fasteners. General Principles for the Determination of Strength and Deformation Characteristics*. European Committee for Standardization, Brussels.
- EN 383 (2007) *Timber Structures - Test Methods - Determination of Embedment Strength and Foundation Values for Dowel Type Fasteners*. European Committee for Standardization, Brussels.
- Eriksson K.E. (1981) Fungal degradation of wood components. *Pure Appl. Chem*, 53(1): 33-43.

- Fahlbusch H. (1949) A contribution to the problem of the bearing strength of bolts in wood under static loads. Report No. 49-09, Institute for Mechanical Construction and Carpentry, Braunschweig, Germany (translated from German; Translation No. 218 from Research Information Service, New York; translated for USDA Forest Serv. Forest Prod. Lab., Madison, WI, in May, 1955).
- Feio A.O., Lourenço P.B. Machado J.S. (2008) Capacity of a traditional timber mortise and tenon joint. *Structural Analysis of Historic Construction – D’Ayala & Fodde* (eds). pp 833-841.
- Ferreira C.F., D’Ayala D., Cabo, J.L.F., Díez R. (2013) Numerical Modelling of Historic Vaulted Timber Structures. *Advanced Materials Research* 778: 517-525.
- Gerhards C.C. (1982) Effect of moisture content and temperature on the mechanical properties of wood: An analysis of immediate effects. *Wood Fiber Sci* 14(1): 4-36.
- Gerner M. (2003) *Tesařské spoje*. Grada Publishing.
- Giordano G. (1999) *Tecnica delle costruzioni in legno: caratteristiche, qualificazione e normazione dei legnami da costruzione, progettazione e controllo delle strutture lignee tradizionali*. 5. ed. aggiornata. Milano: U. Hoepli.
- Green D.W. Evans J.W. (1989) Moisture content and the mechanical properties of dimensioned lumber. in *In-grade testing of structural lumber*, Proc. 47363. Forest Products Research Society, Madison, WI. pp 44-55.
- Green D.W., Kretschmann D.E. (1994) Moisture content and the properties of clear Southern pine. Madison, WI: US Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory.
- Harada M., Hayashi Y., Hayashi T., Karube M. Ohgama T. (2005) Effect of moisture content of members on mechanical properties of timber joints. *J Wood Sci* 51(3): 282-285.
- Heine CH.P. (2001) *Simulated Response of Degrading Hysteretic Joints With Slack Behavior: Chapter 2*. Ph.D. Thesis.
- Hill M.D. Eckelman C.A. (1973) Flexibility and bending strength of mortise and tenon joints. *Furniture Design & Manufacturing magazine*, pp 25-33.
- Hong J. Barrett D. (2008) Wood material parameters of numerical model for bolted connections - Compression properties and embedment properties. In *10th World Conference on Timber Engineering*.
- Hradil P. (2007) *Analýza působení polotuhých mechanických spojů v dřevěných konstrukcích*. Brno. Disertační práce.
- Chen C.J., Lee T.L., Jeng D.S. (2003) Finite element modeling for the mechanical behavior of dowel-type timber joints. *Comput Struct* 81 (30): 2731-2738.
- Choi D., Thorpe J.L., Côte, W.A. Hanna R.B. (1996) Quantification of compression failure propagation in wood using digital image pattern recognition. *Forest Prod J* 46(10): 87-93.
- Church J.R. (1995) *Characterization of Factors Influencing the Bearing Strength of Wood Pegged Connections*. M.S. Thesis, University of Idaho.

- Itany R.Y., Faherty K.F. (1984) Structural wood research, state-of-the-art and research needs. New York, ASCE.
- Johansen K.W. (1949) Theory of timber connections. *International Association for Bridge and Structural Engineering* 9: 249-262.
- Kessel M.H. (1988) The Reconstruction of an Eight-Floor Timber Frame House at Hildesheim (FRG). *Proceedings, International Conference on Timber Engineering, Seattle, WA*, pp 415-421.
- Kolář V., Němec I., Kanický V. (1997) FEM: Principy a praxe metody konečných prvků. Praha, Computer Press, 402 p.
- Kollmann F. (1940) The mechanical properties of wood of different moisture content within -200° to +200°C temperature range. *VDI-Forschungsh* 403(11): 1-18.
- Koponen S., (1991) Embedding characteristics of wood in the grain direction. Report 25, Helsinki University of Technology, Laboratory of Structural Engineering and Building Physics. Espoo, Finland. 21 pp. + appendices.
- Kowalski S.J. Musielak G. (1999) Deformations and stresses in dried wood. In *Porous Media: Theory and Experiments* pp. 239-248.
- Koželouh B. (1998) Dřevěné konstrukce podle EUROKÓDU 5 STEP 1 - překlad; Bohumil Koželouh.
- Kučera L.J., Bariska M. (1982) On the fracture morphology in wood. Part 1: A SEM-study of deformations in wood of spruce and aspen upon ultimate axial compression load. *Wood Sci Technol* 16(4): 241-259.
- Kuipers J., Vermeyden P. (1965) The ratio between strength and allowable loads on timber joints. In *Proc. International Symposium on Joints in Timber Structures*, London, UK.
- Kuklík P., Kuklíková A. (2010) Navrhování dřevěných konstrukcí: příručka k ČSN EN 1995-1. Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT.
- Kunecký J., Arciszewska-Kędzior A., Sebera V., Hasníková H. (2015a) Mechanical performance of dovetail joint related to the global stiffness of timber roof structures. *Mater Struct* 49: 2315-2327.
- Kunecký J., Sebera V., Hasníková H., Arciszewska-Kędzior A., Tippner J., Kloiber M., (2015c) Experimental assessment of a full-scale lap scarf timber joint accompanied by a finite element analysis and digital image correlation. *Constr Build Mater* 76: 24-33.
- Kunecký J., Sebera V., Tippner J., Hasníková H., Kloiber M., Arciszewska-Kędzior A., Milch J. (2015b) Mechanical performance and contact zone of timber joint with oblique faces. *Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis* 63(4): 1153-1159.
- Lantos G. (1969) Load distribution of a row of fasteners subjected to lateral load., In *Wood Science* 1(3): 129-136.
- Larsen H. J., Sorensen E. (1973) Joints with conical steel pins. Pages 661-671 in *Proc. IUFRO-5 Meeting. Vol 2. Republic of South Africa.*

- Larsen H.J. (1973) The Yield Load of Bolted and Nailed Joints. Proceedings of the International Union of Forestry Research Organization – Division V Conference, 645-654.
- Larson M.G., Bengzon F. (2013) The finite element method: theory, implementation, and applications (Vol. 10). Springer Science & Business Media.
- Lhuede P. (1987) Loads in bolted limber joints stressed perpendicular to the grain. *J Inst Wood Sci* 1 1(2): 17- 25.
- Lokaj A., Vavrušová K. (2007). Nahodilost materiálových charakteristik prvků dřevěných konstrukcí. VIII. Celostátní konference se zahraniční účastí: Spolehlivost konstrukcí.
- Mackerle J. (2005) Finite element analyses in wood research: a bibliography. *Wood Sci Technol* 39(7): 579-600.
- Madenci E. Guven I. (2005) The finite element method and applications in engineering using Ansys. 686 p.
- Marek P., Brozzetti J., Guštar M., Tikalsky P. (2003) Probabilistic assessment of structures using Monte Carlo simulation: background, exercises and software. ITAM - Academy of Sciences of Czech Republic. 472 pp.
- Materna A., Lokaj A. (2008) Dřevěné konstrukce: Příručka 1: Kapitola 7. Výukové materiály pro navrhování a zkoušení dřevěných konstrukcí – TEMTIS.
- McLain T.E., Thangjitham S. (1983) Bolted wood-joint yield model. *J Struct Eng* 109(8): 1820-1835.
- Mikeš K. (2005) Navrhování ocelových a dřevěných konstrukcí – Statika historických dřevěných konstrukcí. 103-112.
- Miller J. F. (2009). Capacity of Pegged Connections. TFEC, Technical Bulletin No. 01
- Möller, T. (1951) En ny metod för beräkning av spikförband, In Report No. 117, Chalmers University of Technology, Švédsko.
- Moses D.M., Prion H.G. (2002) Anisotropic plasticity and failure prediction in wood composites. Research Report. University of British Columbia, Canada, pp 1-22.
- Natterer J., Herzog T., Volz M. (1991) *Holzbau atlas zwei*. Edition française, Presses polytechniques et universitaires romandes, Le Mont-sur Lausanne, Švýcarsko.
- Niemz P. (1993) *Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*. DRWVerlag, Leinfelden-Echterdingen, 212 p.
- Novosseletz K., Šulek M. (2008) Spojování dřevěných prvků krovu.
- Okuyamta T. (1974) Effect of strain rate on mechanical properties of wood. IV. On the influence of the rate of deflection and the temperature to bending strength of wood. *J Jap Wood Res Soc* 20(5): 210-216.
- Okuyamta T. (1975) Effect of strain rate on mechanical properties of wood. V. On the influence of the temperature to impact bending strength. *J Jap Wood Res Soc* 20(5): 210-216, 21(4): 212-216.
- Panshin A.J., de Zeeuw C. (1980) *Textbook of wood technology*. 4th ed. McGraw-Hill Book Company, New York. NY. 722 p.

- Parisi M.A., Piazza M. (2000) Mechanics of plain and retrofitted traditional timber connections. *J Struct Eng* 126(12): 1395-1403.
- Partl M., Strassler H. (1977). Effect of temperature on the static and impact bending behavior of spruce wood. *Holzforsch. Holzverwert* 29(5): 94-101.
- Petruška J. (2003) Počítačové metody mechaniky II – Metoda konečných prvků. VUT v Brně. 88 s.
- Racher P., Rouger F. (1994) Serviceability limit states – A proposal for updating Eurocode 5 with respect to Eurocode 1. In: Of CIB W 18 – Meeting 27, Sydney, Australia, Paper 27-20-3.
- Rammer D.R., McLean D.I. (1996) Shear strength of wood beams. In National Conference on Wood Transportation Structures (Vol. 94, p. 168). Forest Products Laboratory.
- Rammer D. R., Winistorfer S. G. (2001). Effect of moisture content on dowel-bearing strength. *Wood Fiber Sci* 33(1): 126-139.
- Sano E. (1961) Effects of temperature on the mechanical properties of wood. I. Compression parallel-to-grain. II. Tension parallel-to-grain. III. Torsion test. *J Jap Wood Res Soc* 7(4): 147-150; 7(5): 189-191; 7(5): 191-193.
- Santos C.L., de Jesus A.M., Morais J.J. Lousada J.L. (2009) Quasi-static mechanical behaviour of a double-shear single dowel wood connection. *Constr Build Mater* 23(1): 171-182.
- Sebera V. (2013) Výpočetní modelování vybraných kompozitů na bázi dřeva. Disertační práce. Mendelu v Brně. 117 s.
- Sellevold E.J., Radjy F., Hoffmeyer P. Bach, L. (1975) Low temperature internal friction and dynamic modulus for beach wood. *Wood Fiber Sci* 7(3): 162-169.
- Schachner H., Reiterer A. Stanzl-Tschegg S.E. (2000) Orthotropic fracture toughness of wood. *Journal of Materials Science Letters* 19(20): 1783-1785.
- Schmidt R.J., MacKay R.B. (1997) Timber frame tension joinery. Dept. of Civil and Architectural Engineering, University of Wyoming.
- Schmidt R.J., Miller J.F., (2004) Capacity of Pegged Mortise and Tenon Joiner, Department of Civil and Architectural Engineering University of Wyoming Laramie, WY 82071.
- Schmidt M., Blass H.J., Frasson R.P.M. (2002) Effect of Distances, Spacing and Number of Dowels in a Row on the Load Carrying Capacity of Connections with Dowels, Failing by Splitting, In. International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 - Timber Structures, Kyoto, Japan, 2002, 12 p.
- Smith C.B. (1944) Effect of Elliptic or Circular Holes on the Stress Distribution in Plates of Wood or Plywood Considered as Orthotropic materials (No. FPL-1510). Forest Products Lab Madison Wis.
- Smith I.A., Whale L.R.J. (1986) Mechanical timber joints. In TRADA Research report 18/86, Hughenden Valley, UK.

- Smith I., Whale L.R., Anderson C., Hilson B.O., Rodd, P.D. (1988) Design properties of laterally loaded nailed or bolted wood joints. *Can J Civil Eng* 15(4): 633-643.
- Sobon J., Schroeder R. (1984) *Timber Frame Construction*. Garden Way Publishing, pp 3-15.
- Sousa H.S., Sørensen J.D., Kirkegaard P.H., Branco J.M., Lourenço, P.B. (2013) On the use of NDT data for reliability-based assessment of existing timber structures. *Eng Struct* 56: 298-311.
- Sulzberger P.H. (1943) The effect of temperature on the strength properties of wood, plywood, and glued joints. Australia. Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, *Journal* 16: 263-265.
- Superelements and Global-Local Analysis (2012) 12 p. Dostupné z: <http://www.colorado.edu/engineering/cas/courses.d/IFEM.d/IFEM.Ch10.d/IFEM.Ch10.pdf>
- Škabrada J. (2003) *Konstrukce historických staveb*. Vyd. 1. Praha: Argo, 395 p.
- Tampone G. (1996) *Il restauro delle strutture di legno*. Hoepli, Milano, pp 101-123.
- Tampone G., Mannucci, M. Macchioni, N. Gambetta, A. (2002) *Strutture di legno: cultura, conservazione, restauro*. Milano. De Lettera.
- Trayer W. (1932) The bearing strength of wood under bolts. Technical Bulletin No. 332. USDA. Washington, DC. 40 p.
- Tsuzuki K., Takemuraan T. Asano I. (1976) Physical properties of wood-based material at low temperatures. I. The bending strength of wood as related to temperature and specific gravity. *J. Jap. Wood Res Soc* 22(7): 381-386.
- Vašek M. (2005) *Navrhování ocelových a dřevěných konstrukcí – Poučení z havárií ocelových a dřevěných konstrukcí*. pp 91-102.
- Wagenführ R., Scheiber C. (2007) *Holzatlas*. Leipzig: Fachbuchverlag.
- Wilkinson T.L. (1991) Dowel bearing strength. Res. Pap. FPL-RP-505. USDA Forest Serv., Forest Prod. Lab., Madison, WI. 9 pp.
- Wilkinson T.L., Rowlands R.E. (1981). Analysis of mechanical joints in wood. *Experimental Mechanics*, November, pp 408-414.
- Wille F. (1950) *Holzbau im Hoch – und Brückenbau*. Oldenburg.
- Wilson T.R.C. (1932) Strength-moisture relations for wood. USDA Tech. Bull. No. 282. U.S. Dep. Agric., Washington, D. C.
- Winistorfer G. (1994) Validation of the European yield model for nailed connections. in *Proc. Structures Congress '94*. Atlanta, GA. April 24-28 1994. American Society of Civil Engineers, New York, NY.
- Yoshihara H., Tsunematsu S. (2006) Feasibility of estimation methods for measuring Young's modulus of wood by three-point bending test. *Mater Struct* 39(1): 29-36.
- Zhou S. (1998) The numerical prediction of material failure based on the material point method. Ph.D. Thesis, University of Mexico, Albuquerque, NM.
- Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., Zhu J.Z. (2006) *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*. Butterworth-Heinemann 6th edition. 752 p.

- Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. (1977) The finite element method (Vol. 3). London: McGraw-hill.
- Zink-Sharp A., Stelmokas J.S., Gu H.M. (1999) Effects of wood anatomy on the mechanical behavior of single-bolted connections. Wood Fiber Sci, 31(3): 249-263.