

Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine 

Tagungsband

KARLSRUHER TAGE 2016

# HOLZBAU

Forschung für die Praxis

06. – 07. Oktober 2016



Rainer Görlacher (Hrsg.)

**Karlsruher Tage 2016 – Holzbau**

Forschung für die Praxis

Karlsruhe, 06. Oktober – 07. Oktober 2016





# Karlsruher Tage 2016 – Holzbau

Forschung für die Praxis

Karlsruhe, 06. Oktober – 07. Oktober 2016

Rainer Görlacher (Hrsg.)

## Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)  
KIT Scientific Publishing  
Straße am Forum 2  
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark of Karlsruhe  
Institute of Technology. Reprint using the book cover is not allowed.

[www.ksp.kit.edu](http://www.ksp.kit.edu)



*This document – excluding the cover, pictures and graphs – is licensed  
under the Creative Commons Attribution-Share Alike 3.0 DE License  
(CC BY-SA 3.0 DE): <http://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/de/>*



*The cover page is licensed under the Creative Commons  
Attribution-No Derivatives 3.0 DE License (CC BY-ND 3.0 DE):  
<http://creativecommons.org/licenses/by-nd/3.0/de/>*

Print on Demand 2016

ISBN 978-3-7315-0577-8

DOI 10.5445/KSP/1000058398

# Vorwort

2016 finden wieder die Karlsruher Tage mit dem Schwerpunkt Holzbau statt. Wie auch in den zurückliegenden Jahren sind die Karlsruher Tage das Bindeglied zwischen Forschung und Praxis und ermöglichen einen intensiven Erfahrungsaustausch.

Folgende Themenschwerpunkte werden behandelt:

## **Neue Entwicklungen in der Verbindungstechnik**

Die hohe Zugfestigkeit von BauBuche kann nur dann sinnvoll genutzt werden, wenn leistungsfähige Verbindungen zur Verfügung stehen. Hierzu eignen sich eingeklebte Gewindestangen und selbstbohrende Schrauben. Insbesondere bei Fachwerkträgern sind neue Materialien und Verbindungstechniken für eine Steigerung der Wirtschaftlichkeit erforderlich.

## **Brettsperrholz**

Obwohl die Anforderungen an Brettsperrholz in der Norm EN 16351 geregelt werden, sind für die Anwendung weiterhin Forschungs- und Entwicklungsarbeiten notwendig. So wird in einem Beitrag über Schubverbindungen zwischen einzelnen Brettsperrholzscheiben berichtet, während ein weiterer Beitrag sich mit dem Verhalten von BSP im Brandfall und der Tragfähigkeitsberechnung beschäftigt.

## **Holzkonstruktionen**

Die statische Berechnung von historischen Dachtragwerken ist für den Tragwerksplaner immer wieder eine große Herausforderung. Über die globale Tragwirkung und das Tragverhalten von Blattverbindungen wird berichtet. Salzsilos in Holz-Dauben-Bauweisen werden mit immer größerem Volumen erstellt und erfordern ein neues, realitätsnahes Nachweiskonzept. Die Eigenschaften von Bambus, der auch als Konstruktionswerkstoff verwendet werden kann, werden dargestellt und seine Eignung an einem Beispiel erläutert. Holzbrücken sollen robust und dauerhaft sein. Ermöglicht wird dies mit semi- und vollintegralen Bauweisen.

Karlsruhe,  
im Oktober 2016

*Hans Joachim Blaß*  
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)





# Inhalt

## **Nico Meyer**

Zugbeanspruchte Verbindungen in Buchenfurnierschichtholz . . . . . 1

## **Henning Ernst**

Neue Impulse für Fachwerkträger durch Alternativen für Materialien,  
Verbindungstechniken und Konstruktionen . . . . . 19

## **Tobias Schmidt**

Schubverbindungen für zusammengesetzte Brettsper Holz-scheiben . . . . . 33

## **Joachim Schmid, Michael Klippel, Andrea Frangi**

Brettsper Holz im Brandfall – Bauteilprüfung und Tragfähigkeitsberechnung . . . . . 49

## **Andreas Meisel**

Historische Dachwerke – globale Tragwirkung und Tragverhalten von Blattverbindungen . . . . . 69

## **Martin Speich, Robert Bernstein**

Streusalzsilos in Holz-Dauben-Bauweise . . . . . 83

## **Mike Sieder**

Bambus als Konstruktionswerkstoff . . . . . 95

## **Simon Aicher**

Robuste dauerhafte Holzbrücken – die Möglichkeiten semi- und vollintegraler Bauweisen . . . . . 117

Autorenverzeichnis . . . . . 133

Tagungsprogramm . . . . . 135



# Zugbeanspruchte Verbindungen in Buchenfurnierschichtholz

Nico Meyer

## Zusammenfassung

Dieser Beitrag stellt die Ergebnisse umfangreicher experimenteller Untersuchungen mit faserparallel eingeklebten Gewindestangen in Buchenfurnierschichtholz vor. Diese erlauben es, große Normalkräfte zwischen Holzbauteilen zu übertragen, wie sie beispielsweise in Fachwerkträgern mit großen Spannweiten auftreten können. Durch den Einsatz von Buchenfurnierschichtholz mit einer Zugtragfähigkeit, die das bis zu dreifache des entsprechenden Wertes von Brettschichtholz aus Fichte beträgt, können weitgespannte und schlanke Tragkonstruktionen realisiert werden.

Aufbauend auf den Versuchsergebnissen werden Bemessungswerte der Klebfugenfestigkeit vorgeschlagen und die Leistungsfähigkeit dieses Verbindungsmittels in Kombination mit Buchenfurnierschichtholz dargestellt. Die mögliche Ausnutzung der Querschnittstragfähigkeit ist dabei ein zentraler Punkt. Als Alternative werden in das Hirnholz eingebrachte axial beanspruchte Schrauben vorgestellt. Bei geschickter Anordnung stehen diese in Bezug auf ihre Leistungsfähigkeit den eingeklebten Gewindestangen in nichts nach. Das unbekannt Verhalten und die geringe Tragfähigkeit der faserparallel angeordneten Schrauben unter Dauerlast und klimatischen Einflüssen stehen der Anwendung in der Baupraxis noch im Wege.

## 1 Einleitung

Seit drei Jahren ist der Holzwerkstoff Buchenfurnierschichtholz (Buchen-FSH) für die Verwendung als stabförmige wie auch flächige Bauteile in tragenden Konstruktionen zugelassen. Bauaufsichtlich geregelt wird der Werkstoff zum einem mit der europäischen technischen Bewertung ETA-14/0354 [1] für Träger aus Buchen-FSH (GL70), zum anderen mit der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-838 [2]. Bereits während der Karlsruher Tage 2014 stellten Enders-Comberg und Frese [3] den Werkstoff Buchen-FSH vor.

Durch eine charakteristische Zugtragfähigkeit von bis zu  $70 \text{ N/mm}^2$  bietet sich der Einsatz dieses Werkstoffes besonders in weitgespannten Tragwerken an. Besonderes Augenmerk wird in einem Forschungsvorhaben auf die Konstruktion von Fachwerkträgern gelegt, vgl. Abb. 1. Durch die überwiegende Normalkraftbeanspruchung in den Streben und Gurten solcher Träger bietet Buchen-FSH die Möglichkeit, weitgespannte, schlanke und architektonisch ansprechende Tragwerke zu realisieren.

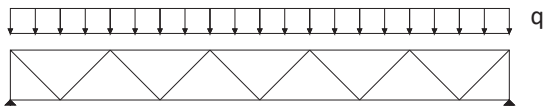


Abb. 1 Beispiel Fachwerkträger

Die Knotenpunkte müssen bei diesen Konstruktionen sorgfältig geplant werden. Eine gängige Variante zur Ausbildung der Verbindungen bilden dabei Stahlblech-Holz-Verbindungen, die mit Stabdübeln oder Passbolzen ausgeführt werden können, vgl. Abb. 2. Ein Nachteil dieser Verbindung sind die zur Montage notwendigen Bohrungen und Schlitz für Verbindungsmittel und Knotenbleche. Besonders in zugbeanspruchten Bauteilen müssen diese Schwächungen nach Eurocode 5 DIN EN 1995-1-1 [4] (EC 5) und entsprechendem nationalen Anhang DIN EN 1995-1-1/NA [5] (EC 5/NA) durch den Ansatz des Nettoquerschnitts berücksichtigt werden. Zur wirtschaftlichen Verbindung zweier Bauteile muss daher ein Ziel sein, die Querschnittsschwächungen auf ein Minimum zu reduzieren und eine größtmögliche Bruttoquerschnittsfläche zu erreichen.

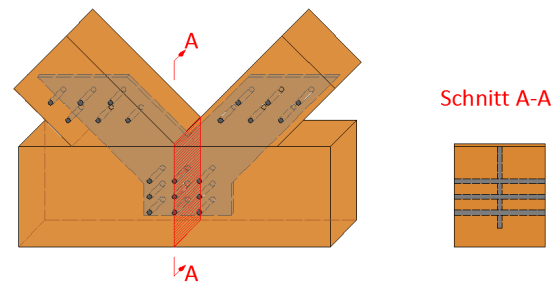


Abb. 2 Fachwerkträgerknoten mittels Stahlblech-Holzverbindung

Dieser Beitrag stellt experimentelle Untersuchungen an Verbindungen vor, die es erlauben, die Querschnittsschwächung auf ein Minimum zu reduzieren und dennoch große Zugkräfte in die anzuschließenden Bauteile zu übertragen. Er baut dabei auf die in [6] vorgestellten Ergebnisse auf.

Eingeklebte Gewindestangen mit metrischem Gewinde bieten bereits die Möglichkeit, die Zugtragfähigkeit anzuschließender Holzbauteile auszuschöpfen. Versuche an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine mit faserparallel eingeklebten Gewindestangen in Fichte zeigten, dass die Tragfähigkeit des Bruttoquerschnitts erreicht werden konnte, vgl. [7]. In Abb. 3 sind Zugbrüche im Nettoquerschnitt wie auch im Bruttoquerschnitt an Prüfkörpern mit eingeklebten Gewindestangen dargestellt.



Abb. 3 Prüfkörper mit eingeklebten Gewindestangen nach der Versuchsdurchführung



Neben eingeklebten Gewindestangen bieten auch axialbeanspruchte Voll- und Teilgewindeschrauben die Möglichkeit, große Kräfte bei gleichzeitig geringer Querschnittsschwächung zu übertragen.

Im Folgenden werden die einzelnen Verbindungsmittel vorgestellt und die Leistungsfähigkeit auf Grundlage experimenteller Untersuchungen diskutiert und verglichen.

## 2 Verbindungen mit eingeklebten Gewindestangen

Zunächst soll das Tragverhalten von eingeklebten Gewindestangen zusammengefasst werden. Dabei werden nur axialbeanspruchte Gewindestangen betrachtet. Besonderheiten im Kraftfluss und deren Auswirkungen auf die Tragfähigkeit werden dabei erläutert. Darauf aufbauend werden die aktuell geltenden bauaufsichtlichen Bestimmungen nach EC 5/NA für dieses Verbindungsmittel vorgestellt.

### 2.1 Tragverhalten

Es existieren zahlreiche Veröffentlichungen von Forschungsvorhaben, welche sich mit dem Tragverhalten von eingeklebten Gewindestangen befassen. Eine Übersicht über den Stand der Technik und die für die Tragfähigkeit maßgebenden Parameter gibt z.B. Steiger [8].

Werden eingeklebte Gewindestangen auf Zug belastet, so muss die axial wirkende Kraft über die Klebefuge mittels Schubkräften in das anzuschließende Bauteil eingeleitet werden. In der Bemessung wird dabei eine gleichmäßige Schubspannungsverteilung entlang der Einklebelänge  $L_{ad}$  angenommen. Das reale Tragverhalten zeichnet sich allerdings durch Spannungsspitzen am Anfang wie auch am Ende der Einklebelänge aus, vgl. Abb. 4. Diese wirken sich negativ auf die Tragfähigkeit der Verbindung aus und müssen berücksichtigt werden. Besonders bei großen Einklebelängen sind diese Spannungsspitzen ausgeprägt. In der Bemessung wird daher die rechnerische Einklebelänge, wie auch die ansetzbare Klebfugenfestigkeit begrenzt.

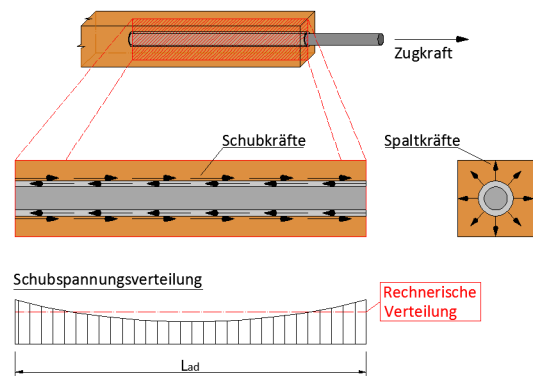


Abb. 4 Kraftkomponenten und Verteilung in Verbindungen mit eingeklebten Gewindestangen

Neben den Schubkräften werden auch Kräfte rechtwinklig zur Gewindestangenachse in das Holz eingeleitet, vgl. Abb. 4. Besonders bei parallel zur Faser eingeklebten Gewindestangen sind diese rechtwinklig zur Faser wirkenden Kräfte nachteilig. Wird die Querkzugfestigkeit erreicht, kann dies zu Spaltbrüchen parallel zur Faser über die gesamte Einklebelänge führen, wie in Abb. 5 dargestellt.

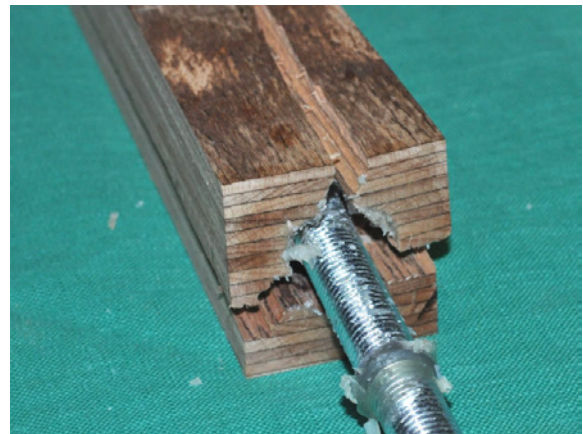


Abb. 5 Spalten eines Prüfkörpers mit faserparallel eingeklebter Gewindestange

Das Versagen tritt dabei schlagartig auf, bevor die rechnerische Tragfähigkeit der Verbindung erreicht wird. Um diesem spröden Versagen entgegen zu wirken, können beispielsweise Vollgewindeschrauben als Querkzugverstärkung vorgesehen werden, vgl. Abb. 6.

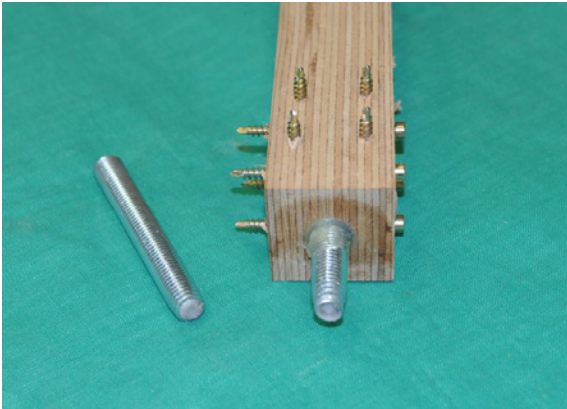


Abb. 6 Verstärkung mittels Vollgewindestchrauben

## 2.2 Bemessungsansatz

Aus dem hier vorgestellten Tragverhalten ergeben sich die nach EC 5/NA [5] notwendigen Nachweise. Dabei sind drei Versagensmechanismen zu berücksichtigen:

- Versagen der Gewindestange
- Versagen der Klebefuge und / oder des Holzes entlang der Bohrlochwandung
- Versagen des anzuschließenden Holzbauteils

Somit gilt:

$$F_{ax,d} = \min \begin{cases} f_{y,d} \cdot A_s \\ f_{t,0,d} \cdot A_{Netto} \\ f_{k,1,d} \cdot \pi \cdot d \cdot L_{ad} \end{cases}$$

mit:

- $f_{y,d}$  Bemessungswert der Streckgrenze
- $A_s$  Spannungsquerschnitt Gewindestange
- $f_{t,0,d}$  Bemessungswert der Zugfestigkeit des Holzbauteils
- $A_{Netto}$  Nettoquerschnitt Holzbauteil
- $f_{k,1,d}$  Bemessungswert der Klebfugenfestigkeit in Abhängigkeit der Einklebelänge
- $d$  Nenndurchmesser Gewindestange
- $L_{ad}$  Einklebelänge

In der Bemessung sollte stets ein duktiler Versagen angestrebt werden. Hierzu ist die Einklebelänge so zu dimensionieren, dass das Versagen der Gewindestange maßgebend wird. EC 5/NA schreibt dies insbesondere für Gewindestangengruppen vor, vgl. [5] (NA.2).

Die Klebfugenfestigkeit  $f_{k,1,k}$  kann dabei in Abhängigkeit der Einklebelänge  $L_{ad}$  nach EC 5/NA oder einer entsprechenden bauaufsichtlichen Zulassung, beispielsweise Z-9.1-778 [9] mit derzeit bis zu  $6 \text{ N/mm}^2$ , angesetzt werden.

## 2.3 Konstruktion von Verbindungen mit eingeklebten Gewindestangen

Der jeweils benötigte Bohrlochdurchmesser und damit auch die Klebfugendicke ergeben sich durch die Zulassung des jeweils verwendeten Klebstoffes. Im Regelfall beträgt letztere zwischen 1 mm und 2 mm.

Im EC 5/NA sind die zu verwendenden Randabstände von fasernparallel eingeklebten Gewindestangen geregelt. Diese sind in Tab. 1 zusammengefasst.

Tab. 1 Mindestabstände von in Richtung der Stabachse beanspruchte Gewindestangen nach EC 5/NA [5]

Faserrichtung	Abstände
parallel zur Faserrichtung	$a_2 = 5 \cdot d$
	$a_{2,c} = 2,5 \cdot d$

Abweichend davon können kleinere Randabstände aus den Zulassungen angesetzt werden.

Tab. 2 Randabstände für fasernparallel eingeklebte Gewindestangen nach Zulassung

Zulassung	$a_2$	$a_{2,c}$
Z-9.1-778 [9]	$3,75 \cdot d$	$1,875 \cdot d$
Z-9.1-791 [10]	$3,5 \cdot d$	$1,75 \cdot d$

### 3 Untersuchungen an faserparallel eingeklebten Gewindestangen

Im Folgenden werden die durchgeführten experimentellen Untersuchungen mit eingeklebten Gewindestangen vorgestellt und deren Ergebnisse interpretiert. Darauf aufbauend wird eine Prognose über deren Leistungsfähigkeit gegeben.

#### 3.1 Experimentelle Untersuchungen

Zur Bestimmung der für die Bemessung und Konstruktion von Anschlüssen mit faserparallel eingeklebten Gewindestangen in Buchen-FSH notwendigen Parameter wurden insgesamt 125 Versuche in 25 Versuchsreihen durchgeführt. Ziel war die Ermittlung der Klebfugenfestigkeit  $f_{k,1,k}$  und der benötigten Randabstände  $a_2$  sowie  $a_{2,c}$  für verschiedene FSH-Aufbauten, Durchmesser der Gewindestangen und Einklebelängen. Die Versuchskörper waren symmetrisch aufgebaut, sodass je Versuch zwei Anschlüsse geprüft wurden. Die Länge der Prüfkörper betrug stets  $3,5 \cdot L_{ad}$ . In Abb. 7 sind der Versuchsaufbau sowie die verwendeten FSH-Aufbauten dargestellt.

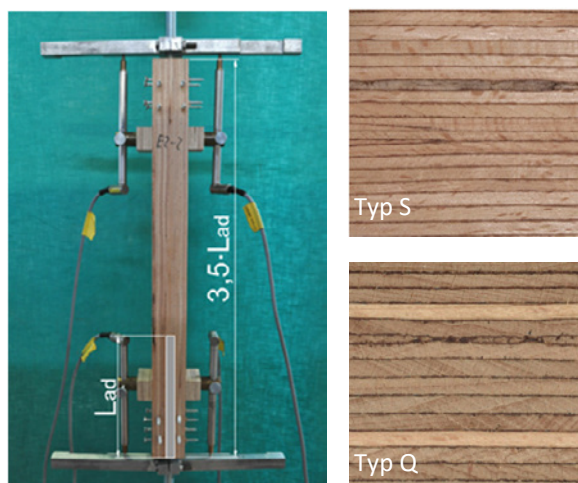


Abb. 7 Eingebauter Versuchskörper und verwendetes Material, oben Typ S, unten Typ Q

Die stabförmigen Querschnitte wiesen dabei im Mittel eine Rohdichte von  $\rho = 808 \text{ kg/m}^3$  und eine Holzfeuchte  $u$  von 6% bis 8% bei einer mittleren Furnierlagendicke von 3 mm auf. Untersucht wurden FSH-Aufbauten mit Querlagen (Typ Q) und ohne Querlagen (Typ S). Die Querlagen, deren Anteil im

Mittel 16% betrug, waren jeweils unmittelbar neben der Gewindestange angeordnet. Die Verklebung erfolgte mit dem Klebstoff WEVO Spezialharz EP 32 S mit dem Härter B22 TS nach Z-9.1-705 [11]. Die Klebfuge zwischen Bohrlochwandung und Gewindestange war stets 2 mm dick.

Die Versuchsdurchführung gliederte sich in drei Prüferien. Zunächst wurden 12 Versuchsreihen mit je 5 Prüfkörpern zur Untersuchung der notwendigen Randabstände durchgeführt. Gewählt wurden Gewindestangen M12, M16 und M20 der Festigkeitsklasse 8.8 mit Randabständen von  $a_{2,c} = 1,5 \cdot d$  und  $1,75 \cdot d$  (vgl. Z-9.1-791 [10]). Die Einklebelänge wurde dabei für alle Prüfkörper zu  $10 \cdot d$  gewählt. Ausnahmen bilden die Reihen E3 und E4 mit Einklebelängen von  $15 \cdot d$ . Enders-Comberg [3] führte bereits Versuche mit identischen Geometrien aber geringerer Einklebelänge durch.

Zur Vermeidung eines vorzeitigen Aufspaltens waren mit Ausnahme der Reihen E1 und E3 Verstärkungsmaßnahmen vorgesehen. Diese Reihen dienen als Referenz zur Bestimmung der Tragfähigkeit unverstärkter Anschlüsse. Alle anderen Prüfkörper wurden mittels Querlage (Q) und / oder Vollgewindeschrauben (VG) verstärkt, vgl. Abb. 8. Das Versuchsprogramm kann Tab. 3 entnommen werden.

Tab. 3 Versuchsprogramm zur Bestimmung der benötigten Randabstände

Reihe	d [mm]	$L_{ad}$ [-]	$a_{2,c}$ [-]	Verstärkung [-]	n [-]
E1	16	10d	1,5d	-	5
E2	16	10d	1,5d	VG-Kreuz	5
E3	16	15d	1,75d	-	5
E4	16	15d	1,75d	VG-Kreuz	5
E5.1	12	10d	1,5d	VG-Kreuz	5
E5.2	12	10d	1,75d	VG-Kreuz	5
E5.3	12	10d	1,5d	VG & Q	5
E5.4	12	10d	1,75d	VG & Q	5
E6.1	20	10d	1,5d	VG-Kreuz	5
E6.2	20	10d	1,75d	VG-Kreuz	5
E6.3	20	10d	1,5d	VG & Q	5
E6.4	20	10d	1,75d	VG & Q	5

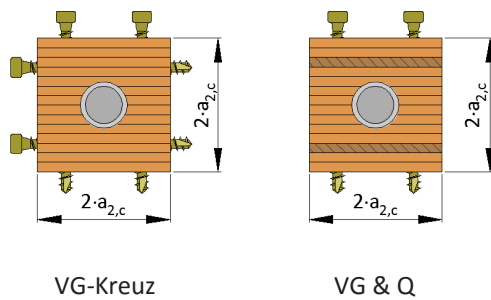


Abb. 8 Gewählte Verstärkungsmaßnahmen

Die Einklebelänge hat einen wesentlichen Einfluss auf die Klebfugenfestigkeit. Um deren Einfluss systematisch zu untersuchen, sind 10 Versuchsreihen mit Einklebelängen zwischen 8·d und 15·d geprüft worden, vgl. Tab. 4. Der Randabstand wurde dabei für alle Prüfkörper zu  $a_{2,c} = 1,75 \cdot d$  gewählt. Zur Vermeidung eines Zugversagens der Gewindestange wurde die Festigkeitsklasse 10.9 verwendet.

Tab. 4 Versuchsreihen zur Bestimmung des Einflusses der Einklebelänge

Reihe	d [mm]	$L_{ad}$ [-]	Verstärkung [-]	n [-]
E4-8	16	8·d	VG-Kreuz	5
E4.1-8	16	8·d	VG & Q	5
E4-12	16	12·d	VG-Kreuz	5
E4.1-12	16	12·d	VG & Q	5
E4-15	16	15·d	VG-Kreuz	5
E5.2-8	12	8·d	VG-Kreuz	5
E5.2-8H	12	8·d	VG-Kreuz	5
E5.4-8	12	8·d	VG & Q	5
E5.2-12	12	12·d	VG-Kreuz	5
E5.4-12	12	12·d	VG & Q	5

Neben der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels ist im Holzbau auch das Zusammenwirken mehrerer Verbindungsmittel gesondert zu betrachten. Bei Verbindungen von mehreren auf Abscheren oder überwiegend axial beanspruchte Schrauben muss die Verbindungsmittelanzahl  $n_{VM}$  rechnerisch auf eine effektive Anzahl  $n_{ef}$  reduziert werden. Zur Untersuchung eines möglichen Gruppeneffektes wurden drei Versuchsreihen mit Gewindestangengruppen durchgeführt.

Für die Versuche kamen Gewindestangen M16 der Festigkeitsklasse 8.8 zum Einsatz. Um ein Versagen auf Herausziehen zu gewährleisten, wurde eine Einklebelänge von 10·d gewählt. Zur Verhinderung eines frühzeitigen Aufspaltens waren wiederum Verstärkungsmaßnahmen in Form von Vollgewindeschrauben und Querlagen angeordnet. In Tab. 5 ist das Versuchsprogramm sowie die jeweils verwendete Anzahl an Gewindestangen  $n_{VM}$  dargestellt.

Tab. 5 Versuchsreihen zur Bestimmung des Gruppeneffektes

Reihe	d [mm]	$n_{VM}$ [-]	$a_{2,c}$ [-]	$a_2$ [-]	n [-]
E7	16	2	1,75·d	3,5·d	5
E8	16	3	1,75·d	3,5·d	5
E9	16	4	1,75·d	3,5·d	5

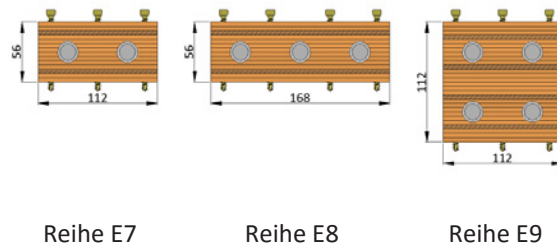


Abb. 9 Abmessungen der Prüfkörper

### 3.2 Versuchsergebnisse und Beobachtungen

Aus der ermittelten Höchstlast  $F_{max}$  berechnet sich die Klebfugenfestigkeit  $f_{k,1}$  bezogen auf den Nenn-durchmesser der Gewindestangen durch:

$$f_{k,1} = \frac{F_{max}}{\pi \cdot d \cdot L_{ad}} \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$$

mit:

$F_{max}$  Höchstlast

d Nenn-durchmesser Gewindestange

$L_{ad}$  Einklebelänge



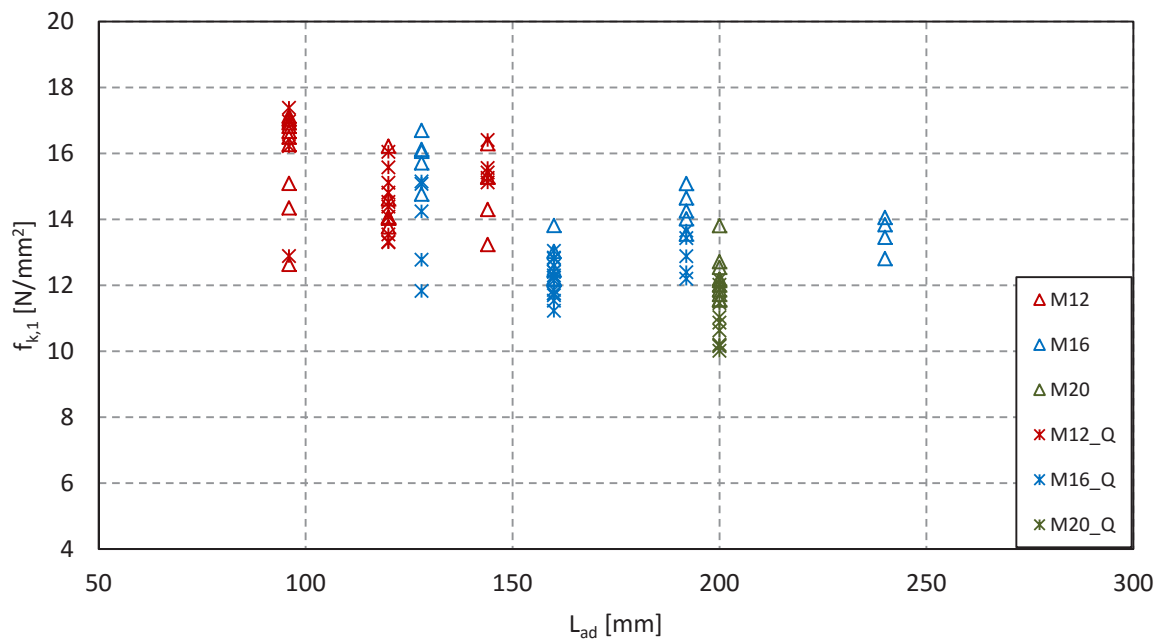


Abb. 10 Ermittelte Klebefugenfestigkeiten bezogen auf die Einklebelänge  $L_{ad}$

Die aus den Versuchen resultierenden Klebefugenfestigkeiten sind in Abb. 10 in Abhängigkeit von Einklebelänge und FSH-Aufbau dargestellt.

In den Versuchen E1 und E3 trat das zu erwartende frühzeitige Versagen durch Spalten des Hirnholzes ein, vgl. Abb. 5. Der Bruch erfolgte schlagartig ohne Vorankündigung. Diese Versuche werden daher in Abb. 10 nicht berücksichtigt. Die ermittelten Klebefugenfestigkeiten sind zur Vollständigkeit in Tab. 6 angegeben.

Tab. 6 Klebefugenfestigkeiten der Reihen E1, E3 und E4

Reihe	$F_{max,mean}$ [kN]	$f_{k,1,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	COV [%]
E1	92	11,5	5,42
E3	107	8,84	5,68
E4	123	10,2	1,33

Die Versuchsreihe E4 wird ebenfalls nicht berücksichtigt. Die ermittelbaren Klebefugenfestigkeiten liegen deutlich unterhalb der zu erwartenden Festigkeiten von im Mittel 13,4 N/mm<sup>2</sup>. Grund ist das

Erreichen der Stahlzugfestigkeit der Gewindestange, vgl. Abb. 6. Dies führte zu plastischen Verformungen der Gewindestange und damit zu einem duktilen Versagen. Diese drei Reihen zeigen allerdings die Wirksamkeit der hier getroffenen Verstärkungsmaßnahmen. Die Tragfähigkeit konnte dabei um bis zu 15% gesteigert werden.

In den übrigen Versuchen trat ein Herausziehen der Gewindestange infolge eines Schubbruchs im Bereich der Klebefuge oder im umgebenden Holzquerschnitt auf, vgl. Abb. 11.

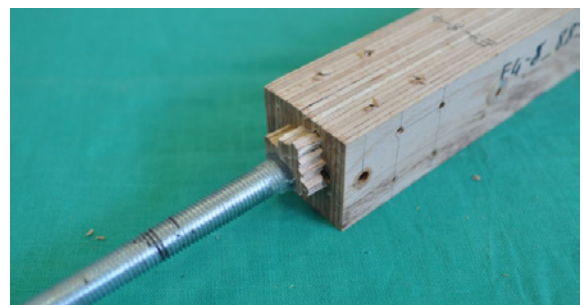


Abb. 11 Schubbruch im Holzquerschnitt

Bei kleineren Randabständen von 1,5-d konnten, trotz Verstärkungsmaßnahmen, bei einigen Prüfkörpern des Typ S örtlich begrenzte Spaltbrüche im Bereich des Hirnholzes festgestellt werden.

### 3.3 Mögliche Rechenwerte der charakteristischen Klebfugenfestigkeit

Im EC 5/NA wird in Abhängigkeit der Einklebelänge, aber unabhängig vom Stahlstabdurchmesser der charakteristische Wert der Klebfugenfestigkeit festgelegt. Der daraus resultierende Verlauf ist in Abb. 12 dargestellt.

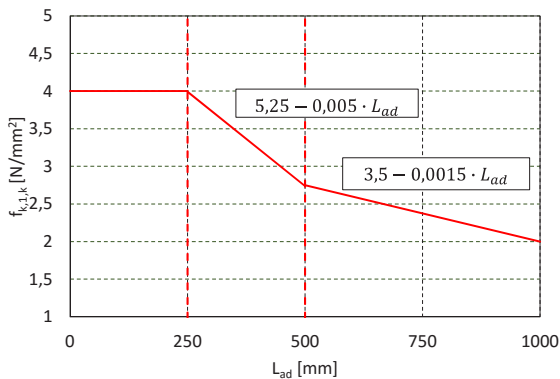


Abb. 12 Verlauf der Klebfugenfestigkeit  $f_{k,1,k}$  in Abhängigkeit der Einklebelänge nach EC 5/NA [5]

Abweichend vom EC 5/NA soll hier ein charakteristischer Wert der Klebfugenfestigkeit je Gewindestangendurchmesser ermittelt werden. Eine differenziertere Angabe scheint lohnend, da aus den Versuchen deutlich unterschiedliche Tragfähigkeiten resultieren. Eine Unterscheidung zwischen den FSH-Aufbauten soll nicht getroffen werden.

Mit Hilfe des in DIN EN 14358 [12] angegebenen Verfahrens zur Bestimmung des 5%-Quantils für charakteristische Werte ergeben sich die Klebfugenfestigkeiten  $f_{k,1,k}$  nach Tab. 7. Zusätzlich sind die Mittelwerte  $f_{k,1,mean}$  und die Variationskoeffizienten COV angegeben.

Tab. 7 5%-Quantile der Klebfugenfestigkeit  $f_{k,1,k}$

Gewindestange	$f_{k,1,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	COV [%]	$f_{k,1,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
M12	15,2	8,67	12,8
M16	13,3	10,4	11,0
M20	11,5	8,62	9,74

Da in den Versuchen stets ein Schubversagen des Holzes entlang der Bohrlochwandung eintrat, können die in Tab. 7 ermittelten Festigkeiten auf den Bohrlochdurchmesser bezogen und mit der Schubfestigkeit von Buchen-FSH verglichen werden.

Tab. 8 Ermittelte Schubfestigkeiten  $f_{v,k}$  im Bereich der Mantelfläche des Bohrlochs

Gewindestange	$f_{v,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
M12	9,62
M16	8,77
M20	8,11
Buchen-FSH	8,00

Die Schubfestigkeit für Buchen-FSH nach Z-9.1-838 [2] stimmt mit diesen Werten gut überein, vgl. Tab. 8. Ein ausreichender Verbund zwischen Klebstoff und Holz bei Normaltemperatur und unter kurzzeitiger Belastung scheint gewährleistet. Die Schubfestigkeit von Buchen-FSH kann somit als maßgebende Größe für die Tragfähigkeit der Verbindung angesehen werden.

Wird die Schubfestigkeit  $f_{v,k}$  auf die Nenndurchmesser der Gewindestangen umgerechnet, ergeben sich die in Tab. 9 dargestellten Klebfugenfestigkeiten.

Tab. 9 Klebfugenfestigkeiten auf Grundlage der Schubfestigkeit  $f_{v,k}$  von Buchen-FSH

Gewindestange	$f_{k,1,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
M12	10,7
M16	10,0
M20	9,60

Versuchsergebnisse liegen derzeit bis zu einer Einklebelänge von 240 mm vor. Die hier vorgestellten charakteristischen Werte sind somit nur bis zu dieser Einklebelänge gültig. Mit Hilfe des Modells nach EC 5/NA kann jedoch ein möglicher Verlauf extrapo-

liert werden. Für die hier betrachteten Gewindestangen ergeben sich die in Tab. 10 ermittelten Gleichungen. Der daraus resultierende Verlauf ist in Abb. 13 dargestellt. Zum Vergleich sind ebenfalls die ermittelten Versuchsdaten und der Verlauf nach EC 5/NA nochmals aufgetragen. Die rote vertikale Linie begrenzt den Gültigkeitsbereich der Versuchsdaten. Diese wird in allen weiteren Diagrammen mit angegeben.

Unabhängig vom Gewindestangendurchmesser ist ein deutliches Steigerungspotential der Klebfugenfestigkeit um mehr als 100 % gegenüber EC 5/NA zu erkennen. Es stellt sich die Frage, welche rechnerischen Einklebelängen benötigt werden, um ein Versagen der Gewindestangen erreichen zu können. Experimentell war eine Einklebelänge von 15·d bei einem Durchmesser von 16 mm und einer Festig-

keitsklasse 8.8 bereits ausreichend. Da in der Bemessung die Klebfugenfestigkeit mit  $k_{mod}$  und dem Teilsicherheitsbeiwert abgemindert wird, sind für die Praxis größere Einklebelängen zu erwarten.

Mit Hilfe der ermittelten Klebfugenfestigkeiten sollen die benötigten Einklebelängen zur Sicherstellung eines Stahlversagens auf Bemessungsebene ermittelt werden. Besonderes Augenmerk wird dabei auf höhere Festigkeitsklassen (8.8 und 10.9) der Gewindestangen gelegt. Geringere Festigkeitsklassen (4.6 oder 5.6) erscheinen auf Grund der großen Tragfähigkeit des Buchen-FSH weniger sinnvoll.

Tab. 10 Mögliche Rechenwerte für charakteristische Festigkeitskennwerte in  $N/mm^2$  für Klebfugen

$L_{ad}$	M12	M16	M20
$\leq 250$ mm	10,7	10,0	9,60
$250 > L_{ad} \leq 500$ mm	$11,9 - 0,005 \cdot L_{ad}$	$11,3 - 0,005 \cdot L_{ad}$	$10,9 - 0,005 \cdot L_{ad}$
$500 > L_{ad} \leq 10000$ mm	$10,2 - 0,0015 \cdot L_{ad}$	$9,5 - 0,0015 \cdot L_{ad}$	$9,1 - 0,0015 \cdot L_{ad}$

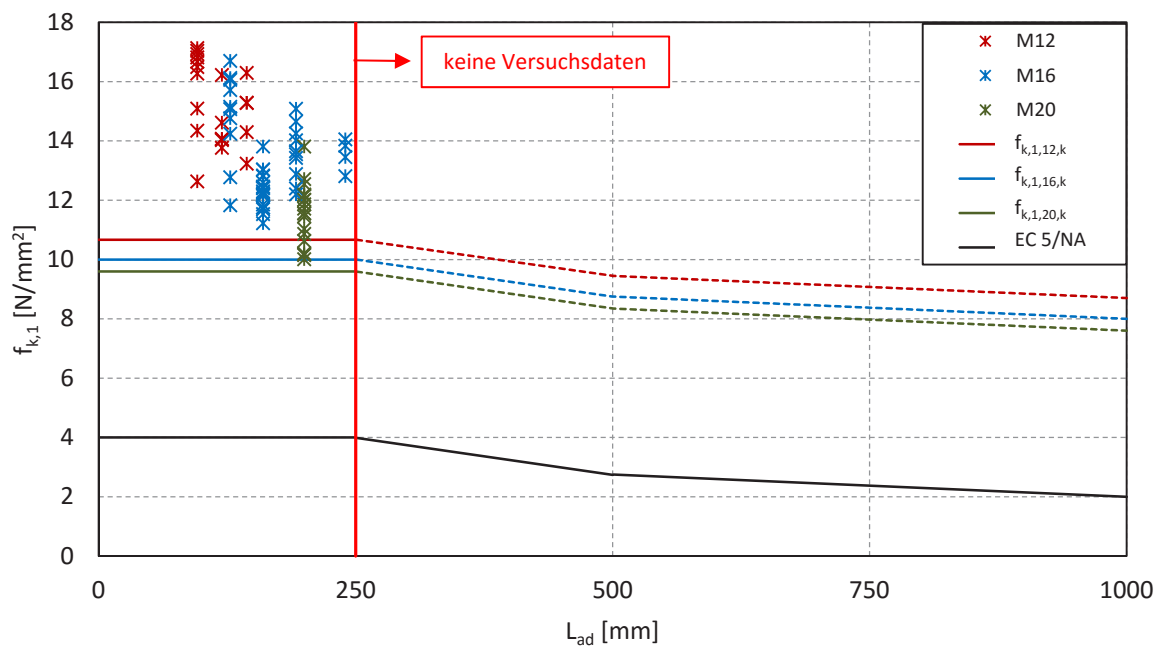


Abb. 13 Vergleich der charakteristischen Klebfugenfestigkeit mit Versuchsergebnissen

### 3.4 Benötigte Einklebelängen zur Sicherstellung eines duktilen Versagens

Als Beispiel sollen die Gewindestangen M12, M16 und M20 der Festigkeitsklassen 8.8 und 10.9 dienen. Mit Hilfe des Spannungsquerschnitts und des Bemessungswerts der Streckgrenze ergeben sich die in Tab. 11 angegebenen Bemessungswerte der Zugtragfähigkeiten nach EC 5/NA.

Tab. 11 Bemessungswerte der Zugtragfähigkeit für Gewindestangen M12, M16 und M20

Gewindestange	$F_{tens,d}$ [kN]	
	8.8	10.9
M12	43	61
M16	80	113
M20	125	176

Mit Hilfe der in Tab. 10 angegebenen Rechenwerte, einem Modifikationsbeiwert  $k_{mod} = 0,9$  und dem Teilsicherheitsbeiwert wird der Bemessungswert der Klebfugentragfähigkeit  $F_{ax,d}$  bestimmt. Damit die Stahlzugfestigkeit erreicht wird, muss folgende Bedingung eingehalten werden:

$$\frac{F_{ax,d}}{F_{tens,d}} \geq 1,0.$$

Wird der Quotient in Abhängigkeit von der Einklebelänge angegeben, ergeben sich die in Abb. 14 und Abb. 15 dargestellten Verläufe.

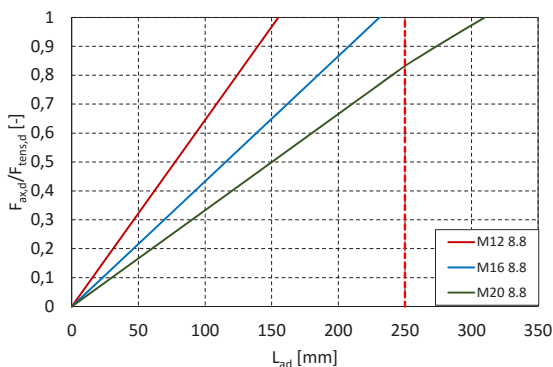


Abb. 14 Benötigte Einklebelängen für Festigkeitsklasse 8.8

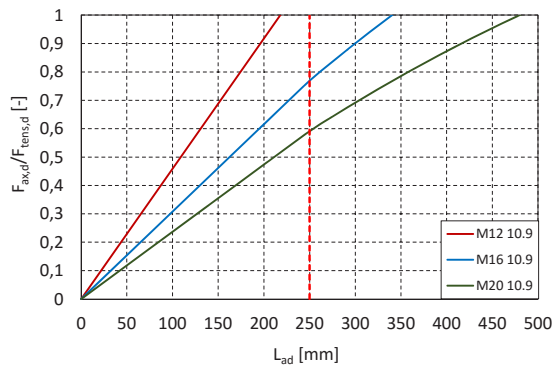


Abb. 15 Benötigte Einklebelängen für Festigkeitsklasse 10.9

Bei Gewindestangen M16 ergeben sich damit benötigte Einklebelängen von mindestens 230 mm  $\cong$  14 d für die Festigkeitsklasse 8.8 und von 340 mm  $\cong$  21 d für die Festigkeitsklasse 10.9.

Besonders bei größeren Gewindestangendurchmessern ( $d > 16$  mm) und höheren Festigkeitsklassen werden Einklebelängen  $> 240$  mm benötigt. Um eine gesicherte Aussage über die Klebfugenfestigkeit treffen zu können, sind weitere Versuche notwendig. Verbindungen mit Gewindestangen geringerer Festigkeit oder mit Durchmessern  $d \leq 16$  mm könnten mit Hilfe der Versuchsergebnisse bemessen werden.

### 3.5 Ausnutzung der Querschnittstragfähigkeiten

Wie in Abschnitt 1 bereits erwähnt, kann mit Hilfe von eingeklebten Gewindestangen die Querschnittstragfähigkeit nahezu ausgenutzt werden. Es stellt sich nun die Frage, kann auch bei Buchen-FSH trotz deutlich größerer Querschnittstragfähigkeit diese auch wirtschaftlich ausgenutzt werden.

Einen wesentlichen Aspekt für die Dimensionierung eines Querschnittes bilden im Ingenieurholzbau die Verbindungen. Bei allen Verbindungsmitteln sind Mindestabstände in und rechtwinklig zur Faserrichtung einzuhalten. Diese beeinflussen die Größe des Querschnitts maßgeblich.

Die Versuche zeigten, dass bei allen querzugverstärkten Prüfkörpern mit Abständen von 1,75-d kein Spalten eintrat. Auch eine Reduzierung der Randabstände auf 1,5-d verursachte nur bei einigen Prüf-



körpern kleinere Spaltbrüche im Bereich des Hirnholzes, vgl. Abb. 16. Die Bruchlasten sind für beide Randabstände dennoch nahezu identisch.

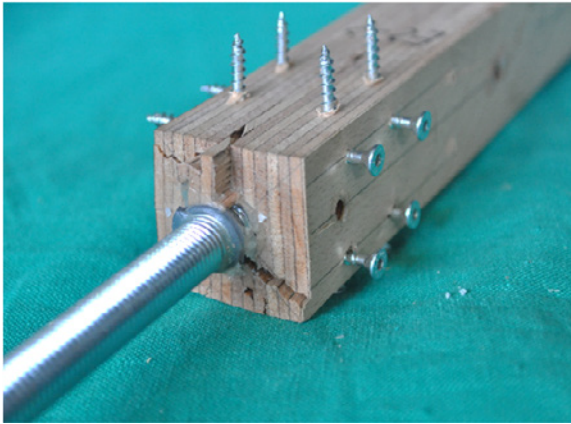


Abb. 16 Prüfkörper des Typs S mit Randabständen von  $1,5 \cdot d$

Bei Prüfkörpern des Typs Q trat bei beiden hier geprüften Randabständen kein Spalten auf. In Abb. 17 ist repräsentativ ein Prüfkörper nach der Versuchsdurchführung dargestellt.



Abb. 17 Prüfkörper des Typs Q mit Randabständen von  $1,5 \cdot d$

Für die Betrachtung der Querschnittstragfähigkeit wird konservativ ein Randabstand von  $1,75 \cdot d$  gewählt. Weiterhin werden nur Gewindestangen M12 und M16 mit den Festigkeitsklassen 8.8 und 10.9 betrachtet. Analog zum Vorgehen in Abschnitt 3.4 wird  $k_{\text{mod}}$  zu 0,9 angenommen. Die Zugfestigkeit des Buchen-FSH  $f_{t,0,k}$  wird aus ETA-14/0354 [1] entnommen. Der angegebene Minimalwert beträgt

$f_{t,0,k} = 55 \text{ N/mm}^2$ . In Abhängigkeit der Höhe  $h$  der Querschnitte darf die Zugtragfähigkeit allerdings mit dem Faktor  $k_{h,t}$  erhöht werden:

$$k_{h,t} = \left( \frac{600}{h} \right)^{0,10} \quad \text{mit } h \leq 600 \text{ mm}$$

Auf die Erhöhung soll an dieser Stelle verzichtet werden. In Tab. 12 sind die Bemessungswerte der Tragfähigkeit der Gewindestange und des jeweils benötigten Querschnitts angegeben. Die Querschnittsabmessungen ergeben sich dabei zu:

$$A_{\text{brutto}} = (3,5 \cdot d)^2$$

$$A_{\text{netto}} = (3,5 \cdot d)^2 - \pi \cdot \frac{d_{\text{Bohr}}^2}{4}$$

mit einem Bohrlochdurchmesser  $d_{\text{Bohr}}$  von:

$$d_{\text{Bohr}} = d + 4 \text{ mm}$$

Tab. 12 Bemessungswert der Querschnittstragfähigkeiten

Gewindestange	$A_{\text{netto}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$F_{t,0,d,\text{netto}}$ [kN]	$A_{\text{brutto}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$F_{t,0,d,\text{brutto}}$ [kN]
M12	1563	60	1764	67
M16	2822	107	3136	119

In Abb. 18 und Abb. 19 sind die Verläufe der Klebfugenfestigkeit  $F_{k,1,d}$  bezogen auf die Einklebelänge aufgetragen. Die Tragfähigkeiten der Gewindestangen und der Querschnitte bleiben dabei konstant.

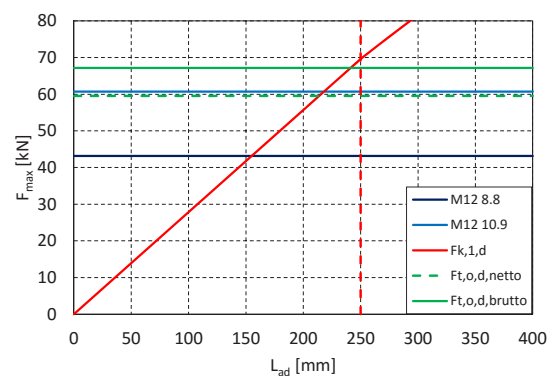


Abb. 18 Tragfähigkeiten einer Verbindung mit Gewindestangen M12

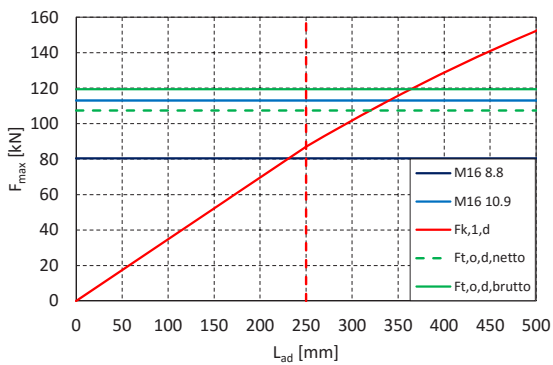


Abb. 19 Tragfähigkeiten einer Verbindung mit Gewindestangen M16

Bei Festigkeitsklassen kleiner 8.8 wird die Stahlzugfestigkeit der Gewindestange deutlich vor der Querschnittstragfähigkeit erreicht. Erst ab der Festigkeitsklasse 10.9 scheint das Erreichen der Querschnittstragfähigkeit rechnerisch möglich. Dies kann jedoch nur für Gewindestangen M12 mit Sicherheit vorhergesagt werden. Bei Durchmessern ab 16 mm werden Einlebelängen größer 240 mm benötigt.

Für die betrachteten Gewindestangen ergeben sich die in Tab. 13 angegebenen Ausnutzungsgrade des Brutto- und Nettoquerschnittes bei Erreichen der Gewindestangentragsfähigkeit.

Tab. 13 Ausnutzungsgrade im Brutto- und Nettoquerschnitt

	M12		M16	
	8.8	10.9	8.8	10.9
$\eta_{\text{netto}}$	0,73	1,02	0,75	1,05
$\eta_{\text{brutto}}$	0,64	0,90	0,67	0,95

Wie bereits erwähnt, wird die Zugtragfähigkeit des Querschnitts konservativ mit dem Minimalwert aus ETA-14/0354 [1] berechnet. Wird die Zugtragfähigkeit entsprechend der Querschnittshöhe auf bis zu  $70 \text{ N/mm}^2$  angepasst, ergeben sich entsprechend geringere Ausnutzungsgrade. Für die Festigkeitsklasse 10.9 ergibt sich beispielsweise eine Ausnutzung des Nettoquerschnitts zu ca. 80%.

Der limitierende Faktor ist damit die Stahlzugfestigkeit der Gewindestangen. Nur durch Einsatz von höherfesten Gewindestangen kann eine Ausnutzung der Querschnittstragfähigkeit erreicht werden. Die Nachteile der geringeren Duktilität und der größeren Einlebelängen, insbesondere bei größeren Gewindestangendurchmessern, sind bei deren Einsatz zu bedenken. Werden niedrigere Festigkeitsklassen gewählt, steht die geringere Ausnutzung des Querschnitts einer deutlich kleineren benötigten Einlebelänge gegenüber.

### 3.6 Gruppeneffekt

Zur Übertragung großer Kräfte müssen mehrere Verbindungsmittel angeordnet werden. Bei auf Abscheren oder Herausziehen beanspruchten Verbindungsmitteln muss dabei stets die vorhandene Anzahl der Verbindungsmittel  $n_{\text{VM}}$  abgemindert werden.

EC 5/NA schreibt für eingeklebte Gewindestangen keine derartige Abminderung vor. Allerdings werden normativ Tragreserven geschaffen. Der Planer muss die Verbindung derart dimensionieren, dass der Bemessungswert der Streckgrenze maßgebend wird, wenn eine gleichmäßige Lasteinleitung nicht sichergestellt werden kann, vgl. [5] NA.2. In der Praxis ist dies die maßgebende Regel.

Wie in Abschnitt 3 erwähnt, wurden drei Versuchsreihen mit Gewindestangengruppen geprüft. Die sich aus den Versuchen ergebenden Höchstlasten sind in Tab. 14 zusammengefasst.

Tab. 14 Mittlere Höchstlasten  $F_{\text{max,mean}}$  von geprüften Gewindestangengruppen

Reihe	Anzahl Gewindestangen $n_{\text{VM}}$	$F_{\text{max,mean}}$
	[-]	[kN]
E7	2	193
E8	3	301
E9	4	388

Bei Erreichen der Höchstlast versagten dabei eine oder mehrere Gewindestangen auf Herausziehen, vgl. Abb. 20 und Abb. 21. Zwei der fünf Prüfkörper der Reihe E9 konnten nicht bis zum Bruch belastet werden. Bei Erreichen der Maschinenhöchstlast wurde die Prüfmaschine automatisch gestoppt und die Last gehalten. Das Versagen trat schließlich nach wenigen Sekunden Haltezeit ein.

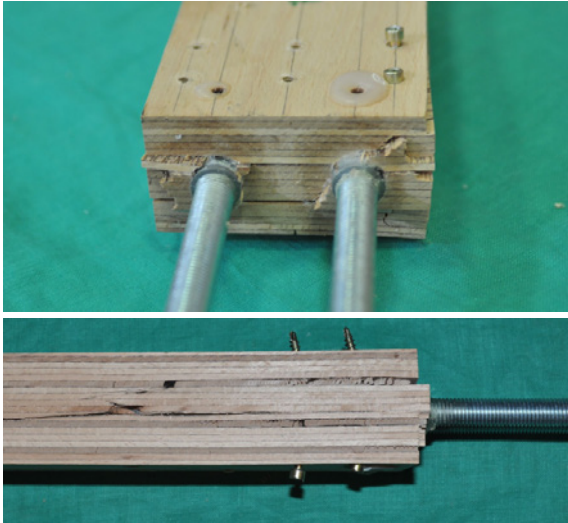


Abb. 20 Prüfkörper der Reihe E7

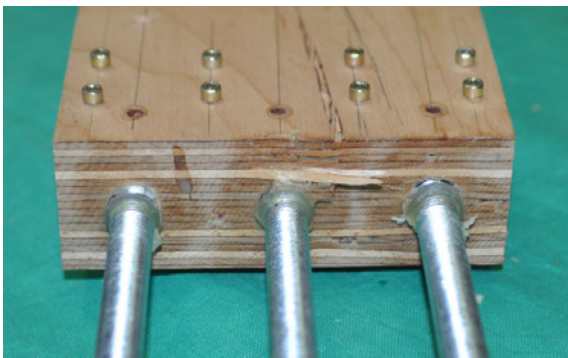


Abb. 21 Prüfkörper der Reihe E8

Aus den Versuchsergebnissen kann ein Gruppeneffekt nicht abgeleitet werden. Vergleicht man die Höchstlasten, so entsprechen diese etwa dem Vielfachen der Tragfähigkeit einer Gewindestange bei identischen geometrischen Randbedingungen ( $F_{\max, n=1} = 98 \text{ kN}$ , vgl. [3]). Zur Verdeutlichung sind die Verhältnismerte der Versuche in Abb. 22 mit einem ideellen Verlauf für  $n = n_{ef}$  gegenübergestellt. Beide Kurven sind dabei nahezu deckungsgleich.

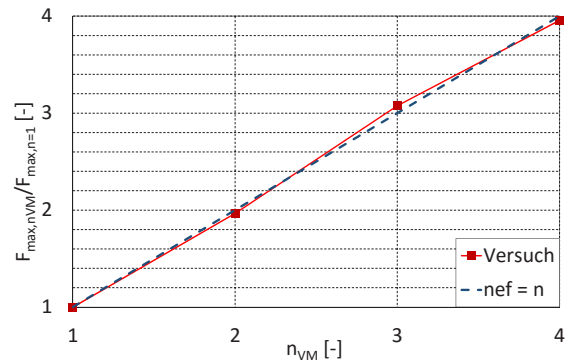


Abb. 22 Steigerung der Tragfähigkeit bei steigender Gewindestangenanzahl

Es ist zu beachten, dass während der Versuchsdurchführung eine gleichmäßige Lasteinleitung gewährleistet werden konnte. In Anbetracht der Robustheit der Verbindung sollte daher, wie in EC 5/NA gefordert, ein duktiles Stahlversagen angestrebt werden. Die Möglichkeit eines Blockscherensversagens kann durch die hier durchgeführten Versuche nicht ausgeschlossen werden und sollte daher stets in Betracht gezogen werden.

### 3.7 Fazit

Mit Hilfe des vorgestellten Versuchsprogramms können die Klebfugenfestigkeit und die benötigten Randabstände bestimmt werden. Auch der mögliche Einfluss eines Gruppeneffektes wurde untersucht. Auf deren Grundlage kann die Leistungsfähigkeit von faserparallel eingeklebten Gewindestangen in Kombination mit Buchen-FSH gezeigt werden.

Bereits mit Einklebelängen kleiner 250 mm kann bei entsprechender Wahl der Festigkeitsklasse das Zugversagen der Gewindestange erreicht werden. Bei höheren Gewindestangenfestigkeiten und –durchmessern werden Einklebelängen  $> 250 \text{ mm}$  benötigt. Dieser Bereich wird durch die Versuchsergebnisse nicht abgedeckt. Allerdings lassen die Ergebnisse darauf schließen, dass eine Ausnutzung des Nettoquerschnitts durchaus erreicht werden könnte. Um eine sichere und wirtschaftliche Bemessung zu gewährleisten sind weitere Versuche notwendig. Dennoch ist eine Tragfähigkeitssteigerung gegenüber den derzeit bauaufsichtlich geregelten Klebfugenfestigkeiten vorhanden, wodurch eine Anpas-

sung der Festigkeitskennwerte für Buchen-FSH sinnvoll erscheint.

Die gewählten Verstärkungsmaßnahmen konnten auch bei geringen Randabständen ein vorzeitiges Versagen wirksam verhindern. Trotzdem sollten konservativ Randabstände von  $1,75 \cdot d$  (Z-9.1-791 [10] entsprechend) vorgesehen werden. Die Quantifizierung der Spaltkräfte und deren Verlauf über den Verbundbereich stehen dabei noch aus. Auf Grundlage dieser laufenden Untersuchungen lassen sich gegebenenfalls kleinere Randabstände von  $1,5 \cdot d$  begründen. Weiterhin kann eine wirtschaftliche Bemessung und sinnvolle Anordnung der Verstärkungsmaßnahmen ermöglicht werden.

#### 4 Faserparallel eingebrachte Schrauben als Alternative

Eine Alternative zu eingeklebten Gewindestangen können Verbindungen mit Schrauben darstellen. Bereits Untersuchungen von Blaß et al. [13] zeigten die hohe Tragfähigkeit axial beanspruchter Schrauben. Ein weiterer Vorteil ist der geringere Montageaufwand und die geringere Fehleranfälligkeit bei der Montage. Besonders die Tragfähigkeit des Klebstoffes bildet eine Schwachstelle von eingeklebten Gewindestangen. Wird nicht genügend Klebstoff in das Bohrloch eingebracht oder ist das Mischungsverhältnis Klebstoff zu Härter nicht korrekt, kann dies zu einer deutlichen Traglastminderung führen.

##### 4.1 Besonderheiten von Schrauben in Buchen-FSH

Durch die hohe Rohdichte von Buchen-FSH, im Mittel ca.  $800 \text{ kg/m}^3$ , wird ein Vorbohren durch die Zulassungen, wie auch durch den EC 5 [4] vorgeschrieben. Damit soll das Einschraubdrehmoment derart reduziert werden, dass das Erreichen des Bruchdrehmomentes verhindert wird. Um den Montageaufwand zu reduzieren wäre es wünschenswert, ein Einbringen ohne Vorbohren zu ermöglichen.

Abb. 23 zeigt den Verlauf des Einschraubdrehmoments über die komplette Länge einer Teilgewindeschraube  $8 \times 120 \text{ mm}$  mit Reibschafte in Buchen-FSH. Das Einschraubdrehmoment wird über die Länge des Gewindes aufgebaut und flacht bei Versenken

des Reibschafte bei ca.  $80 \text{ mm}$  ab. Das charakteristische Bruchdrehmoment der Schraube  $f_{\text{tor},k} = 23 \text{ Nm}$  wird dabei deutlich vor dem Versenken des Kopfes (schlagartiger Anstieg) erreicht. Damit ist ein Abdrehen bzw. Abreißen besonderes bei größeren Einschraubtiefen bereits vor dem Versenken möglich.

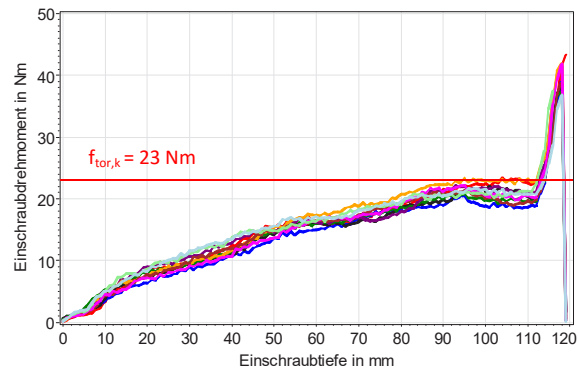


Abb. 23 Einschraubdrehmoment einer Schraube  $8 \times 120 \text{ mm}$  in Deckfläche

Ein weiteres Forschungsvorhaben an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine beschäftigt sich derzeit mit der Entwicklung einer Schraube, die ohne Vorbohren in Hölzern mit höheren Rohdichten (besonders Laubhölzer) eingebracht werden kann. Das Ziel ist die Reduzierung des Einschraubdrehmoments, wodurch ein Abreißen der Schraube verhindert und eine einfache Montage ermöglicht wird.

##### 4.2 Axiale Tragfähigkeit

Durch die hohe Rohdichte sind entsprechend große Tragfähigkeiten in axialer Richtung wie auch rechtwinklig zur Schraubenachse zu erwarten. Zu deren Ermittlung wurden umfangreiche Versuche mit Schrauben in Buchen-FSH durchgeführt. Die ermittelten Tragfähigkeiten sollen mit den in den bauaufsichtlichen Zulassungen festgelegten Tragfähigkeiten verglichen werden. Denkbar ist, analog zu eingeklebten Gewindestangen, eine mögliche werkstoffgerechte Anpassung der Tragfähigkeitskennwerte (Ausziehparameter  $f_{ax}$ , Lochleibungsfestigkeit  $f_h$ ). An dieser Stelle werden nur axial beanspruchte Schrauben betrachtet.

Es wurden Versuche an Schrauben in nicht vorgebohrten und vorgebohrten Bauteilen durchgeführt. Dabei wurden Winkel zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$  zur Faser



in Deck- und Schmalfläche des Buchen-FSH untersucht. Insgesamt umfasste das Versuchsprogramm 240 Versuche mit nicht vorgebohrtem und 120 Versuche mit vorgebohrtem Buchen-FSH. Geprüft wurden die Durchmesser 6 mm und 10 mm an je zwei unterschiedlichen Schraubentypen. Die Schraubentypen unterschieden sich durch die Spitze und die Gewindesteigung.

In den Abb. 24 und Abb. 25 sind die ermittelten mittleren Ausziehparameter  $f_{ax}$  für Schrauben in der Deckfläche exemplarisch dargestellt.

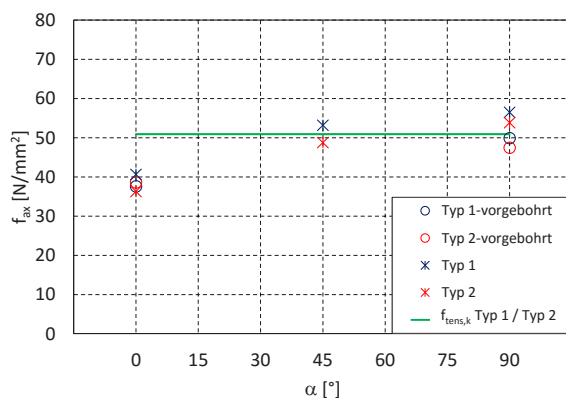


Abb. 24 Mittlerer Ausziehparameter  $f_{ax}$  für Schraubendurchmesser 6 mm in Abhängigkeit des Einschraubwinkels  $\alpha$

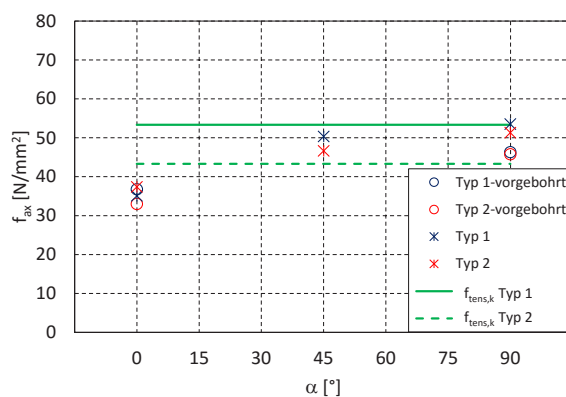


Abb. 25 Mittlerer Ausziehparameter  $f_{ax}$  für Schraubendurchmesser 10 mm in Abhängigkeit des Einschraubwinkels  $\alpha$

Bei einem Durchmesser von 6 mm konnte während der Versuchsdurchführung häufig ein Abreißen der Schrauben beobachtet werden. Betrachtet man die mittleren Ausziehtragfähigkeiten bei Einschraub-

winkeln von 90°, überschreiten diese bereits die charakteristische Zugtragfähigkeit der Schrauben  $f_{tens,k}$  deutlich. Dies bestätigt die gemachten Beobachtungen.

Den Gewindestangen entsprechend kann davon ausgegangen werden, dass bereits bei vergleichsweise geringen Einschraubtiefen die Tragfähigkeit der Schrauben erreicht werden kann. Dies wirkt sich insbesondere positiv auf die benötigten Einschraubtiefen aus. Entsprechend Abb. 23 sind bei einer Einschraubtiefe von  $6 \cdot d = 48$  mm (mit  $d = 8$  mm) bereits deutlich kleinere Einschraubdrehmomente zu erwarten. Ein Abreißen der Schraube wird damit durch den größeren Abstand zum Bruchdrehmoment verhindert.

### 4.3 Besonderheiten bei Verbindungen mit Schrauben im Hirnholz

Die Lasteinleitung wird in den Füllstäben von Fachwerkträgern überwiegend durch faserparallel eingebrachte Schrauben, analog zu eingeklebten Gewindestangen, erfolgen. Auf Grund des bislang noch unbekanntem Verhaltens unter Langzeitbeanspruchung dürfen Schrauben nur begrenzt als Hirnholzanschlüsse eingesetzt werden. In der Bemessung müssen beispielsweise die Ausziehparameter abgemindert werden, wodurch größere Einschraubtiefen notwendig werden (vgl. ETA-11/0190 [14]).

Erste Beobachtungen aus den Langzeitversuchen von Uibel [15] bestätigen die bereits vermutete geringe Tragfähigkeit von faserparallel eingebrachten Schrauben in Nadelholz. Durch die größeren Quell- und Schwindmaße der Buche sind hier noch größere Tragfähigkeitsverluste denkbar. Durch die Verwendung des Typs Q könnte auf Grund größerer Formstabilität dieses Problem jedoch deutlich minimiert werden.

Trotz der Problematik soll mit Hilfe erster Tastversuche die Leistungsfähigkeit einer solchen Verbindung ermittelt werden. Im Anschluss werden die Ergebnisse mit der Tragfähigkeit von eingeklebten Gewindestangen verglichen.

#### 4.4 Experimentelle Untersuchung der Tragfähigkeit einer Schraubengruppe im Hirnholz

Das Prüfprogramm umfasste fünf Versuche an stabförmigen Prüfkörper mit  $b \times h = 55 \times 55 \text{ mm}$  (Reihe S). Je Prüfkörper wurden dabei acht Vollgewindschrauben  $10 \times 300 \text{ mm}$  auf einer Länge von  $200 \text{ mm}$  in das Hirnholz eingeschraubt. Die Randabstände wurden zu  $a_2 = 2,5 \cdot d$  und  $a_{2,c} = 1,5 \cdot d$  gewählt. Die Prüfkörper aus Buchen-FSH Typ S wurden vorgebohrt. Um ein vorzeitiges Aufspalten der Prüfkörper zu verhindern, wurde die Verankerungszone um  $50 \text{ mm}$  rückversetzt. Die Lasteinleitung erfolgte effektiv auf einer Länge von  $15 \cdot d = 150 \text{ mm}$ . Die Einbindelänge wurde so gewählt, dass ein Stahlversagen sichergestellt wurde. In Abb. 26 sind die Prüfkörperabmessungen dargestellt.

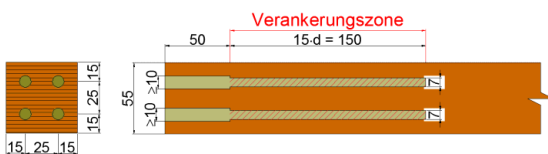


Abb. 26 Abmessungen der Prüfkörper der Reihe S, Maße in mm

In Tab. 15 sind die aus den Versuchen resultierenden Höchstlasten, die Ausziehparameter  $f_{ax}$  und die Zugfestigkeit  $f_{tens}$  einer Schraube angegeben.

Tab. 15 Versuchsergebnisse der Reihe S

Nr.	$F_{max}$ [kN]	$f_{ax}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tens}$ [kN]
1	166	27,7	41,5
2	162	27,0	40,6
3	165	27,6	41,4
4	166	27,7	41,6
5*	106	17,7	26,5

\* Zug-Scherversagen des Holzes

Mit Ausnahme des Prüfkörpers Nr. 5 wurde bei allen Prüfkörpern die Stahlzugfestigkeit der Schrauben erreicht. Dabei versagten alle Schrauben einer

Gruppe gleichzeitig, vgl. Abb. 27. Ein ausgeprägtes duktileres Verhalten war auf Grund der Stahleigenschaften der Schrauben nicht vorhanden.

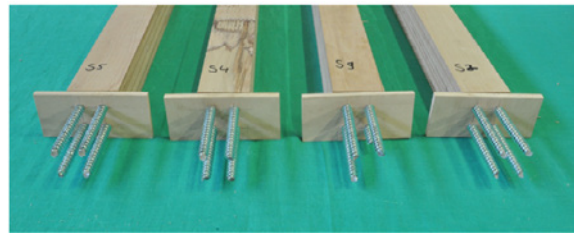


Abb. 27 Zugversagen der Schrauben

Bei Prüfkörper Nr. 5 erfolgte ein frühzeitiges Zug-Scherversagen entlang der Schäftungen über die komplette Prüfkörperlänge. Die vorhandene Querschnittsschwächung und fehlerhafte Verklebung der Furniere führten zu diesem spröden Versagen, vgl. Abb. 28. Für die nachfolgenden Betrachtungen wird der Prüfkörper nicht berücksichtigt.

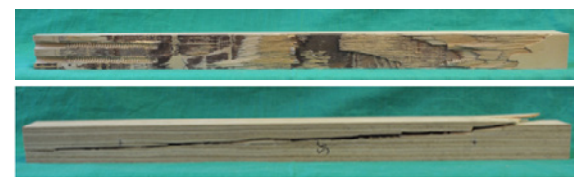


Abb. 28 oben: Klebefuge im Schäftungsbereich  
unten: Zug-Scherbruch entlang der Schäftungen

#### 4.5 Vergleich mit eingeklebten Gewindestangen

In Tab. 16 sind vergleichbare Versuchsreihen mit ihrer mittleren Höchstlast, Einbindelänge und dem beobachteten Versagen angegeben.

Tab. 16 Erreichte mittlere Höchstlasten  $F_{max,mean}$  und vorhandene Einbindelänge

Reihe	Festigkeitsklasse	$F_{max,mean}$ [kN]	$L_{ad}$ [mm]	Versagen
E4	8.8	123	240	S*
E4-15	10.9	161	240	H*
S	-	165	150	S*

\* S: Stahlversagen

H: Schubversagen des Holzes

Im Vergleich zu Gewindestangen der Festigkeitsklasse 8.8 erreicht die Schraubenverbindung eine 34% höhere Kurzzeittragfähigkeit bei 63% der benötigten effektiven Einbindelänge. Erst bei der Verwendung der Festigkeitsklasse 10.9 ergeben sich identische Tragfähigkeiten. Um die Zugfestigkeit dieser Gewindestange zu erreichen, muss die Einklebelänge deutlich erhöht werden. Es ergibt sich nun die Frage, welche Einbindelängen werden in der Baupraxis benötigt und welche Tragfähigkeiten können erreicht werden.

Für die Betrachtung auf Bemessungsebene werden dabei die Annahmen aus Abschnitt 3.3 und Abschnitt 3.4 übernommen. In beiden Verbindungen soll die Zugtragfähigkeit des Verbindungsmittels maßgebend werden. Die daraus resultierenden maximalen Tragfähigkeiten  $F_{ax,d}$  und Einbindelängen sind Tab. 17 zu entnehmen. Der Reihe S liegt dabei die charakteristische Zugtragfähigkeit der Schraube  $f_{tens,k} = 32 \text{ kN}$  und der charakteristische Ausziehparameter für  $\alpha = 0^\circ$  von  $f_{ax,0,k} = 28,7 \text{ N/mm}^2$  zu Grunde. Der Quantilwert ergibt sich aus den Versuchsdaten in Abschnitt 4.2 nach DIN EN 14358 [12].

Tab. 17 Vergleich der Bemessungswerte

Reihe	$n_{VM}$	$F_{ax,d}$	$L_{ad}$
	[-]	[kN]	[mm]
S	4	102	$130 \triangleq 13 \cdot d$
E4-15	1	113	$340 \triangleq 22 \cdot d$

Auch auf Bemessungsniveau ergeben sich damit bis zu 62% kleinere Einbindetiefen der Schraubenverbindung, bei nahezu identischer Tragfähigkeit des Anschlusses. Allerdings ist darin keine Abminderung des Ausziehparameters berücksichtigt. Wird dieser nach ETA-11/0190 [13] auf 30% reduziert, erhöht sich schließlich die Einbindelänge auf 430 mm  $\triangleq 43 \cdot d$ . Der Vorteil der Schraubenverbindung ist damit nicht mehr vorhanden.

#### 4.6 Fazit

Die Schraubenverbindung kann eine Alternative zu eingeklebten Gewindestangen darstellen. Ihr Vorteil sind die geringen Einbindetiefen. Damit einherge-

hend wird der Montageaufwand und die Fehleranfälligkeit reduziert. Allerdings kommt durch die in der Praxis noch benötigten großen Einschraubtiefen im Hirnholz dieser Vorteil nicht zum Tragen.

Wenn Schrauben eine Alternative zu eingeklebten Gewindestangen sein sollen, sind in der Zukunft noch umfangreiche Untersuchungen über das Verhalten bei Langzeitbeanspruchung notwendig.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen mit faserparallel eingeklebten Gewindestangen vorgestellt und das Potential in Kombination mit dem Werkstoff Buchen-FSH herausgearbeitet. Dabei wurden die Klebfugenfestigkeit bis zu Einklebelängen von 240 mm ermittelt, die notwendigen Randabstände und mögliche Gruppeneffekte untersucht. Zur exakten Abschätzung der Tragfähigkeit bei größeren Einklebelängen sind noch fortführende Untersuchungen notwendig. Ebenfalls steht die Quantifizierung der Spaltkräfte noch aus. Darauf aufbauend wäre die Herleitung eines Bemessungsmodells zur Dimensionierung der benötigten Bewehrungsmaßnahmen möglich. Ist der Verlauf der Spaltkräfte bekannt, ließen sich gegebenenfalls auch kleinere Randabstände begründen.

Die Auswirkungen von Feuchteänderungen und erhöhter Temperatur auf die Tragfähigkeit der Klebefuge unter Dauerlast bleiben noch ungeklärt. Ein erster Tastversuch mit einem Prüfkörper der Reihe E5.4-8 konnte jedoch in Normalklima die Gültigkeit dieser Ergebnisse zeigen, vgl. Abb. 29.

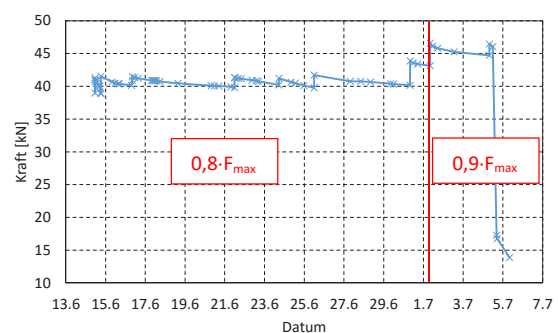


Abb. 29 Verlauf der Kraft über die Versuchsdauer

Weiterhin wurden Versuche mit axial beanspruchten Schrauben durchgeführt. Besonders bei faserparallel eingebrachten Schrauben ist das Verhalten unter Langzeitbeanspruchung mit Klimawechseln unbekannt. Auf Grund der größeren Quell- und Schwindmaße ist diese Art der Verbindung in Buchen-FSH besonders kritisch zu betrachten. Dennoch konnten die Kurzzeitversuche die Leistungsfähigkeit und das Potential dieses Verbindungsmittels aufzeigen. Weitere Untersuchungen sind notwendig, um einen wirtschaftlichen Einsatz zu ermöglichen.

Bislang wurden nur faserparallel eingebrachte Verbindungsmittel betrachtet. Versuche mit unter 90° zur Faser eingeklebten Gewindestangen und unter 45° - 90° eingedrehten Schrauben wurden bereits durchgeführt. Die genauere Auswertung und Diskussion der Ergebnisse stehen dabei noch aus.

## 6 Literatur

- [1] Europäische Technische Bewertung ETA-14/0354 vom 20.02.2016: Brettschichtholz aus Laubholz - Buchenfurnierschichtholz für tragende Zwecke. Österreichisches Institut für Bautechnik, Wien
- [2] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-9.1-838 vom 23. Juni 2016: Furnierschichtholz aus Buche zur Ausbildung stabförmiger und flächiger Tragwerke „Platte BauBuche S“ und „Platte BauBuche Q“. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- [3] M. Enders-Comberg, M. Frese: "Buchenfurnierschichtholz – Leistungsmerkmale, Anwendung und Entwicklungsmöglichkeit", Karlsruher Tage 2014 – Holzbau: Forschung für die Praxis, 09. Oktober – 10. Oktober, 49 - 65, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe
- [4] DIN EN 1995-1-1:2010-12: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Allgemeines – Allgemeine Regeln für den Hochbau.
- [5] DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln für den Hochbau.
- [6] N. Meyer, „Verbindungen mit eingeklebten Gewindestangen in Bauteilen aus Furnierschichtholz aus Buche,“ Doktorandenkolloquium Holzbau „Forschung und Praxis“, Stuttgart, 2016.
- [7] M. Enders-Comberg, „Leistungsfähige Verbindungen des Ingenieurholzbaus, Einsatzmöglichkeiten für Nadel- und Laubholz“, Band 28, Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015.
- [8] R. Steiger, „In Brettschichtholz eingeklebte Gewindestangen – Stand des Wissens zu einer leistungsfähigen Verbindungstechnik,“ 18. Internationales Holzbau-Forum, Garmisch Partenkirchen, 2012.
- [9] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-9.1-778 vom 31. Oktober 2012: 2K-EP-Klebstoff GSA-Harz und GSA-Härter für das Einkleben von Stahlstäben in Holzbaustoffe. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- [10] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-9.1-791 vom 17. Januar 2012: Verbindungen mit faserparallel in Brettschichtholz eingeklebte Stahlstäben. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- [11] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-9.1-705 vom 10. Dezember 2015: 2K-EP-Klebstoff WEVO-Spezialharz EP 32 S mit WEVO-Härter B 22 TS zum Einkleben von Stahlstäben in Holzbaustoffe. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- [12] DIN EN 14358:2006: Holzbauwerke – Berechnung der 5%-Quantile für charakteristische Werte und Annahmekriterien für Proben.
- [13] H. J. Blaß, I. Bejtka, T. Uibel : "Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde", Band 4, Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Universitätsverlag Karlsruhe, 2006
- [14] Europäische Technische Bewertung ETA-11/0190 vom 27 Juni 2016: Selbstbohrende Schrauben als Holzverbindungsmittel. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- [15] T. Uibel: "Tragverhalten von Verbindungen für die Brettsperrholzbauweise", Aachener Holzbautagung 2013, 05. und 06. September, 42 - 59, FH Aachen

## 7 Autor

Dipl.-Ing. Nico Meyer

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Holzbau und Baukonstruktionen

R.-Baumeister-Platz 1

76131 Karlsruhe

Kontakt:

Nico.Meyer@kit.edu



# Neue Impulse für Fachwerkträger durch Alternativen für Materialien, Verbindungstechniken und Konstruktionen

Henning Ernst

## Zusammenfassung

Bei der Konstruktion von Fachwerkträgern können Querschnitte in ihrer Dimension durch die gezielte Auswahl der Materialien optimiert werden. Neben den bewährten Baustoffen wie Nadelholz und Brettschichtholz führt der Einsatz von Materialien wie Baubuche und Brettsperrholz zu wirtschaftlichen Lösungen. Schlank, optisch ansprechend, weit gespannt und trotzdem filigran, können die Konstruktionen ausgeführt werden.

Der Einsatz alternativer Holzprodukte eröffnet auch in der Fügechnik neue Möglichkeiten. Baubuche bietet einen sehr festen und tragfähigen Verankerungsgrund für Verbindungsmittel. In Brettsperrholz und Baubuche lassen sich mittels Schrauben sehr hohe Kräfte auch über die Hirnholzfläche einleiten. Die dafür erforderlichen Verankerungslängen betragen, in Abhängigkeit von der Lasteinwirkungsdauer, im Mittel ca. 40d in Baubuche und 35d in Brettsperrholz.

Einfache Verarbeitung und hohe Tragfähigkeiten sind die Vorteile von Vollgewindeschrauben, deren Einsatz bei Fachwerkkonstruktionen und Anschlüssen von Diagonalstäben allgemein, zu effektiven Anschlüssen führt. Hierbei stehen unterschiedliche Varianten der Schraubenanordnung und Beanspruchung zur Wahl. In Abhängigkeit von Vorgaben wie Erscheinungsbild, Material, Brandschutz, Abmessungen usw. kann über die Variante des Anschlusses entschieden werden.

## 1 Intension

Mit Fachwerkträgern lassen sich große Spannweiten mit vergleichbar geringem Materialeinsatz verwirklichen. Leichte, lichtdurchlässige Strukturen führen zu einem filigranen Erscheinungsbild.

Aufgrund der oft komplexen Konstruktion und arbeitsintensiven Umsetzung der Verbindungspunkte werden aus wirtschaftlichen Gründen häufig andere Konstruktionsformen wie Vollwandträger oder gar Ausführungsvarianten mit Materialien wie Stahl oder Stahlbeton gewählt.

Die Novellierung der Muster-Richtlinie über den baulichen Brandschutz (M-IndBauRI) von 2014 führt bei der Umsetzung von Gewerbehallen mit Fachwerkstrukturen aus Holz dazu, dass der Brandschutz bzw. der Feuerwiderstand solcher Konstruktion an Bedeutung zugenommen hat.

Durch einfache Verbindungen und die gezielte Auswahl und Kombination von Materialien ergeben sich Varianten, Möglichkeiten und Details, wodurch Fachwerkstrukturen kostengünstiger herstellbar werden können. Eventuell erforderliche Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer (in der Regel 30 Minuten) werden dabei ebenso erfüllt.

Die im Folgenden dargestellten Anschlussvarianten sind sowohl für Fachwerke als auch für den Anschluss von Verbandsstäbe anwendbar.

Auf den Einsatz von bewährten Verbindungen mit geschlitzten Stahlblechen wird hier nicht weiter eingegangen.

## 2 Materialien

Die betrachteten Materialien wurden aufgrund der Verfügbarkeit, Tragfähigkeit und Möglichkeiten in Bezug auf die Verbindungstechnik ausgewählt.

### 2.1 Nadelholz und Brettschichtholz

Nadelholz und Brettschichtholz aus Nadelholz sind in unterschiedlichen Festigkeitsklassen verfügbar und stehen als Stangenware in unterschiedlichsten Abmessungen zur Verfügung. Eigenschaften und

Möglichkeiten der Verarbeitung sind bekannt und haben sich über viele Jahre bewährt.

### 2.2 Brettsperrholz

Brettsperrholz zeichnet sich durch seine kreuzweise Anordnung der Brettlagen und den daraus resultierenden günstigen Anschlussmöglichkeiten (Verschraubungsmöglichkeiten in Querlagen) aus. Die Lagenfolge ist in Ausrichtung, Sichtfolge und Dicke variabel, vorausgesetzt der Aufbau ist symmetrisch. Brettsperrholz wird in Platten hergestellt, kann aber zu stabförmigen Bauteilen zugeschnitten und entsprechend eingesetzt werden.

Als Verbindungsmittel kommen sowohl die normativ geregelten Verbindungsmittel in Frage als auch selbstbohrende Holzschrauben, sofern deren Einsatz für die Anwendung in Brettsperrholz in deren ETA geregelt ist.

### 2.3 Baubuche der Firma Pollmeier

Träger aus Baubuche nach ETA-14/0354 werden aus faserparallel verklebten, 40 mm dicken Buchelamellen hergestellt. Das Material hat gegenüber den bereits genannten Materialien z.T. die zwei- bis dreifachen Festigkeiten bei Beanspruchung in Faserichtung (Zug, Druck und Biegung). Die Steifigkeitsparameter sind hingegen „nur“ um etwa 30% höher.

Tab. 1 Berechnungs- und Festigkeitsparameter unterschiedlicher Materialien

Material	$f_{m,k}$	$f_{c,0k}$	$f_{t,0,k}$	$E_{0,mean}$	$\rho_k$
	N/mm <sup>2</sup>				
C24	24,0	21,0	14,0	11000	350
GL28c	28,0	24,0	19,5	12500	390
BSP	24,0	21,0	14,0	11600	350
BauBU <sup>(1)</sup>	70,0	59,4 49,5	55,0	16700	680 730

(1) Bei den Werten handelt es sich um die Grundwerte, die in Abhängigkeit von der Höhe des Querschnittes u.U. erhöht werden können.

Bei der Druckfestigkeit muss nach Nutzungsklassen unterschieden werden.

Für Schrauben vom Typ Würth ASSY darf mit einer Rohdichte von 730 kg/m<sup>3</sup> gerechnet werden. Alle anderen Verbindungsmittel sind mit der kleineren Rohdichte zu bemessen.

Baubuche besitzt eine hohe charakteristische Rohdichte. Diese führt zu besonderen Anforderungen bei der Bearbeitung des Materials und die hierfür notwendigen Maschinen und Werkzeuge.

Für Verbindungen sind Nägel, Bolzen und Stabdübel normativ und Schrauben nach ETA-11/0190 geregelt. Die hohe charakteristische Rohdichte der Baubuche führt bei den Verbindungen zu großen Tragfähigkeiten. Wirtschaftliche Anschlüsse, bei hohem Ausnutzungsgrad der Querschnitte sind dennoch schwer zu realisieren.

### 3 Verbindungsmittel

Im Folgenden werden die Tragfähigkeiten von Stabdübeln, Passbolzen und selbstbohrenden Holzschrauben nach ETA-11/0190 verglichen. Gegenübergestellt werden die Schertragfähigkeiten der Verbindungsmittel. Zudem werden diese Werte mit den

Zug- bzw. Zugschertragfähigkeiten von Würth ASSY plus Vollgewindeschrauben verglichen.

Nägel werden aufgrund der großen erforderlichen Stückzahlen für die betrachteten Anschlüsse in diesem Vergleich nicht betrachtet.

#### 3.1 Holz-Holz-Verbindungen

Die Berechnung der Schertragfähigkeit von Passbolzen, Stabdübeln und Schrauben erfolgt nach DIN EN 1995-1-1, Abs. 8.2.2. Für zweischnittige Verbindung mit Seiten- und Mittelholz aus NH C24 und einem Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung von 0°, ergeben sich charakteristische Verbindungsmitteltragfähigkeiten nach Abb. 1. Die Tragfähigkeiten der Stabdübel und Passbolzen müssen im Gegensatz zu den Werten der Schrauben bei einem Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung größer 0° um bis zu ca. 10% abgemindert werden.

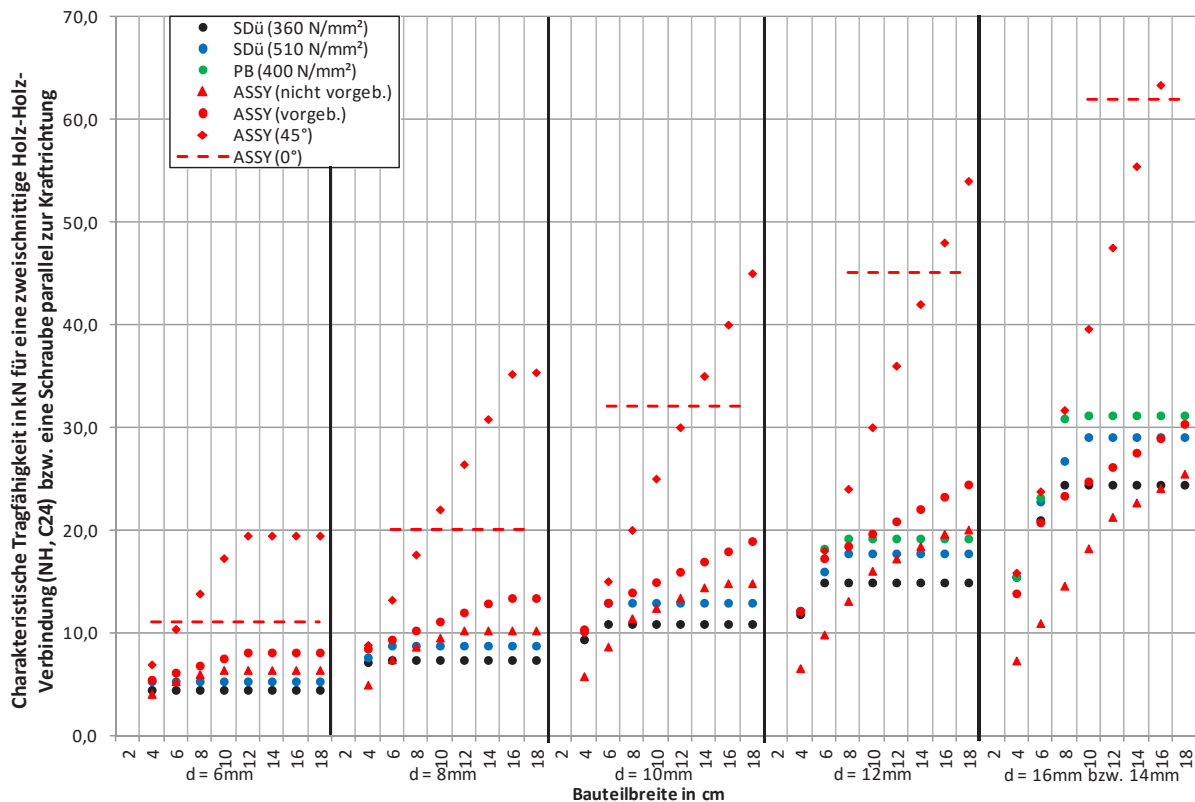


Abb. 1 Charakteristische Tragfähigkeiten von Verbindungsmitteln für zweischnittige Verbindungen aus NH C24, Werte in Abhängigkeit vom Verbindungsmitteldurchmesser d und der Dicke der Seiten- und Mittelhölzer (rechte Spalte Stabdübel/Passbolzen d = 16 mm und Vollgewindeschrauben d = 14 mm)

### 3.2 Passbolzen/Stabdübel oder Schrauben – Vergleich der Schertragfähigkeiten in Nadelholz

Während Passbolzen und Stabdübel vorzubohren sind, können Schrauben sehr einfach ohne Vorbohren eingebracht werden. Bei hoher Rohdichte und/oder Bauteildicke kann es erforderlich sein, dass auch Schrauben in vorgebohrte Löcher eingedreht werden. Das Vorbohren führt bei Scherverbindungen mit Schrauben in Abhängigkeit vom Durchmesser zu Steigerungen der Tragfähigkeit von bis zu 40 %.

Bei der Berechnung der Schertragfähigkeit von Passbolzen und Schrauben dürfen bei der Ausbildung von Fließgelenken Anteile aus deren axialer Tragfähigkeit mit angesetzt werden, da durch das Einhängen des Verbindungsmittels im beanspruchten Zustand in den Berührungsflächen zwischen den Bauteilen der Verbindung ein Reibwiderstand entsteht („Seilwirkung“). Dadurch sind die Tragfähigkeiten von Verbindungen mit Schrauben für Bauteildicken, die mindestens dem zehnfachen des Nenn-durchmessers entsprechen ( $t_i / d \geq 10$ ), höher als die, vergleichbarer Anschlüsse mit Stabdübeln oder Passbolzen. Schrauben haben eine bis zu 20 % höhere Tragfähigkeit als Stabdübel des gleichen Durchmessers, für Schrauben in vorgebohrten Löchern ist die Tragfähigkeit sogar um ca. 20-40 % höher (in Abhängigkeit von der Stahlgüte der Stabdübel bzw. Passbolzen). Gegenüber Passbolzen ist die Tragfähigkeit mit Vorbohren nahezu gleich. Bei dickeren Bauteilen bzw. zunehmendem Verhältnis  $t_i / d$  nimmt der Vorteil der Schrauben, durch den weiter ansteigenden Effekt der Seilwirkung, kontinuierlich zu.

Um lateral beanspruchte stiftförmige Verbindungsmittel effektiv einzusetzen, sollte das Verhältnis zwischen Bauteildicke und Verbindungsmittel so gewählt werden, dass sich bei dem Verbindungsmittel je Scherfuge rechnerisch zwei Fließgelenke einstellen können (vgl. hierzu  $t_{req}$  nach DIN EN 1995-1-1/NA, NCI NA.8.2.4). In Tab. 2 sind die resultierenden Bauteildicken entsprechend gelistet.

Tab. 2 Empfohlene Mindestbauteildicke in cm

Verbindungsmittel	Verbindungsmitteldurchmesser				
	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm	14 mm bzw. 16 mm
Stabdübel ( $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ )	4/4	4/4	6/6	6/6	8/8
Stabdübel ( $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$ )	4/4	6/6	6/6	6/8	8/10
Passbolzen ( $f_u = 400 \text{ N/mm}^2$ )				8/8	8/8
ASSY VG (nicht vorgeb.)	6/4	8/6	8/8	10/8	12/10
ASSY VG (vorgebohrt)	4/4	4/4	6/8	6/6	8/8

Eine Erhöhung der Anzahl der Scherfugen, durch die ein Verbindungsmittel geht, steigert die Effektivität solcher Anschlüsse.

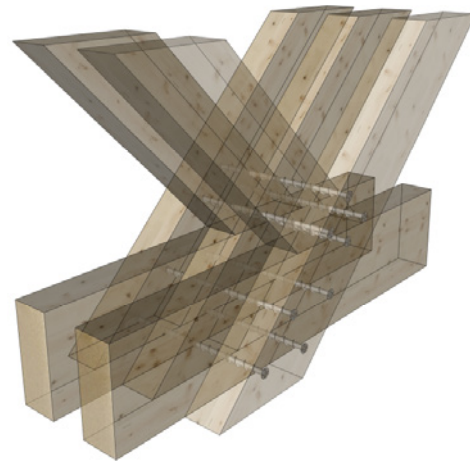


Abb. 2 Mehrschnittige Holz-Holz-Verbindung

Für einen praxistauglichen Vergleich der Tragfähigkeiten von Scherverbindungen mit Stabdübeln/Passbolzen bzw. mit Schrauben, muss zusätzlich der für das jeweilige Verbindungsmittel definierte Gruppeneffekt und die Abstandsregelungen berücksichtigt werden.

Handelsübliche, selbstbohrende Holzbauschrauben müssen bzgl. ihrer Abstandsregelungen unterschieden werden. Die meisten auf dem Markt verfügbaren Schrauben, die nach ETA oder EN 14592 geregelt werden, sind bei der Abstandregelung bei Scherbeanspruchung zu betrachten wie Nägel „ohne Vorbohren“ (vgl. DIN EN 1995-1-1, Tab. 8.2, Spalte 3 und 4). Die hier betrachteten Würth ASSY plus Vollgewindeschrauben verfügen über eine spezielle

Bohrspitze, wodurch die Spaltwirkung verringert wird und damit bei Scherverbindungen geringe Rand- und Achsabstände erforderlich sind. Die Regelungen hierfür entsprechen den Angaben gemäß DIN EN 1995-1-1, Tab. 8.2, Spalte 5 (Abstände „mit Vorbohren“).

Da auf Abscheren beanspruchte Schrauben nach Norm wie Nägel zu behandeln sind, kann der Gruppeneffekt durch eine faserversetzte Anordnung der Schrauben entsprechend reduziert werden. Dabei sollte bei mehr als drei Schrauben in Faserrichtung hintereinander der Einfluss der Schrauben die auf einer faserparallelen Linie liegen wieder entsprechend berücksichtigt werden. Ein Gruppeneffekt kann bei Schrauben unberücksichtigt bleiben, wenn deren Achsabstand in Faserrichtung mindestens  $7d$  beträgt, und wenn die Schrauben entlang der Risslinie, in Faserrichtung jeweils um das Maß des Nenn-durchmessers faserversetzt angeordnet werden.

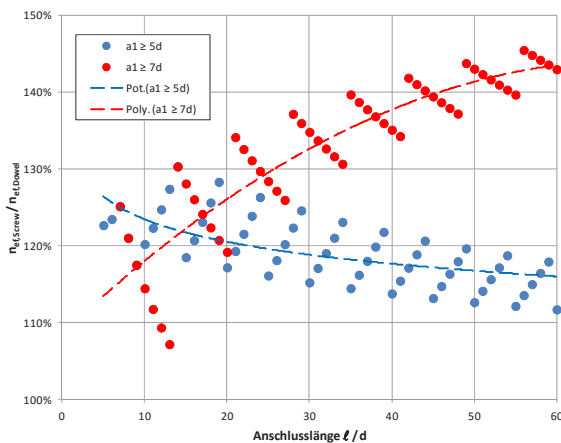


Abb. 3 Verhältnis der effektiven Anzahl Schrauben zur effektiven Anzahl Stabdübel/Passbolzen in Abhängigkeit der Länge des Anschlusses in Faserrichtung

Der erforderliche Mindestachsabstand in Faserrichtung ist sowohl für Stabdübel/Passbolzen als auch für Würth ASSY plus Vollgewindeschrauben mit  $5d$  definiert (für einen Winkel von  $0^\circ$  zwischen Kraft und Faserrichtung). Für Achsabstände von  $5d$  und  $7d$  ist in Abb. 3 das Verhältnis zwischen der effektiven Anzahl Schrauben zu Stabdübeln/Passbolzen ( $n_{ef,Screw} / n_{ef,Dowel}$ ) unter Berücksichtigung des jeweiligen Gruppeneffektes grafisch dargestellt.

### 3.3 Schrauben axial beansprucht – Verschraubungsvarianten

#### 3.3.1 Axialbeanspruchung mit Kraftumlenkung

Schrauben, die entsprechend Abb. 4 schräg zur Kraftrichtung eines auf Zug beanspruchten Bauteiles angeordnet werden, werden axial auf Zug beansprucht. Hierzu korrespondiert eine Druckkraft, die zu einem Anpressen der Oberflächen in der Verbindung führt. Die dadurch entstehende Reibung darf bei der Berechnung der Tragfähigkeit des Anschlusses mit in Ansatz gebracht werden. Eine Lastumkehr ist in diesem Fall nicht möglich, da Druckkräfte bei dieser Anschlussvariante nicht in die Schrauben eingeleitet werden können.



Abb. 4 Zugscherverbindung mit außenliegenden Stahllaschen und Winkelscheiben

Für alle hier betrachteten Schraubendurchmesser ist die Tragfähigkeit einer solchen Zugscherverbindung, bereits ab einer Bauteildicke von  $6\text{ cm}$  größer als die einer vergleichbaren zweiseitigen Scherverbindung (vgl. Abb. 1). In Abhängigkeit der Bauteildicken wird mit dieser Anschlussvariante die drei- bis vierfache Tragfähigkeit einer entsprechenden zweiseitigen Scherverbindung mit gleichem Verbindungsmitteldurchmesser erreicht.

Alternativ können die Schrauben bei Holz-Holz-Zugscherverbindungen auch kreuzweise angeordnet werden. Dabei wird die anzuschließende Kraft in eine Zug- und eine Druckkraft in Richtung der Schraubenachsen aufgeteilt, und über die Schrauben in das Nachbarbauteil übertragen. Aufgrund der geringeren Drucktragfähigkeit der Schrauben ge-

genüber deren Zugtragfähigkeit ist die Gesamttragfähigkeit von Verbindungen mit gekreuzten Schraubenpaaren geringer als die Zugschertragfähigkeit von Verbindungen mit gleicher Anzahl an Schrauben.

Durch die Kombination von in der Anschlussebene unterschiedlich geneigter Schrauben oder durch die Kombination von geneigten Schrauben und Kontaktflächen, können die Kräfte ebenfalls mittels axial beanspruchter Schrauben übertragen werden (vgl. Abb. 5). Diese Variante kann sowohl Zug- als auch Druckkräfte übertragen.



Abb. 5 Aufteilung der Anschlusskraft in unterschiedlich geneigt Schrauben

### 3.3.2 Axialbeanspruchung ohne Kraftumlenkung

Um eine Aufteilung der Anschlusskräfte in mehrere korrespondierende Kräfte zu vermeiden, können Schrauben auch unmittelbar in Richtung der Wirkungslinie der zu übertragenden Kraft in die Bauteile eingebracht werden.



Abb. 6 Anschluss mit Vollgewindeschrauben, die in Richtung der Wirkungslinie der Anschlusskraft angeordnet sind

In Abb. 1 ist die Axialtragfähigkeit einer einzelnen Schraube mit dem jeweiligen Durchmesser zum Vergleich dargestellt (Variante „ASSY(0°)“). Die Mindestbauteildicke, bzw. -Breite ergibt sich dabei jeweils mit 6d. Bereits bei geringen Bauteildicken können mit dieser Variante sehr hohe Lasten in die Bauteile eingetragen werden.

Eine hohe Tragfähigkeit bei faserparallel eingebrachten Schrauben kann bei Bauteilen aus Nadelholz nur durch große Verankerungslängen erreicht werden. Eine vollständige Ausnutzung der Schrauben ist nur bei Nadelhölzern bzw. Brettschichtholz höherer Rohdichte möglich.

Durch die hohe Rohdichte der Baubuche und den daraus resultierenden hohen Auszieh Widerstand (ca. das dreifache gegenüber Nadelholz), reichen bei diesem Material Verankerungslängen von ca. 40d um die volle Zugtragfähigkeit der Schrauben bei faserparalleler Verschraubung in das Bauteil einzuleiten.

Bei einem Anschluss von Stäben aus Brettspertholz können die Schrauben parallel zur Haupttrichtung (Decklagen) eingebracht werden, dabei können die Schrauben bei entsprechender Positionierung in den Querlagen verankert werden. Mit vergleichbar kurzen Einschraubängen können damit hohe Lasten eingeleitet werden.

### 3.4 Stahlblech-Holz-Verbindungen - Kombination der Verbindungsmittel mit Stahlaschen

Aus den oben dargestellten Schertragfähigkeiten für Holz-Holz-Verbindungen lassen sich die Werte für Stahl-Holz-Verbindungen mit gleichen Seitenholzdicken über einen Faktor ableiten. Unter der Annahme innenliegender Bleche bzw. „dicker“ außenliegender Bleche, ergeben sich auch bei diesen Verbindungen je zwei Fließgelenke je Scherfuge, sofern die empfohlenen Bauteildicken eingehalten werden. Setzt man die beiden maßgebenden Formeln für diese Versagensmechanismen ins Verhältnis ergibt sich folgender Faktor  $f$  (mit  $\beta = 1$ ):



$$f = \frac{2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}}{1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}} = 1,414$$

Durch Multiplikation der in Abb. 1 angegebenen Tragfähigkeiten der Holz-Holz-Verbindungen mit dem Faktor f, erhält man die Schertragfähigkeiten der entsprechenden Stahl-Holz-Verbindungen.

Für axial beanspruchte Schrauben ergeben sich durch die Kombination mit Stahllaschen keine Änderungen bzgl. deren Tragfähigkeiten.

### 3.5 Verbindungsmittel in Kombination mit Baubuche

Stabdübel und Passbolzen können beim Einsatz in Baubuche nach den Regeln der DIN EN 1995-1-1 berechnet werden.

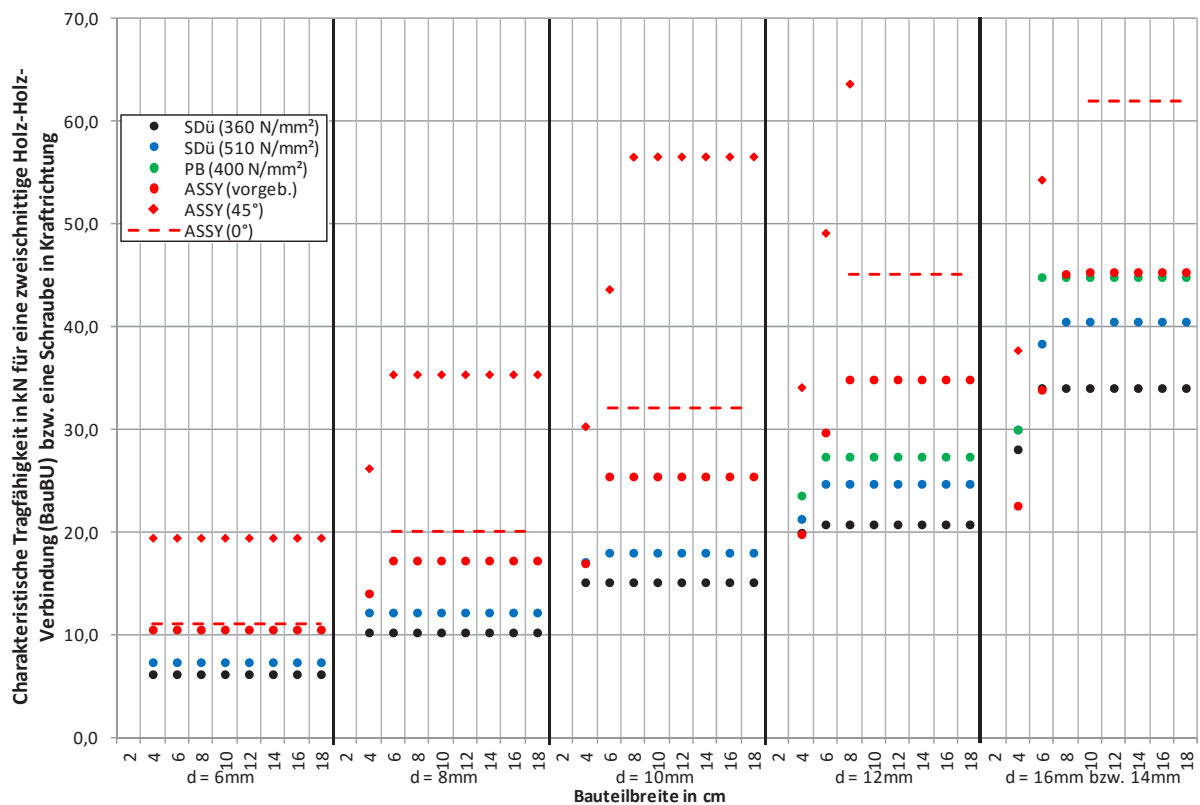


Abb. 7 Charakteristische Tragfähigkeiten von Verbindungsmitteln für zweischnittige Verbindungen aus Baubuche, Werte in Abhängigkeit vom Verbindungsmitteldurchmesser d und der Dicke der Seiten- und Mittelhölzer (rechte Spalte Stabdübel/Passbolzen d = 16 mm und Schrauben d = 14 mm)

Für die Würth ASSY Schrauben wurden Untersuchungen für deren Einsatz in Baubuche durchgeführt. Die daraus resultierenden Parameter und Rechenansätze sind in die Berechnungen für die hier aufgeführten Vergleiche eingeflossen.

Hohe Lochleibungsfestigkeiten, Auszieh- und Kopfdurchzieh Widerstände bewirken maximale Tragfähigkeiten bei geringen Einbinde- bzw. Verankerungslängen.

Würth ASSY Schrauben mit Bohrspitze können bis Einschraubtlängen von 8d, Würth ASSY Schrauben ohne Bohrspitze bis Einschraubtlängen von 10d ohne Vorbohren in Baubuche eingedreht werden. Für hoch tragfähige Anschlüsse, werden auch in Baubuche meist größere Einschraubtlängen und damit ein Vorbohren erforderlich. Die für das Vorbohren erforderlichen Durchmesser können der ETA-11/0190 entnommen werden.

## 4 Anforderungen an den Feuerwiderstand

Bei Bauteilen eines Fachwerkes ist eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten durch entsprechende Abmessungen der Bauteile zu erreichen. Der rechnerisch verbleibende Restquerschnitt und sein zugehöriger Modifikationsbeiwert für den rechnerischen Brandlastfall  $k_{mod,fi}$  können den Anforderungen entsprechend dimensioniert werden. Hierzu müssen lediglich Querschnittsbreite und -Höhe ausreichend groß gewählt werden.

Für einen Feuerwiderstand von 30 Minuten müssen für Stabdübel und Bolzen die Seitenhölzer eine Dicke von mindestens  $50 + 1,25(d - 12)$  mm aufweisen. Verbindungen mit Stabdübeln müssen zudem einen Bolzen je vier Stabdübel enthalten. Der Ausnutzungsgrad der Stabdübel/Passbolzen bei der Kaltbemessung ist maßgebend für den Feuerwiderstand. Die Tragfähigkeit der Verbindung bei der Heißbemessung wird durch eine hohe Ausnutzung der Verbindungsmittel bei der Kaltbemessung reduziert.

Die Feuerwiderstandsdauer ungeschützter Schrauben-, Stabdübel- und Passbolzenverbindungen berechnet sich nach DIN EN 1995-1-2/NA, Abs. 6.2.2.1(3) zu:

$$t_{d,fi} = -\frac{1}{k} \cdot \ln \frac{\eta_{fi} \cdot \eta_0 \cdot k_{mod} \cdot \gamma_{M,fi}}{\gamma_M \cdot k_{fi}}$$

Beim Einsatz von Schrauben, die auf Abscheren beansprucht werden, kann eine Feuerwiderstandsdauer von bis zu 30 Minuten alleine durch konstruktive Maßnahmen erreicht werden. Hierfür dürfen die Schraubenköpfe nicht überstehen (bündiges Eindrehen; keine auftragenden Kopfformen), und die aus der Kaltbemessung erforderlichen Bauteildicken und Randabstände müssen um das Maß  $a_{fi}$  nach DIN EN 1995-1-2, Abs. 6.2.2.1(6) erhöht werden.

$$a_{fi} = \beta_n \cdot (t_{req} - t_{d,fi})$$

Für axial beanspruchte Schrauben sind die Anforderungen für deren Nachweis in DIN EN 1995-1-2, Abs.6.4 geregelt. Eine ausreichend tiefe Einbindung bzw. Überdeckungen der Schrauben mit Holz an den

Seiten und von der Seite des Kopfes und der Spitze reichen aus, um eine ausreichende Tragfähigkeit im Brandlastfall sicher zu stellen. Die verbleibende Axialtragfähigkeit der Schrauben ist abhängig von den tatsächlichen Schichtdicken des schützenden Holzes.

## 5 Auswahlkriterien für Material und Verbindungsmittel

### 5.1 Wahl und Kombination der Materialien

Aus statischer Sicht erfolgt die Auswahl der zum Einsatz kommenden Materialien unter Berücksichtigung folgender maßgeblicher Einflussfaktoren:

- verfügbare statische Höhe und daraus resultierende Schnittkräfte
- Vorgaben bzgl. gewünschter Schlankheit der Konstruktion
- vorhandene Spannungen und Materialfestigkeiten
- Anforderungen an den Feuerwiderstand
- Wahl der Verbindungsmittel

Anforderungen an den Feuerwiderstand der Konstruktionen machen kleine Abmessungen der Querschnitte unwirtschaftlich, da auch nach dem rechnerischen Abbrand für den Nachweis ein ausreichender Querschnitt vorhanden sein muss. Kleine Binderabstände führen zu kleinen Bauteildimensionen und somit bei Anforderungen an den Feuerwiderstand zu unwirtschaftlichen Konstruktionen (Querschnitt müssen aufgrund des geforderten Feuerwiderstandes „unnötig“ groß gewählt werden; alternativ können Brandschutzverkleidungen, wie eine abgehängte Decke angebracht werden).

Bei Baubuche führen deren hohe Festigkeiten meist zu verhältnismäßig schlanken Querschnitten und damit grundsätzlich zu wirtschaftlichen Lösungen. Bei Anforderungen an den Feuerwiderstand, sind Fachwerkstrukturen aus Baubuche besonders bei entsprechend hohen Einwirkungen wirtschaftlich (großer Binderabstand, hohe Lasten, große Spannweite). Die hohe Rohdichte der Baubuche führt zu hohen Tragfähigkeiten der Verbindungsmittel. Die hohe Lastkonzentration in kleinen Querschnitten



führt jedoch auch zu einer großen Herausforderung bei der Dimensionierung von Anschlüssen.

Brettspertholz, das meist nur bei Flächenelemente zum Einsatz kommt, kann auch als stabförmiges Bauteil eingesetzt werden. Die Eigenschaften unterscheiden sich dabei kaum von denen eines Stabes aus Nadelholz der Festigkeitsklasse C24. Querlagen reduzieren zwar den effektiv nutzbaren Spannungsquerschnitt des Bauteils, dennoch kann das Material in Fachwerkstrukturen effektiv als Füllstab eingesetzt werden. Bei Anschlüssen mit Vollgewindeschrauben sind Querlagen dabei die ideale Verankerungsebene. Die Schrauben werden dabei parallel zur Stablängsrichtung (und damit in Richtung der Stabkraft), von der Seite des Gurtes eingedreht. Um die Schrauben wunschgemäß positionieren zu können, ist bei dickeren Querschnitten ein Vorbohren zu empfehlen. Durch das Verschrauben in die Querlage, können schon bei geringen Verankerungslängen hohe Kräfte übertragen werden. Für einen eventuell erforderlichen Feuerwiderstand müssen die Schrauben ausreichend überdeckt sein (vgl. hierzu Kapitel 4).

## 5.2 Wahl und Kombination der Verbindungsmittel

Die Wahl des optimalen Verbindungsmittels beruht auf unterschiedliche Beurteilungsfaktoren:

Können, wenn große Querschnitte erforderlich, diese in mehrere Schichten aufgeteilt werden? Spricht auch aus gestalterischer Sicht nichts dagegen, muss das Knickverhalten und ein eventuell geforderter Feuerwiderstand der Stäbe berücksichtigt werden. Sollte unter Berücksichtigung dieser Kriterien ein Aufteilen des erforderlichen Querschnittes in mehrere Teilquerschnitte möglich sein, können sehr effektive, vielschnittige Verbindungen zur Ausführung kommen.

Breite und/oder hohe Querschnitte erlauben eine tiefe Verankerung von schräg eingedrehten Schrau-

ben. Zugscherverbindungen erreichen bei großen Bauteilen, bereits mit wenigen Verbindungsmittel hohe Tragfähigkeiten. Ein ausreichender Feuerwiderstand kann bei solchen Verbindungen durch eine entsprechende Abdeckung erreicht werden.

Füllstäbe aus Brettspertholz oder Baubuche können sehr effektiv mit Schrauben, die in Stablängsrichtung angeordnet sind, angeschlossen werden. Die Lasten werden ohne Umlenkung in Richtung ihrer Wirkungslinie übertragen. Die Schrauben werden optimal ausgenutzt und hohe Lasten lassen sich auf kompakte Flächen übertragen. Für Stäbe aus Nadelvollholz oder Brettschichtholz sind faserparallel eingeschraubte Schrauben nur bedingt zu empfehlen.

Bei Systemen mit Lastumkehr müssen die Anschlüsse sowohl für Zug- als auch für Druckkraftübertragung geeignet sein. Hierfür sind Scherverbindungen besonders geeignet. Da Vollgewindeschrauben axial Zug- und Druckkräfte übertragen können, sind auch Anschlüsse mit axial beanspruchten Vollgewindeschrauben (Schrauben in Stablängsrichtung, Schraubenkreuze, Anschlüsse mit korrespondierenden Schraubengruppen) für solche Anschlüsse gut geeignet. Alternativ können u.U. auch ergänzend Pressflächen zwischen den Bauteilen für die Kraftübertragung aktiviert werden.

Anschlüsse mit Kombinationen aus Verbindungsmitteln, bei denen einige der Verbindungsmittel ausschließlich axial und andere ausschließlich lateral beansprucht werden, können ebenfalls zu effektiven Anschlüssen führen.

## 6 Ausführungsvarianten mit Schrauben

Nachfolgend werden verschiedene Varianten von Anschlüssen dargestellt. Die Darstellungen sind schematisch und sollen nur die Lage und Anordnung der Verbindungsmittel versinnbildlichen.

## Beispiel 1

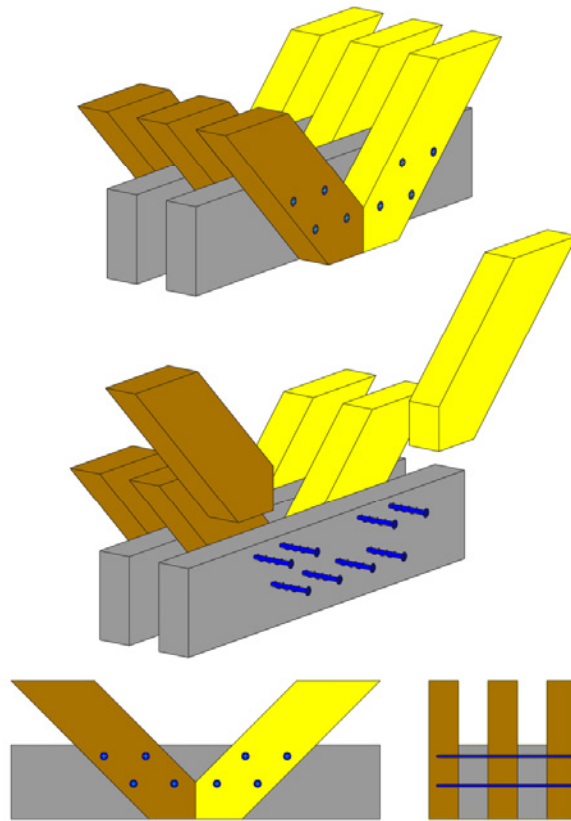
Zug- und Druckstab werden mit mehrschnittigen Verbindungen angeschlossen. Alle ankommenden Stäbe werden über Scherverbindung zusammengefügt. Bei vielschnittigen Verbindungen muss aus Montagegründen eventuell vorgebohrt werden.

### Vorteile

- Aufgrund der möglichen Versagensmechanismen können die Dicken der innen liegenden Bauteile stark reduziert werden ohne dass sich dies auf die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel auswirkt.
- Für jeden Stab wird die gesamte Anzahl an Scherfugen genutzt.
- Der Anschluss kann Zug- und Druckkräfte übertragen (→ Lastumkehr).
- Je mehr Scherfugen desto kompakter wird der Anschluss.
- Der Feuerwiderstand der Verbindung ist für 30 min einfach nachzuweisen.

### Nachteile

- Aufgrund des Platzbedarfes exzentrische Belastung der Füllstäbe (→ größere Abmessungen).
- Die Anzahl der Scherfugen wird aufgrund der erforderlichen Mindestbauteilbreite der Druckstäbe begrenzt.
- Für den Nachweis von RI30 müssen die Knickspannungsnachweise noch eingehalten werden (→ Querschnittsbreite).



## Beispiel 2

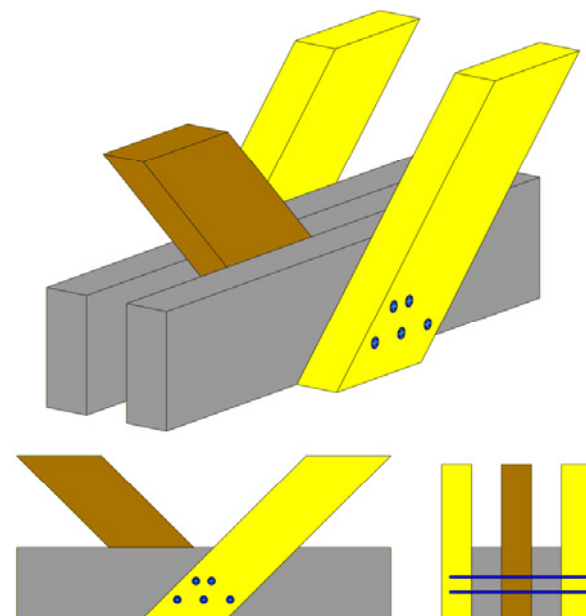
Mehrschnittige Scherverbindung auf beide Füllstäbe verteilt. Alle ankommenden Stäbe werden jeweils im Wechsel zwischen die Gurte geführt. Bei vielschnittigen Verbindungen muss aus Montagegründen eventuell vorgebohrt werden.

### Vorteile

- Anschluss kann Zug- und Druckkräfte übertragen (→ Lastumkehr).
- Je mehr Scherfugen desto kompakter wird der Anschluss.
- Der Feuerwiderstand der Verbindung ist für 30min einfach nachzuweisen.

### Nachteile

- Für jeden Stab wird die jeweils die halbe Anzahl der Scherfugen genutzt.
- Die Anzahl der Scherfugen wird aufgrund der erforderlichen Mindestbauteilbreite der Druckstäbe begrenzt.
- Für den Nachweis von RI30 müssen die Knickspannungsnachweise noch eingehalten werden (→ Querschnittsbreite).



### Beispiel 3

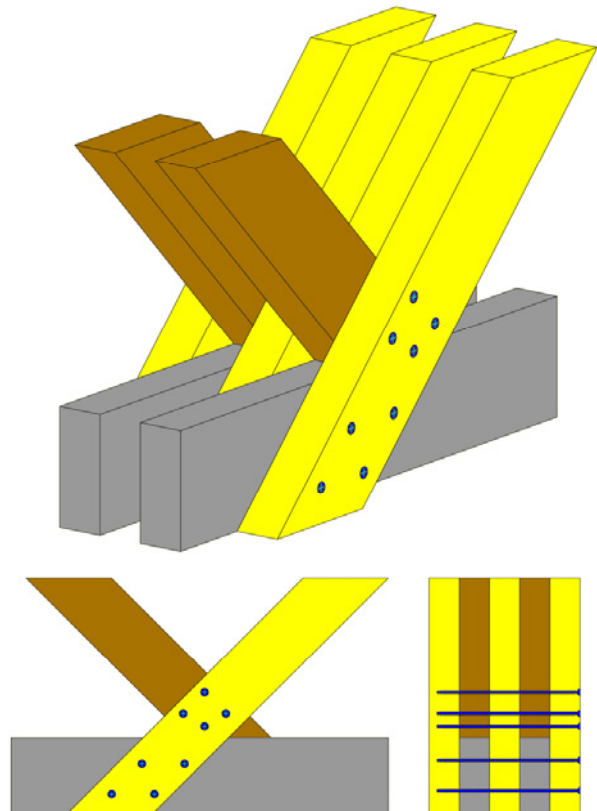
Kombination zweier mehrschnittiger Scherverbindungen. Gurtstäbe und eine Füllstabgruppe liegen zwischen den Stäben der zweiten Füllstabgruppe. Bei vielschnittigen Verbindungen muss aus Montagegründen eventuell vorgebohrt werden.

#### Vorteile

- Für jeden Stab wird die gesamte Anzahl an Scherfugen genutzt.
- Anschluss kann Zug- und Druckkräfte übertragen (→ Lastumkehr).
- Je mehr Scherfugen desto kompakter wird der Anschluss.
- Der Feuerwiderstand der Verbindung ist für 30min einfach nachzuweisen.

#### Nachteile

- Außermittiger Anschluss einer Füllstabgruppe (exzentrischer Anschluss führt zu Moment in einer Füllstabgruppe).
- Die Anzahl der Scherfugen wird aufgrund der erforderlichen Mindestbauteilbreite der Druckstäbe begrenzt.
- Für den Nachweis von R130 müssen die Knickspannungsnachweise noch eingehalten werden (→ Querschnittsbreite).



### Beispiel 4

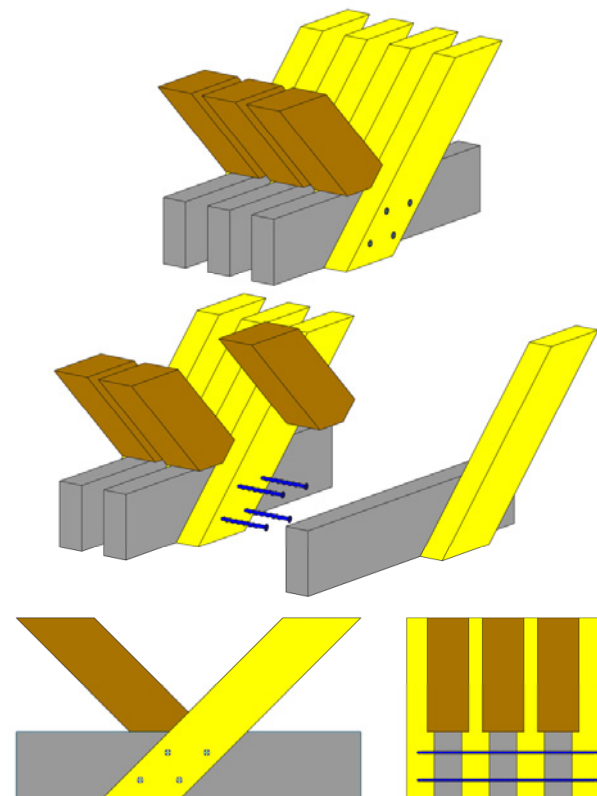
Kombination einer mehrschnittigen Scherverbindung und eines Kontaktanschlusses. Der Anschluss des Druckstabes erfolgt über zwei Kontaktflächen. Der Zugstab wird mit einer mehrschnittigen Scherverbindung angeschlossen, die eine der beiden Druckkomponenten aus dem Druckstab mit übertragen muss. Bei vielschnittigen Verbindungen muss aus Montagegründen eventuell vorgebohrt werden.

#### Vorteile

- Je mehr Scherfugen desto kompakter wird der Anschluss.
- Druckstäbe können als einzelner oder eventuell mehrere breite Querschnitte ausgeführt.
- Für den Nachweis von R130 müssen die Knickspannungsnachweise noch eingehalten werden.
- Der Feuerwiderstand ist für die Dauer von 30min für die Verbindung und für die Druckstäbe einfach nachzuweisen.

#### Nachteile

- Anschluss ist nicht für Lastumkehr geeignet (alternativ können zusätzliche Schrauben für die Aufnahme der Zugkräfte angeordnet werden).



## Beispiel 5

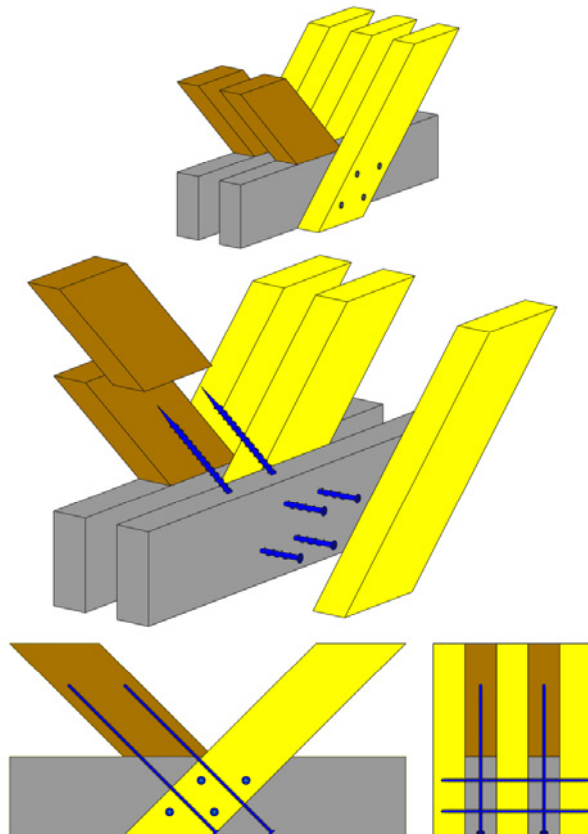
Anschluss einer Füllstabgruppe mit mehrschnittiger Scherverbindung. Anschluss der zweiten Füllstabgruppe an den Gurt mit Schrauben in Richtung der Stabachse. Bei vielschnittigen Verbindungen muss aus Montagegründen eventuell vorgebohrt werden.

### Vorteile

- Je mehr Scherfugen desto kompakter wird der Anschluss.
- Anschluss kann Zug- und Druckkräfte übertragen (→ Lastumkehr).
- Druckstäbe können als einzelner oder eventuell mehrere breite Querschnitte ausgeführt.
- Für den Nachweis von RI30 müssen die Knickspannungsnachweise noch eingehalten werden.
- Der Feuerwiderstand ist für die Dauer von 30min für die Verbindung und für die Druckstäbe einfach nachzuweisen.

### Nachteile

- Füllstabgruppe sollte in Brettsper Holz oder Bau-buche ausgeführt werden.
- Schrauben in Richtung der Füllstabgruppe müssen für Anforderungen an Feuerwiderstand abgedeckt werden (Axialbeanspruchung).



## Beispiel 6

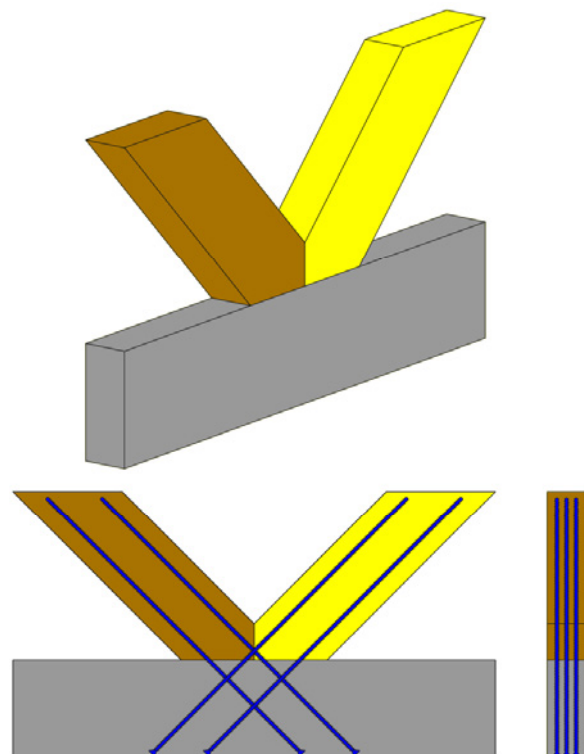
Anschluss beider Füllstabgruppe mit Schrauben in Richtung der Stabachsen. Bei hohen Gurthölzern muss aus Montagegründen eventuell vorgebohrt werden.

### Vorteile

- Tragfähigkeit unabhängig von der Anzahl an Scher-fugen (→ einteilige Querschnitte).
- Anschluss kann Zug- und Druckkräfte übertragen (→ Lastumkehr).
- Für den Nachweis von RI30 müssen die Knickspannungsnachweise noch eingehalten werden.
- Der Feuerwiderstand ist für 30min einfach nachzuweisen.

### Nachteile

- Füllstabgruppe sollte in Brettsper Holz oder Bau-buche ausgeführt werden.
- Schrauben in Richtung der Füllstabgruppe müssen für Anforderungen an Feuerwiderstand abgedeckt werden (Axialbeanspruchung).



### Beispiel 7

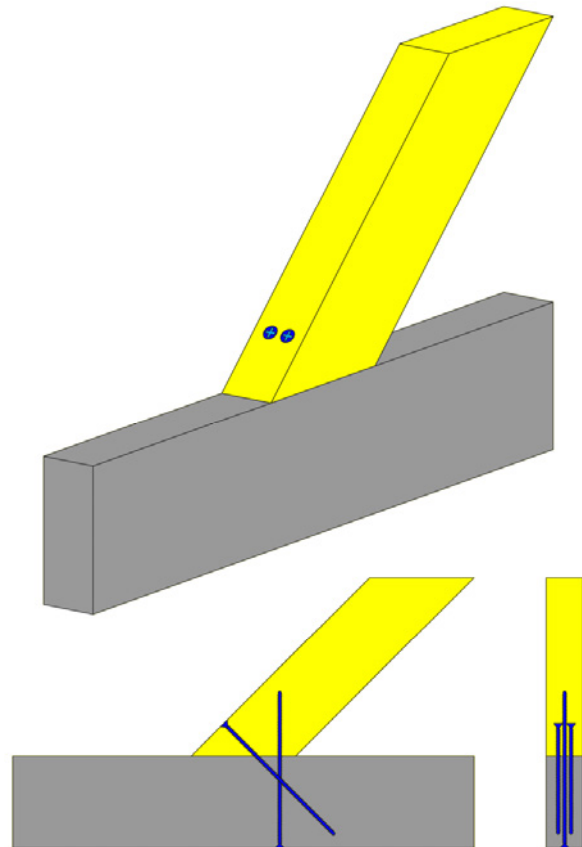
Anschluss mit axial beanspruchten Schrauben. Die anzuschließende Kraft wird in zwei Lastkomponenten aufgeteilt, die in Richtung der Schraubenachsen wirken. Bei reiner Druckbeanspruchung reicht eine Schraube aus.

#### Vorteile

- Tragfähigkeit unabhängig von der Anzahl an Scherfugen (→einteilige Querschnitte).
- Anschluss kann Zug- und Druckkräfte übertragen (→Lastumkehr).
- Der Feuerwiderstand ist für die Dauer von 30min für die Verbindung und für die Druckstäbe einfach nachzuweisen.

#### Nachteile

- Eine volle Ausnutzung der Tragfähigkeit der Querschnitte ist nicht möglich.
- Querschnitte müssen ausreichend breit für die Anordnung von mehreren sich kreuzende Schrauben sein.
- Schraubenköpfe müssen für Anforderungen an Feuerwiderstand abgedeckt werden (Axialbeanspruchung).
- Geringe Exzentrizität



### Beispiel 8

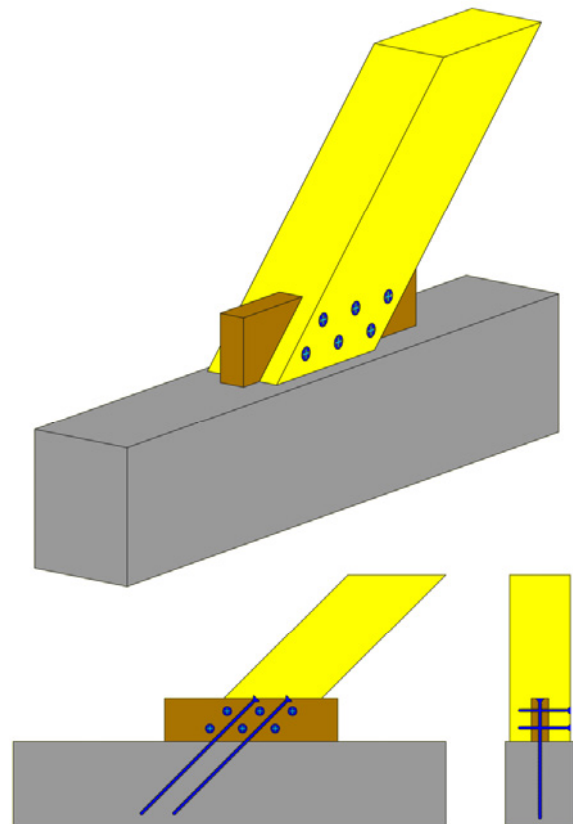
Anschluss einer Diagonalen über Anschlussholz. Die Diagonale wird mit einer mehrschnittigen Scherverbindung an das bzw. die Anschlusshölzer befestigt. Das Anschlussholz wird über axial beanspruchte Schrauben an das Gurt Holz bzw. an den Binder befestigt.

#### Vorteile

- Gurtholz muss für den Anschluss nicht vorgebohrt oder bearbeitet werden.
- Anschluss kann Zug- und Druckkräfte übertragen (→Lastumkehr).
- Je mehr Scherfugen desto höher die Tragfähigkeit.
- Der Feuerwiderstand der Verbindung ist für 30min einfach nachzuweisen.
- Einfache Montage.

#### Nachteile

- Bauteile sollte aufgrund der geringen Abstände untereinander vorgebohrt werden.





## Beispiel 9

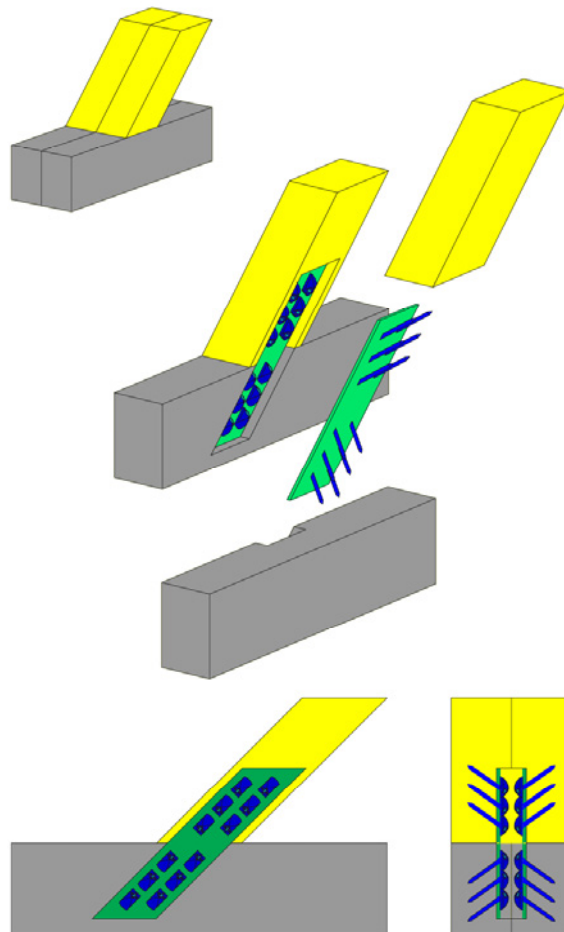
Anschluss mit axial beanspruchten Schrauben – Zugscherverbindung. Anordnung der Stahlplatten auf der Innenseite zwei- oder mehrteiliger Querschnitte die nicht anschließend gekoppelt werden.

### Vorteile

- In Abhängigkeit der Abmessungen der Gurthölzer sehr hohe Tragfähigkeiten möglich.
- Wahl des Verbindungsmitteldurchmessers in Abhängigkeit von Anforderungen an den Feuerwiderstand und für die Verankerung der Schrauben verfügbare Bauteildicke.
- Mehrschnittige Verbindungen möglich.
- Standardisierung möglich.
- Der Feuerwiderstand ist für die Dauer von 30min für die Verbindung und für die Druckstäbe einfach nachzuweisen.

### Nachteile

- Eventuelle nachträgliche Kopplung.
- Ausfräsungen oder Abdeckung bei Anforderungen an den Feuerwiderstand.



## 7 Literatur

[1] DIN 1052:2008: „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau“.

[2] DIN EN 1995-1-1:2010-12: „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau“.

[3] DIN EN 1995-1-2:2006-10: „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Tragwerksbemessung für den Brandfall“.

[4] H.J. Blaß, J. Ehlbeck, H. Kreuzinger, G. Steck, „Erläuterungen zu DIN 1052: 2008-08“.

[5] H.J. Blaß, J. Strein, „Handbuch Buchenfurnierschichtholz – Baubuche“.

[6] ETA-11/0190, „Würth Schrauben, Selbstbohrende Schrauben als Holzverbindungsmittel“, Adolf Würth GmbH & Co. KG.

[7] ETA-14/0354, „FST - Brettschichtholz aus Laubholz – Buchenfurnierschichtholz für tragende Zwecke“, Pollmeier Furnierwerkstoffe GmbH.

[8] ETA-09/0036, „MM-crosslam - Massive plattenförmige Holzbauelemente für tragende Bauteile in Bauwerken“, Mayr-Melnhof Holz Holding AG.

## 8 Autor

Henning Ernst

SWG-Engineering  
Eisenbahnstraße 20  
76761 Rülzheim

Kontakt: [www.swg-produktion.de](http://www.swg-produktion.de)  
[henning.ernst@swg-engineering.de](mailto:henning.ernst@swg-engineering.de)

# Schubverbindungen für zusammengesetzte Brettsperrholzscheiben

Tobias Schmidt

## Zusammenfassung

Brettsperrholz (BSP) hat sich als Flächenbauteil bereits bei Wohn- und Geschäftsgebäuden, aber auch im Industriebau bewährt. Die Gründe hierfür sind vielfältig. Neben den bauphysikalischen Eigenschaften des Holzwerkstoffes selbst sprechen der hohe Vorfertigungsgrad, die Bearbeitung mit modernen Abbundmaschinen und die kurzen Richtzeiten in wirtschaftlicher Hinsicht für die Bauweise. Die ansprechende Optik und der schwer quantifizierbare „Wohlfühlfaktor“ haben zur gesteigerten Nachfrage ebenfalls beigetragen.

BSP-Elemente werden als Platte und/oder als Scheibe eingesetzt. Durch die hohe Schubfestigkeit und Schubsteifigkeit eignet sich BSP insbesondere für Beanspruchungen in Scheibenebene. Einschränkungen aus Herstellung, Transport und Montage können es erforderlich machen, aussteifende Scheiben in Bauwerken aus mehreren kleineren BSP-Elementen zusammenzusetzen. Das Bauteil »BSP-Scheibe« entsteht durch die Verbindung der einzelnen Teilelemente in den Schmalseitenfugen. Die mechanischen Eigenschaften des BSP können mit den aktuell verfügbaren Verbindungstechniken jedoch nicht einmal annähernd ausgenutzt werden. Um das Potential von BSP unter Scheibenbeanspruchung besser nutzen zu können, wurden neuartige Schubverbindungen entwickelt.

In diesem Beitrag werden Schubverbindungen in den Schmalseitenfugen für statische Beanspruchungen, sogenannte »Kontaktverbindungen« aus Buchenfurnierschichtholz und dissipative Stahlblechverbindungen für Erdbenenbeanspruchungen vorgestellt. Neben den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen werden erste analytische Ansätze diskutiert.



## 1 Einleitung und Problemstellung

In Bauwerken aus BSP werden in der Regel die Wand- und Deckenscheiben zur Aussteifung herangezogen und dabei in ihrer Ebene beansprucht. Bei den abzutragenden Einwirkungen handelt es sich im Wesentlichen um Einwirkungen aus Wind und Erdbeben. Ungewollte Schrägstellung (Imperfektion) eines Bauwerks führt ebenfalls zu Scheibenbeanspruchung. Windlasten sind bei nicht schwingungsanfälligen Gebäuden, ebenso wie Schrägstellungslasten, als quasi-statisch (nachfolgend „statisch“ genannt) anzusehen. Bei Erdbebeneinwirkungen handelt es sich um dynamische Einwirkungen.

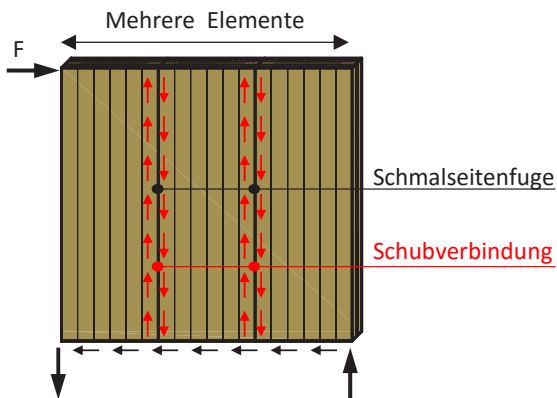


Abb. 1 Zusammengesetzte Wandscheibe aus BSP

Abb. 1 zeigt beispielhaft eine aus mehreren BSP-Elementen zusammengesetzte Wandscheibe, die am Wandkopf mit einer Scheibenschubkraft „F“ belastet wird. Damit die Wandscheibe als gesamtes Bauteil wirken kann, müssen in den »Schmalseitenfugen« Schubkräfte mittels Längsschubverbindungen übertragen werden. Die mechanischen Eigenschaften einer solchen BSP-Scheibe werden maßgeblich durch das Last-Verschiebungsverhalten der eingesetzten Verbindungen bestimmt. Bei wirtschaftlicher Verbindungsmittelanordnung können mit traditionellen Verbindungen (Laschen mit stiftförmigen Verbindungsmittel, schräg eingedrehte Vollgewindeschrauben und BSP-System-Verbinder [1]) zwischen 10 % und 30 % der Tragfähigkeit des BSP erreicht werden.

Eine vorangegangene Untersuchung [2] zeigt, dass die Ausnutzung scheibenbeanspruchter BSP-Elemente mittels Kontaktverbindern aus Buchen-

nierschichtholz (Buchen-FSH) gegenüber den traditionellen Verbindungstechniken signifikant gesteigert werden kann. Die entwickelten Kontaktverbindungen erreichten zwischen 36 % und 100 % der charakteristischen BSP-Längsschubfestigkeit nach der zugehörigen ETA. Für den Tragwerksplaner in der Praxis bedeutet dies, dass Brettsperrholzscheiben mit diesen Verbindungen wesentlich höher ausgenutzt werden können.

Auf Grund der hohen Tragfähigkeiten und dem damit verbundenen höheren Ausnutzungsgrad des BSP erscheinen Kontaktverbindungen geeignet, die traditionellen Verbindungstechniken in dieser speziellen Anwendung zu substituieren. Ein weiteres Entwicklungsziel jenseits der mechanischen Eigenschaften sind möglichst kosteneffiziente Kontaktverbindungen. Dies wird durch die einfache Geometrie und durch die Nutzung CNC-gesteuerter Abbundanlagen sichergestellt.

Die Anforderungen, die die beiden Einwirkungsarten „statisch“ und „dynamisch“ an die mechanischen Eigenschaften von Verbindungen stellen, sind unterschiedlich, ja teilweise völlig konträr. Zur Verdeutlichung: Bei statischen Einwirkungen wird eine hohe Verbindungssteifigkeit angestrebt, um Verformungen, auch im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit zu minimieren. Bei Erdbebeneinwirkungen kann eine höhere Bauwerkssteifigkeit aber zu höheren Trägheitskräften führen, sich also fallweise nachteilig auf die Tragsicherheit auswirken. Aus diesem Grunde wurden unterschiedliche Verbinder für statische und dynamische Beanspruchungen entwickelt.

Eine Untersuchung [3] über Verbinder für Erdbebeneinwirkungen zeigt, dass Stahlblechverbindungen mit Lochleibungsverstärkungen aus Buchen-FSH so konstruiert werden können, dass sie eine hohe Energiedissipation, geringe Festigkeitsminderung und stabile Hystereseigenschaften aufweisen.

Ausgehend von diesen Erkenntnissen wurden ausgewählte Kontaktverbindungen weiterentwickelt. Jeweils eine Verbindung für statische Beanspruchungen und für Erdbebenbeanspruchung wurde in Parameterstudien untersucht und die Ergebnisse werden nachfolgend vorgestellt.

## 1.1 Verformungsgrenzen bei Wandscheiben

Bei zusammengesetzten Scheiben aus BSP stellt sich zunächst die Frage, welche maximalen Bauteilverformungen zulässig sind. Einen Überblick über den Grenzwert der Stockwerksverschiebung gibt Tab. 1.

Tab. 1 Verformungsgrenzwerte – Wandscheiben

Regelwerk	Grenzzustand	$u_{\max}$
DIN EN 1995-1-1/NA (NCI 9.2.4.2)	GZT	$h/100$
DIN EN 1998:2012-12	GZT-Erdbeben	$h/50$
SIA 260:2003 / diverse abZ	GZG	$h/500$

GZT Grenzzustand der Tragfähigkeit  
 GZG Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit  
 h Stockwerkshöhe  
 $u_{\max}$  Grenzwert der Stockwerksverschiebung  
 abZ Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung

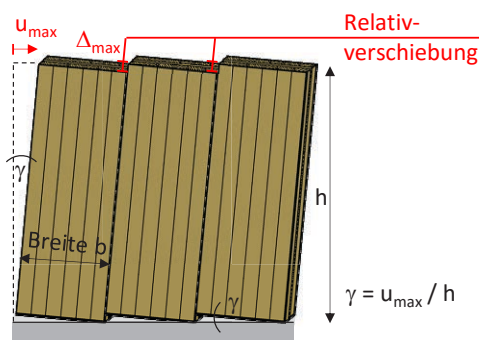


Abb. 2 Relativverschiebung  $\Delta$

Wird zur Abschätzung der maximalen Verformung in den Schmalseitenfugen näherungsweise angenommen, dass die BSP-Elemente und die Auflagerung unendlich steif sind und die Lasteinleitung kontinuierlich ist, ergibt sich aus der Starrkörperverdrehung:  $\Delta_{\max} = b \cdot \gamma$

**Beispiel:** Zusammengesetzte Scheibe aus BSP-Elementen  $b = 1,20$  m und  $u_{\max} = h/100$ . Vereinfacht ergibt sich:  $\Delta_{\max} = 1.200 / 100 = 12$  mm

Wird auf der anderen Seite die Bestimmung der Tragfähigkeit von Verbindungsmitteln betrachtet, so zeigt sich ein Problem, das bei diesen Verbindungen berücksichtigt werden muss. Die Tragfähigkeit von Verbindungsmitteln wird in der Regel experimentell nach DIN EN 26891 [4] ermittelt. Als Tragfähigkeit wird die Last bezeichnet, die vor oder bei einer Rela-

tivverschiebung von 15 mm erreicht wird. Bei quasi-duktilen Verbindungen tritt häufig der Fall ein, dass die Tragfähigkeit erst bei 15 mm ( $> \Delta_{\max} = 12$  mm !!!) Relativverschiebung erreicht wird.

Das Beispiel macht deutlich, dass bei zusammengesetzten Wandscheiben die Tragfähigkeit von Kontaktverbindern fallweise gar nicht erreicht werden kann, da die Verformungsgrenze in der Schmalseitenfuge in Abhängigkeit von der Elementbreite und Grenzstockwerksverschiebung geringer sein kann, als die Verformung, bei der ein Kontaktverbinder die rechnerische Tragfähigkeit erreicht. Die rechnerische Tragfähigkeit von Kontaktverbindern ist somit nicht nur vom Last-Verschiebungsverhalten des Kontaktverbinders selbst, sondern auch von der Verformungsgrenze der BSP-Scheibe abhängig.

Insofern muss bei der Bemessung von Verbindungen für zusammengesetzte Scheiben aus BSP die Verformungsgrenze des Bauteils stets überprüft und gegebenenfalls berücksichtigt werden.

## 2 Brettsperrholz

Für die Versuchskörper der Verbindungen wurde BSP aus Nadelholz nach ETA-11/0210 [5] verwendet. Es handelt sich um einen dreilagigen symmetrischen Aufbau (40–20–40 mm) mit einem Längslagenanteil von 80 %. Die Schmalseiten der Längslagen sind aus optischen Gründen miteinander verklebt, wobei die Verklebung nicht als tragend angesetzt werden darf, da der Klebstoff die entsprechenden Anforderungen nicht erfüllt. Die charakteristische Schubfestigkeit beträgt nach ETA-11/0210 für den Bruttoquerschnitt  $f_{v,k} = 1,6$  N/mm<sup>2</sup>. Das BSP wurde auf die Nutzungsklasse 1 (mittlerer Feuchtegehalt  $\leq 12$  %) konditioniert. Die Häufigkeitsverteilung der Brutorohdichte ist in Abb. 3 dargestellt.

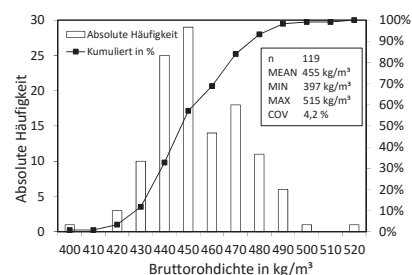


Abb. 3 Häufigkeitsverteilung der Brutorohdichte

### 3 Querbeanspruchte Kontaktverbinder für statische Beanspruchungen

Kontaktverbinder aus Buchen-FSH, die unter 90° zur Schmalseitenfuge eingebaut sind, werden vorwiegend quer zur Faser beansprucht. Daher können solche Verbindungen ein duktileres, also ein gutmütigeres Last-Verschiebungsverhalten aufweisen. Des Weiteren werden verhältnismäßig hohe Tragfähigkeiten erreicht. Aus diesen Gründen wurden querbeanspruchte Kontaktverbinder in einer experimentellen Parameterstudie vertieft untersucht. Dabei wurde die Schlankheit der Kontaktverbinder variiert. Die wesentlichen Ziele dieser Untersuchung waren:

- Identifizierung möglicher Versagensmechanismen in Abhängigkeit von der Schlankheit.
- Bestimmung der Grenzschlankheit, bei der das Last-Verschiebungsverhalten durch Querdruckversagen im fugennahen Bereich dominiert wird.
- Schaffung einer Grundlage für einen Bemessungsvorschlag.

Bei querbeanspruchten Kontaktverbindungen können lokal unterschiedliche Beanspruchungen auftreten, die das globale Last-Verschiebungsverhalten beeinflussen (Tab. 2).

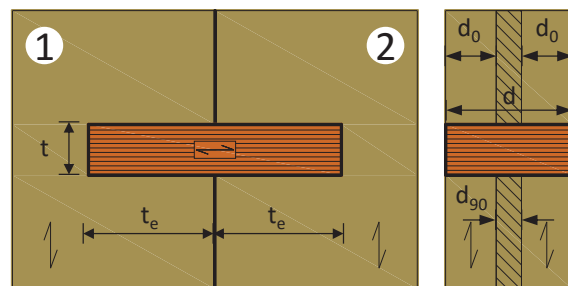
Tab. 2 Mögliche lokale Beanspruchungen

BSP-Elemente	Kontaktverbinder (Buchen-FSH)
Längsdruck	Querdruck
Querdruck	Schub
Querkzug	Scherung
Längsschub	Biegung
	Verdrehung

Die einzelnen Beanspruchungen treten in der Regel kombiniert und in unterschiedlicher Ausprägung auf. Bevor ein mechanisches Modell angegeben und daraus ein Bemessungsvorschlag abgeleitet werden kann, werden Druckscherversuche an Verbindungen zur Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens und der Versagensmechanismen durchgeführt.

### 3.1 Druckscherversuche

Die Verbindung ist symmetrisch aufgebaut, d.h. die Einbindetiefe  $t_e$  in den beiden BSP-Elementen ist identisch (Abb. 4). Die Kontaktverbinder wurden aus Buchen-FSH nach Z-9.1-838 [6] Typ S mit der kleinsten am Markt verfügbaren Plattendicke ( $t = 40$  mm) hergestellt. Die mittlere Rohdichte betrug  $800 \text{ kg/m}^3$  (COV 2,0 %). Der Feuchtegehalt wurde stichprobenartig ermittelt und betrug ca. 7,5 %.



t	Dicke des Kontaktverbinders (40 mm)
$t_e$	Einbindetiefe
d	Dicke BSP (100 mm)
$d_0$	Dicke Längslage (40 mm)
$d_{90}$	Dicke Querlage (20 mm)

Abb. 4 Verbinder aus Buchen-FSH

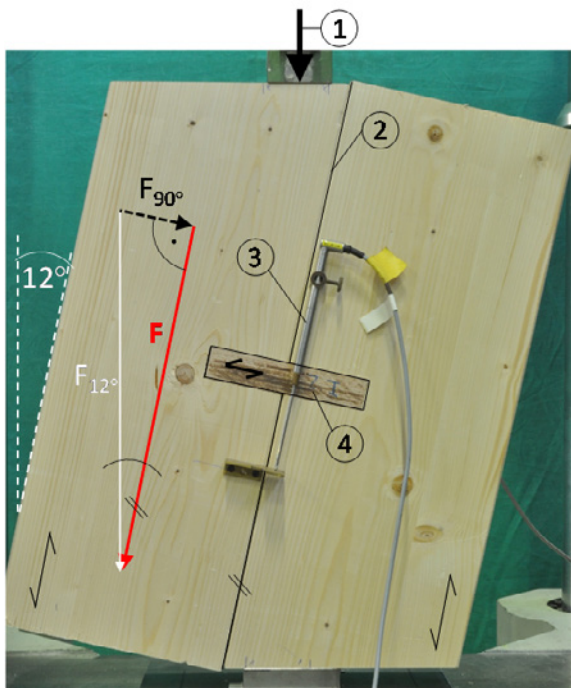
Das Versuchsprogramm umfasste sechs Versuchsreihen mit jeweils fünf Einzelversuchen (Tab. 3). Die Reihen unterscheiden sich in der Schlankheit der Verbinder. Diese ist wie folgt definiert:  $\lambda = t_e / t$

Tab. 3 Versuchsprogramm

Reihe	$\lambda$	$t_e$ mm
1	1	40
2	1,5	60
3	2	80
4	2,5	100
5	3	120
6	3,5	140

Ein Prüfkörper bestand dabei aus zwei BSP-Elementen mit einem Kontaktverbinder in der Schmalseitenfuge (Abb. 5). Die Versuche wurden nach DIN EN 26891 mit einer Universalprüfmaschine durchgeführt. Die Verschiebung wurde auf beiden Seiten mit induktiven Wegaufnehmern gemessen und deren Mittelwert bei den Auswertungen verwendet. Aufgrund der Drehung der Prüfkörper zur Achse der eingeleiteten Last um 12° wird die in

Abb. 5 dargestellte Kraftzerlegung angenommen. Der Auswertung liegt die Kraft  $F$  –parallel zur Schmalseitenfuge– zugrunde.



- 1 Lasteinleitung ( $F_{12^\circ}$ )
- 2 Schmalseitenfuge: Länge = 750 mm
- 3 Induktiver Wegaufnehmer (beidseitig)
- 4 Kontaktverbinder

Abb. 5 Versuchsaufbau der Druckscherversuche

### 3.2 Ergebnisse

Alle Reihen weisen unabhängig von der Schlankheit ein duktiles Last-Verschiebungsverhalten auf. Abb. 6 zeigt die Last-Verschiebungsverläufe der Reihe 4 mit  $\lambda = 2,5$ . Die Last-Verschiebungsverläufe der anderen Reihen sind qualitativ ähnlich. Bei allen Versuchen wurde eine Relativverschiebung  $\Delta = 15$  mm ohne signifikanten Lastabfall erreicht. Die Höchstlast ( $F_{max}$ ), nachfolgend als Tragfähigkeit bezeichnet, wurde bei  $\Delta = 15$  mm erreicht. Ein schlagartiges Längsschubversagen des BSP im Vorholzbereich wurde nicht beobachtet.

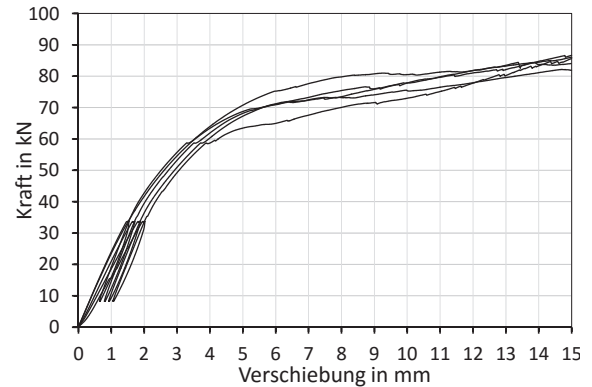


Abb. 6 Last-Verschiebungsverläufe  $\lambda = 2,5$

In keinem Fall wurden die BSP-Elemente rechtwinklig zur Schmalseitenfuge auseinandergedrückt. Abb. 7 zeigt die erreichten Tragfähigkeiten der Einzelversuche sowie die daraus berechneten Mittelwerte. Die charakteristischen Tragfähigkeiten wurden nach DIN EN 14358 [7] unter Annahme einer logarithmischen Normalverteilung berechnet und sind ergänzend in Abb. 7 angegeben.

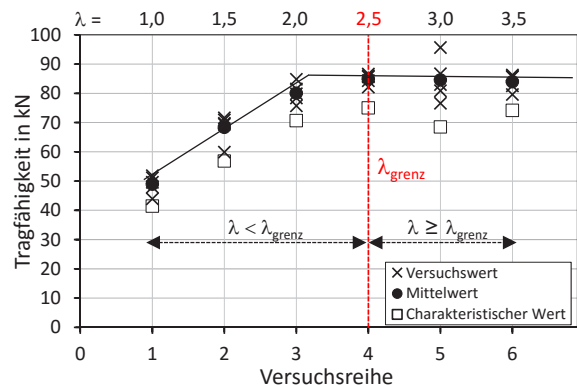


Abb. 7 Tragfähigkeiten der Verbindungen

Tab. 4 zeigt die Mittelwerte der Versuchsergebnisse. Neben den erreichten Höchstlasten und Verschiebungsmoduln sind die gemessenen Kräfte bei definierten Relativverschiebungen kleiner 15 mm angegeben.

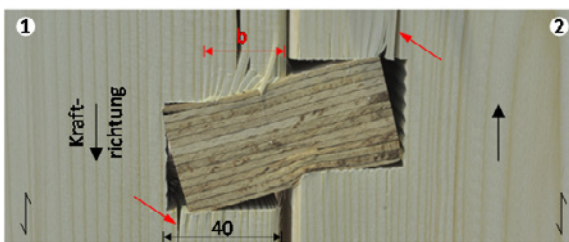
Tab. 4 Mittelwerte der Versuchsergebnisse

Reihe	$\lambda$	$F_{\max}$ kN	COV %	$k_s$ kN/mm	$F_{(1,2\text{ mm})}$ kN	$F_{(6\text{ mm})}$ kN	$F_{(12\text{ mm})}$ kN
1	1	49	6,4	15	19	44	48
2	1,5	68	7,0	18	24	58	66
3	2	80	4,2	19	23	68	77
4	2,5	85	2,1	21	25	71	80
5	3	85	8,5	21	22	72	80
6	3,5	84	3,4	21	27	70	80

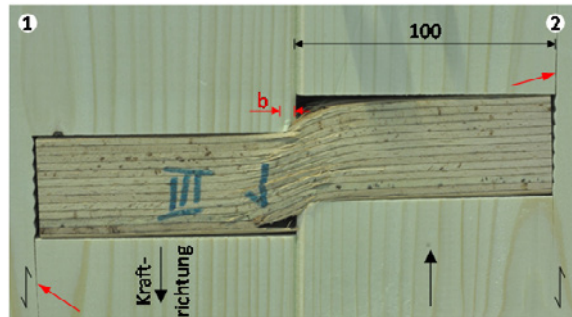
$F_{\max} \triangleq F_{(15\text{ mm})}$   
 $k_s$  Verschiebungsmodul  
 COV Variationskoeffizient von  $F_{\max}$

Primärer Versagensmechanismus ist ein Querdruckversagen der Kontaktverbinder aus Buchen-FSH. Im Weiteren können abhängig von der Schlankheit zwei Gruppen unterschieden werden.

**Gruppe 1:** Unterhalb von  $\lambda = 2,5$  stellen sich ein Querdruckversagen sowie eine Verdrehung des Verbinders ein. Durch die Verdrehung treten ausgeprägte plastische Druckverformungen und Querzugrisse im BSP auf. Bei der geringsten Schlankheit ist dieses Verhalten am stärksten ausgeprägt (Abb. 8). Mit zunehmender Schlankheit nähert sich das Versagensbild dem der nachfolgend beschriebenen Gruppe 2 an.


 Abb. 8 Versagensbild der Gruppe 1 mit  $\lambda = 1$ 

**Gruppe 2:** Ab  $\lambda \geq 2,5$  stellt sich primär Querdruckversagen des Verbinders im Fugennahbereich ein. Sekundär treten ein Scherversagen und Biegezugversagen des Verbinders und schwach ausgeprägte plastische Längsdruckverformungen und Querzugrisse im BSP auf Abb. 9. Mit zunehmender Schlankheit sind keine wesentlichen Änderungen des Versagensbildes zu beobachten.


 Abb. 9 Versagensbild der Gruppe 2 mit  $\lambda \geq 2,5$ 

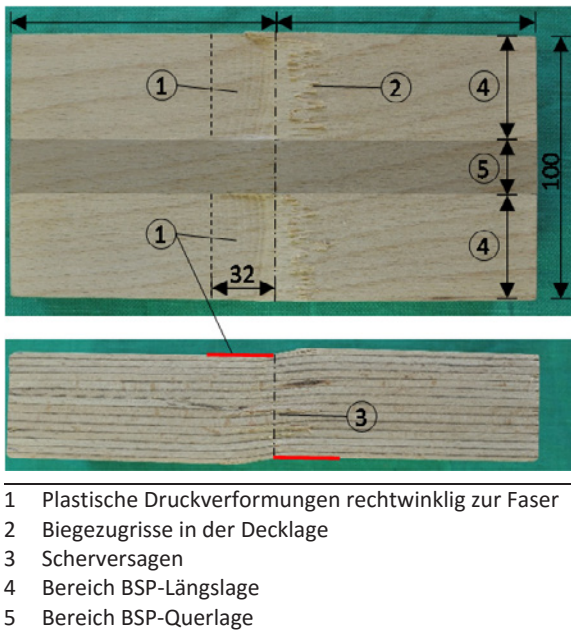
### 3.3 Diskussion

Die Tragfähigkeit der Kontaktverbinder steigt mit zunehmender Schlankheit bis zu  $\lambda = 2,5$  linear an. Die größte Tragfähigkeit wird ab einer Grenzschlankheit  $\lambda_{\text{grenz}} = 2,5$  erreicht (Abb. 7). Ab dieser Grenzschlankheit wird das Last-Verschiebungsverhalten der Verbindung maßgeblich durch das Querdruckversagen des Verbinders aus Buchen-FSH im Fugennahbereich bestimmt. Die Einflüsse anderer Versagensmechanismen auf das Last-Verschiebungsverhalten verlieren zunehmend an Bedeutung. Dies kann auf die gesteigerte Einspannwirkung bei zunehmender Einbindetiefe zurückgeführt werden. In der Folge wird die Verdrehung des Verbinders behindert und plastische Druckverformungen im BSP werden lokal begrenzt (vgl. „b“ in Abb. 8, Abb. 9).

Der Einfluss der Schlankheit auf die mittlere Tragfähigkeit gleicht einer bilinearen Kurve (Abb. 7). Diese Feststellung gilt gleichermaßen für die Tragfähigkeit bei geringeren Verformungsstufen ( $\Delta = 6 - 12\text{ mm}$ ). Ab der Grenzschlankheit erreichen die Verbinder im Mittel Tragfähigkeiten von 85 kN pro Verbinder. Die Tragfähigkeiten streuen vergleichsweise wenig. Der größte Variationskoeffizient von 8,5 % der Reihe 5 ( $\lambda = 3$ ) führt bei annähernd gleichem Mittelwert zu einer niedrigeren charakteristischen Tragfähigkeit.

Neben der Tragfähigkeit ist auch die Steifigkeit von der Schlankheit abhängig. Ab der Grenzschlankheit erreichen die Verschiebungsmoduln im Mittel nahezu konstante Werte von 21 kN/mm pro Verbinder.





- 1 Plastische Druckverformungen rechtwinklig zur Faser
- 2 Biegezugrisse in der Decklage
- 3 Scherversagen
- 4 Bereich BSP-Längslage
- 5 Bereich BSP-Querlage

Abb. 10 Kontaktverbinder mit  $\lambda = 2,5$  nach Versuchsdurchführung

Aus den plastischen Querdruckverformungen der Kontaktverbinder im Fugennahbereich (Abb. 10) wird ersichtlich, dass die Kraft über die BSP-Längslagen in den Verbinder eingeleitet wird. Die Querlage verfügt aufgrund des geringen Elastizitätsmoduls rechtwinklig zur Faser, im Vergleich zu den Längslagen, über keine signifikante Steifigkeit zur Kraftübertragung. Ab  $\lambda \geq 2,5$  treten plastische Querdruckverformungen am Verbinder nur im fugennahen Bereich auf. Weiter entfernt von der Schmalseitenfuge verhalten sich die Verbinder vollständig elastisch.

Zur Verifikation der Ergebnisse wurde das Versuchsprogramm mit der Plattendicke 25 mm und identischen Schlankheiten durchgeführt. Die Ergebnisse konnten qualitativ bestätigt werden.

### 3.4 Tragfähigkeit

Wird die Bedingung  $\lambda \geq \lambda_{\text{grenz}}$  eingehalten, reduzieren sich die möglichen Versagensmechanismen nach Tab. 2. Dadurch wird das Verhalten der Verbindung vorhersagbar und vereinfacht spätere Bemessungsansätze. Für die weiteren Ausführungen wird von  $\lambda \geq \lambda_{\text{grenz}}$  ausgegangen. Abschnitt 1.1 zeigt, dass aufgrund von globalen Verformungsgrenzen in zusammengesetzten Wandscheiben nur geringere

Relativverschiebungen auftreten. Folglich kann in vielen Fällen die Verformung von 15 mm bei der die Tragfähigkeit nach DIN EN 26891 ermittelt wird, nicht erreicht werden. Insofern werden auf dieser Basis ermittelte Tragfähigkeiten fallweise überschätzt.

Die Versuche haben gezeigt, dass bis zu einer Relativverschiebung von 12 mm primär ein Querdruckversagen des Verbinders im Fugennahbereich auftritt. Ein zukünftiges Nachweisverfahren wird auf Querdruckspannungen basieren, die über die Einbindetiefe  $t_e$  elastisch-plastisch verteilt sind. Werden verformungsabhängige Querdruckfestigkeiten herangezogen, können auch verformungsabhängige Verbindungstragfähigkeiten ermittelt werden. Dadurch kann die individuelle Verformungsgrenze eines Bauteils berücksichtigt werden. Bevor Bemessungsgleichungen angegeben werden können, werden numerische Untersuchungen über die Verläufe der Querdruckspannungen durchgeführt. Die Modellierung erfolgt über nichtlinear elastisch-plastisch gebettete Balken [8] und als Referenz über 3D-Volumenelemente. Die Ergebnisse sind Gegenstand weiterer Veröffentlichungen.

Bei einer Verbindungsmittelgruppe, die aus mehreren hintereinander angeordneten Verbindern besteht, muss durch ausreichende Verbindungsmittelabstände sichergestellt werden, dass sprödes Längsschubversagen des BSP vermieden wird. Weitergehende experimentelle Untersuchungen haben bereits gezeigt, dass die Mindestabstände, bei denen das Auftreten von sprödem Längsschubversagen im BSP signifikant reduziert wird, bei etwa dem 11-fachen der Verbinderdicke liegen.

### 3.5 Zusammenfassung

Mit querbeanspruchten Kontaktverbindern aus Buchen-FSH kann ein duktileres und gutmütigeres Last-Verformungsverhalten erreicht werden. Wird eine Mindestschlankheit von  $\lambda \geq 2,5$  eingehalten, erreichen die Verbindungen hohe Tragfähigkeiten mit vergleichsweise geringer Streuung. Die Übertragung der Scheibenschubkraft vom BSP auf den Kontaktverbinder erfolgt maßgeblich über die Längslagen des BSP. Die Tragfähigkeit einer solchen Verbindung ist primär vom Längslagenanteil des BSP abhängig.

#### 4 Dissipative Verbindungen für Erdbebenbeanspruchungen

Die Duktilität eines Tragwerks aus BSP wird maßgeblich durch die Verbindungen bestimmt. Dabei wird die erforderliche Energiedissipation bei Erdbebenbeanspruchung gegenwärtig vorwiegend durch stiftförmige metallische Verbindungsmittel erreicht, sofern diese über die Fließgrenze hinaus beansprucht werden. Die Last-Verformungskurven dieser Verbindungen weisen bei zyklischer Belastung eingeschnürte Hystereseschleifen, sogenanntes *pinching behaviour* und Festigkeitsminderungen auf. Folglich sind die mechanischen Eigenschaften über die Beanspruchungszeit veränderlich und die Energiedissipation nimmt signifikant ab. Maßgeblich beeinflusst wird dieses Verhalten durch das plastische Lochleibungsverhalten des Holzes, abhängig von der Schlankheit des Verbindungsmittels. Für Erdbebeneinwirkungen sind eingeschnürte Hystereseschleifen und Festigkeitsminderungen nachteilig.

Der folgende Ausblick zu Hysteresedämpfern zeigt, dass sich durch die geschickte Ausnutzung von Materialeigenschaften und der „statischen Systeme“ der Verbinder die gewünschten Eigenschaften einstellen lassen.

##### Hysteresedämpfer

Für Aussteifungssysteme im Stahl- und Massivbau werden beidseitig eingespannte Flachstähle eingesetzt [9], [10]. Diese werden rechtwinklig zur Stabachse verschoben und sind auf Biegung beansprucht. Zur Aussteifung u.a. von Holzbauwerken schlugen Kelly et al. in [11] Hysteresedämpfer aus U-förmigen Stahlblechen, sogenannte »U-shaped Flexural Plates« (UFPs), vor. UFPs werden z.B. in den Schmalseitenfugen aussteifender Wände eingesetzt (Abb. 11).

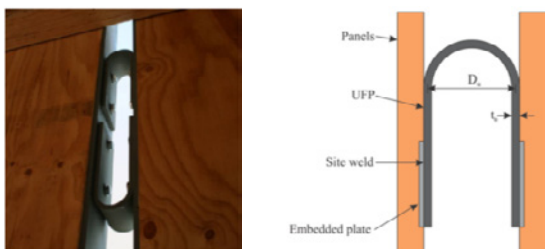
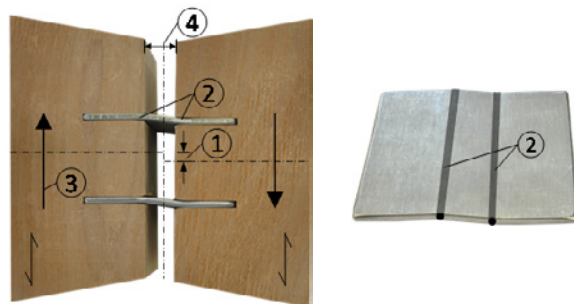


Abb. 11 UFP [12]. Praktisches Anwendungsbeispiel links und Prinzipskizze rechts

Bei diesen Hysteresedämpfern findet die plastische Hysterese vorwiegend im Stahlblech statt. Dadurch weisen sie eine hohe Energiedissipation auf. Das Last-Verformungsverhalten verändert sich bei mehreren Belastungszyklen kaum. Ein solches Verhalten ist auch bei BSP-Verbindungen unter Erdbebenbeanspruchung wünschenswert. Um diesem Verhalten näherzukommen, wurde eine neuartige Verbindung in den Schmalseitenfugen von BSP entwickelt und experimentell untersucht.

##### Dissipative Stahlblech-Verbindung für BSP

Grundlegende Anforderungen an diese Verbindung sind eine hohe Energiedissipationsfähigkeit und eine geringe Festigkeitsminderung bei wiederholter Belastung. Die Verbindung soll sich duktil verhalten und das Last-Verschiebungsverhalten soll sich bei wiederholter Belastung möglichst wenig ändern. Um dies zu erreichen, wurde das Prinzip *beidseitig nachgiebig eingespannter Stahlbleche mit Zwischenabstand* gewählt. Im Rahmen weniger Tastversuche wurden erste duktile Verbinder bestehend aus Stahlblechen und Lochleibungsverstärkungen aus Buchen-FSH (Abb. 12) in den Schmalseitenfugen von BSP untersucht [3].



1	Plastische Verschiebung
2	Fließlinien bzw. Fließgelenke
3	Belastungsrichtung
4	Zwischenabstand

Abb. 12 Duktiler Verbinder

Es wurde eine für Holzverbindungen sehr hohe Energiedissipation erreicht. Daher, und wegen des kaum veränderlichen, also „stabilen“ Last-Verformungsverhaltens bei mehreren Belastungszyklen erscheint dieses Verbindungssystem für Erdbebenbeanspruchung geeignet.

Dem Vorteil der hohen Lochleibungsfestigkeit des Buchen-FSH steht der erhöhte Kostenaufwand für



die Herstellung nachteilig gegenüber. Deshalb stellt sich die Frage, ob dieses Verbindungssystem auch ohne Lochleibungsverstärkung ausreichend wirksam ist.

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse einer experimentellen Untersuchung von nachgiebig in BSP eingespannten Stahlblechen mit Zwischenabstand vorgestellt. Die wesentlichen Ziele der Untersuchung waren:

- Bestimmung der Energiedissipation, der Tragfähigkeit sowie der Festigkeitsminderung abhängig vom Zwischenabstand.
- Schaffung einer Grundlage für einen Bemessungsvorschlag.

#### 4.1 Material BSP und Stahlblech

Das verwendete BSP entspricht dem aus Abschnitt 2. Zusätzlich wurden nach den Versuchen verschiedene Eigenschaften der Längslagen im Verbindungsbereich bestimmt (Tab. 5).

Tab. 5 Eigenschaften der Längslagen

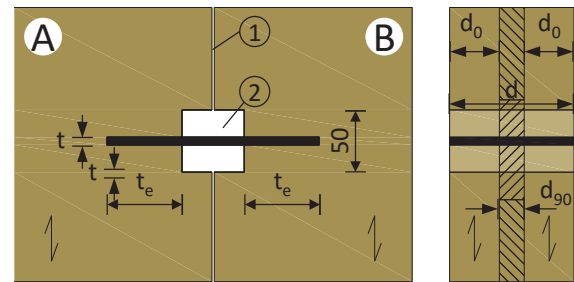
	Wert	COV in %
Statischer E-Modul in N/mm <sup>2</sup>	10.800	21
Druckfestigkeit parallel zur Faser in N/mm <sup>2</sup>	43,7	14
Rohdichte in kg/m <sup>3</sup>	423	11
Feuchtegehalt in %	10,9	5

In allen Verbindungen wurde 6 mm dickes Stahlblech (S235JR) verwendet. Drei Zugversuche ergaben im Mittel eine Streckgrenze von  $f_y = 296 \text{ N/mm}^2$  und eine Zugfestigkeit  $f_u = 453 \text{ N/mm}^2$ .

#### 4.2 Zyklische Versuche mit nachgiebig eingespannten Stahlblechen mit Zwischenabstand

Abb. 13 zeigt das Prinzip der dissipativen Stahlblech-BSP-Verbindung. Das Stahlblech wurde passgenau in das BSP eingearbeitet. Auf eine Lagesicherung wurde verzichtet. Der jeweilige Zwischenabstand  $t_{zw}$  wurde durch eine Aussparung definiert. Die Einbin-

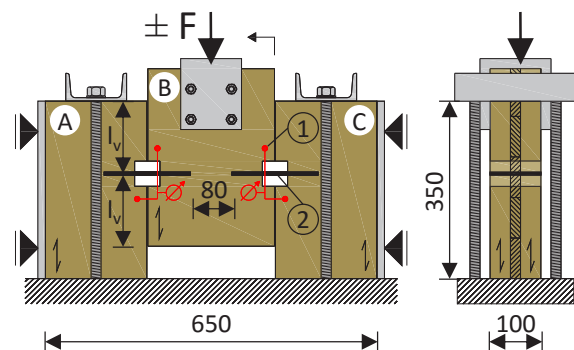
detiefe wurde so bestimmt, dass die Ausbildung von zwei Fließgelenken je Scherfuge sichergestellt ist.



1	Fuge 2 mm
2	Aussparung
t	Dicke des Stahlblechs = 6 mm
t <sub>e</sub>	Einbindetiefe = 60 mm
d	Dicke BSP = 100 mm
d <sub>0</sub>	Dicke Längslage = 40 mm
d <sub>90</sub>	Dicke Querlage = 20 mm

Abb. 13 Verbindung BSP-Stahlblech

Ein Prüfkörper bestand aus drei BSP-Elementen, die in den beiden Schmalseitenfugen mit je einem Stahlblech verbunden sind. Zwischen den Elementen (A-B und B-C) wurde eine schmale Fuge vorgesehen, um Reibung in den Schmalseitenfugen auszuschließen. Die Kraft wurde auf das mittlere Element „B“ parallel zu den Schmalseitenfugen aufgebracht (Abb. 14). Die Relativverschiebung parallel zur Fuge wurde mit 4 induktiven Wegaufnehmern gemessen und deren Mittelwert in den Auswertungen verwendet. Insgesamt wurden sechs Versuchsreihen mit je zwei Einzelversuchen durchgeführt. Dabei variierten die Zwischenabstände zwischen 10, 20, 30, 40 und 50 mm. Eine Vergleichsverbindung ohne Zwischenabstand wurde ebenfalls geprüft.



1	Beidseitige induktive Wegaufnehmer (4 Stück)
2	Stahlblechverbindung mit Zwischenabstand
l <sub>v</sub>	Vorholzlänge 140 mm

Abb. 14 Versuchsaufbau der zyklischen Versuche

Das Last-Verformungsverhalten wurde mittels zyklischer Versuche (wechselnde Zug- und Druckbelastung) nach DIN EN 12512 [13] bestimmt. Auf Grundlage einer geschätzten Fließverschiebung  $v_y = 3$  mm ergibt sich das Belastungsprotokoll nach Abb. 15.

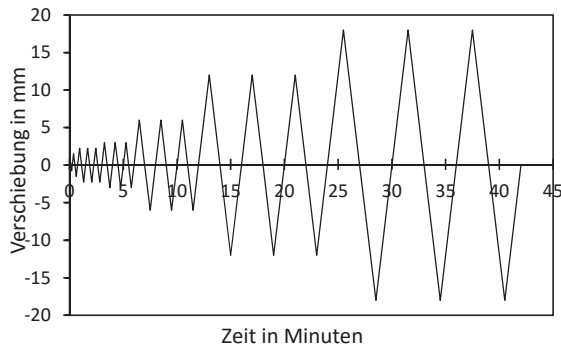


Abb. 15 Belastungsprotokoll

### 4.3 Ergebnisse der Verbindungsversuche

Das Stahlblech in Abb. 16 zeigt deutlich die Ausbildung von zwei Fließbereichen. Diese verlaufen in y-Richtung störungsfrei über den Bereich der BSP-Querlage. Die geringe Bettungssteifigkeit der BSP-Querlage hat bei dieser Dicke offensichtlich keine Auswirkung auf die Geometrie des Fließbereiches (resp. Fließlinie). Im Weiteren wird die bei stiftförmigen Verbindungsmitteln übliche Bezeichnung »Fließgelenk (FG)« verwendet.

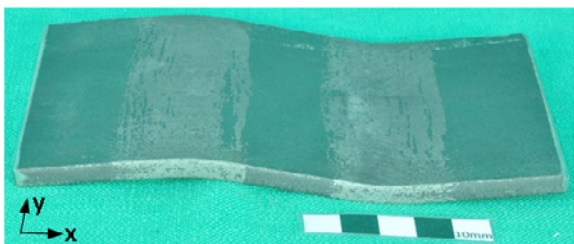
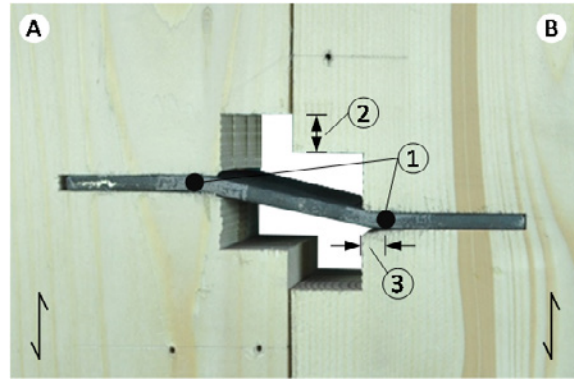


Abb. 16 Plastisch verformtes Stahlblech

Beispielhaft zeigt die geprüfte Verbindung in Abb. 17 das plastisch verformte Stahlblech mit 2 FG je Scherfuge. Deren Lage ist von der Vorderkante der Einspannung eingerückt. Im Bereich „b“ zwischen dem Rand der nachgiebigen Einspannung und der Lage der FG traten plastische Lochleibungsverformungen im BSP auf.



- 1 Fließgelenke
- 2 Bleibende Relativverschiebung  $\Delta$
- 3 Bereich „b“ plastischer Lochleibungsverformungen

Abb. 17 Verformte Verbindung mit  $t_{zw} = 50$  mm

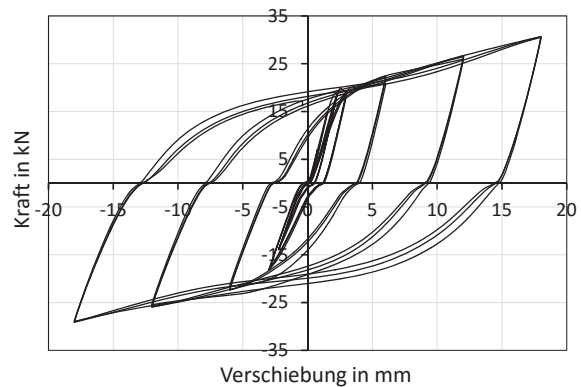


Abb. 18 Last-Verschiebungsverlauf  $t_{zw} = 50$  mm

Abb. 18 zeigt den Last-Verschiebungsverlauf bei  $t_{zw} = 50$  mm. Erkennbar ist, dass die Kurven bei mehreren Zyklen nahezu deckungsgleich sind.

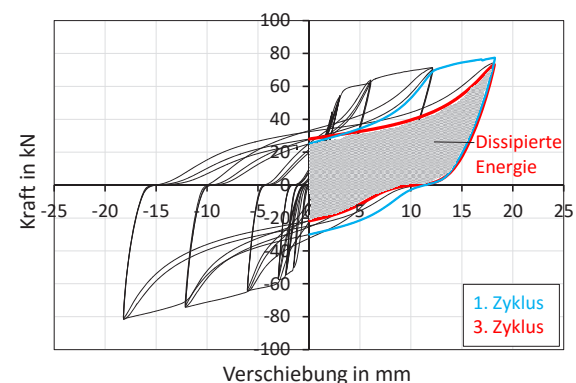


Abb. 19 Last-Verschiebungsverlauf  $t_{zw} = 10$  mm

Der Last-Verschiebungsverlauf für  $t_{zw} = 10$  mm in Abb. 19 zeigt hingegen einschnürendes Verhalten.

So liegt die Kurve des 3. Zyklus signifikant unter der Kurve des 1. Zyklus. Die von der Kurve eingeschlossene Fläche entspricht der dissipierten Energie. Folglich verringert sich Energiedissipation bei jedem Zyklus signifikant. Noch ausgeprägter trat das für stiftförmige Verbindungsmittel typische einschnürende Verhalten bei der Vergleichsverbindung ohne Zwischenabstand auf.

Die Versuchsergebnisse bei maximaler Amplitude sind in Tab. 6 zusammengefasst. Die Energiedissipation wird als äquivalentes hysteretisches Dämpfungsverhältnis  $v_{eq}$  (kurz: *Dämpfungsverhältnis*) ausgedrückt.

Tab. 6 Versuchsergebnisse bei  $\Delta = 18 \text{ mm}$

Reihe	$t_{zw}$ mm	$F_{max,mean}$ kN	$\Delta F_{1-3,max}$ %	$v_{eq,1}$ %	$v_{eq,3}$ %
1	0	106	-*	19,7**	11,7**
2	10	78,1	5,4	24,4	17,5
3	20	56,4	18,9*	28,6	26,7**
4	30	44,4	3,0	31,9	27,0
5	40	37,4	2,1	34,1	30,2
6	50	30,1	0,5	34,0	30,7

$F_{max,mean}$  Mittelwert der Höchstlast  
 $\Delta F_{1-3,max}$  Maximale aufgetretene Festigkeitsminderung bei gleicher Amplitude vom 1. zum 3. Zyklus  
 $v_{eq,1}$  ;  $v_{eq,3}$  Mittelwert des Dämpfungsverhältnisses im 1. und 3. Zyklus  
 \* Kombiniertes Schub- und Querkzugversagen  
 \*\* Einzelwert

#### 4.4 Diskussion

Einschnürendes Verhalten im Last-Verschiebungsverlauf ist bei der Verbindung mit dem maximalen Zwischenabstand (vgl. Abb. 18) nur minimal zu beobachten. Das Last-Verschiebungsverhalten bei zyklischer Belastung kann als annähernd „stabil“ bezeichnet werden. Dies bedeutet, dass die plastische Hysterese nahezu vollständig im Stahlblech stattfindet. Der Anteil der plastischen Lochleibungsverformungen (Druck parallel zur Faser) des BSP ist von untergeordneter Bedeutung. Bei kleineren Zwischenabständen verstärkt sich das einschnürende Verhalten. Dies ist auf plastische Lochleibungsverformungen im BSP zurückzuführen, die mit kleineren Zwischenabständen zunehmen und nicht reversibel sind.

Verbindungen mit einem Zwischenabstand  $\geq 20 \text{ mm}$  weisen eine hohe Energiedissipation auf. Bei maximaler Relativverschiebung liegt der Mittelwert  $v_{eq,3}$  zwischen 26,7 % und 30,7 %. Übliche Verbindungen für die Längsfugen von BSP erreichen etwa 11 % [14]. In Abb. 20 sind die Mittelwerte des Dämpfungsverhältnisses von drei Zyklen bei gleicher Amplitude aufgetragen. Es zeigt, dass die Energiedissipation sowohl vom Zwischenabstand, als auch von der Relativverschiebung abhängig ist.

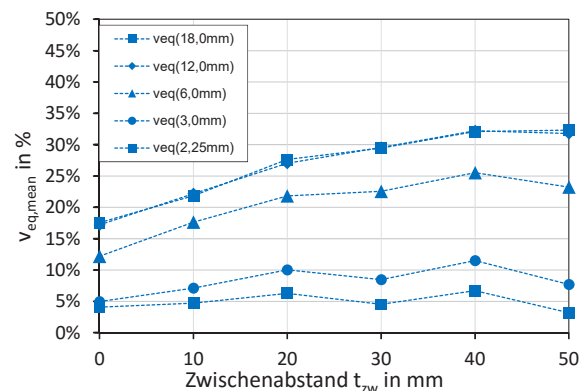


Abb. 20 Dämpfungsverhältnis abhängig vom Zwischenabstand und von der Relativverschiebung

Mit zunehmendem Zwischenabstand steigt die Energiedissipation an. Ab  $t_{zw} = 40 \text{ mm}$  ist keine nennenswerte Steigerung mehr zu verzeichnen. Unabhängig vom Zwischenabstand ist bei  $\Delta = 12 \text{ mm}$  das Maximum der Energiedissipation erreicht. Größere Relativverschiebungen führen zu keiner Steigerung der Energiedissipation. Vor dem Hintergrund, dass größere Verformungen in Bauwerken mit zusammengesetzten Scheiben aus BSP aufgrund der normativ begrenzten Stockwerksverschiebung ohnehin kaum erreicht werden, ist dieses Verhalten für die praktische Anwendung quasi ohne Bedeutung (vgl. DIN EN 1998).

Die Festigkeitsminderungen  $\Delta F_{1-3}$  zwischen dem 1. und 3. Zyklus lagen zwischen 0,5 % und 5,4 %. Die Werte sind verglichen mit dem Grenzwert von 20 % nach DIN EN 1998 gering. Bei den Reihen 1 bis 3 trat aufgrund der geringen Vorholzlänge ein kombiniertes Querkzug- und Schubversagen auf. Dies stellt keine Festigkeitsminderung in diesem Sinne dar.

Durch größere Vorholzlängen könnte dieser Versagensmechanismus vermieden werden.

Im Gegensatz zu den Stahlblechen weisen Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln mit Kreisquerschnitt (Stabdübel, Nägel, ...) ausgeprägte Festigkeitsminderungen auf. Durch den Kreisquerschnitt sind die Lochleibungsspannungen nicht nur faserparallel orientiert. Es treten lokale Querzug- und Schubspannungen auf, welche die Holzmatrix schädigen und dazu führen, dass die Lochleibungsfestigkeit für kreisrunde Stifte deutlich geringer ist als die Druckfestigkeit in Faserrichtung. Dadurch und durch die signifikant geringere Auflagerfläche der Stifte im Vergleich zu Blechen wird bei Stiften das Holz in einer wesentlich größeren Entfernung von der Scherfuge noch bleibend geschädigt, während bei Blechen eine Schädigung des Holzes auf einen nur wenige Millimeter breiten Bereich in der Nähe der Scherfuge begrenzt bleibt. Der Anteil nicht reversibler plastischer Verformungen im Holz im Vergleich zu reversiblen plastischen Verformungen im Stahl ist daher bei Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln viel größer als bei Verbindungen mit Blechen.

Die Tragfähigkeit der Verbindung ist abhängig vom Zwischenabstand und die aufgenommene Last steigt mit der Relativverschiebung (Abb. 21).

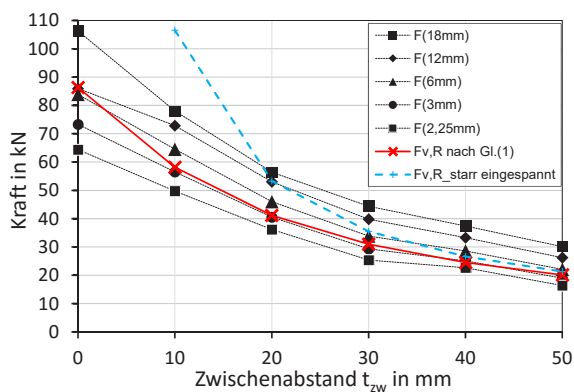


Abb. 21 Mittelwerte der Tragfähigkeit und Rechenwert der Tragfähigkeit

Ein größerer Zwischenabstand führt zu einem größeren Abstand zwischen den FG und somit zu einer geringeren Tragfähigkeit.

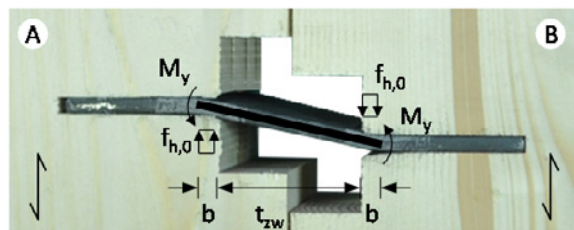
Beginnend mit  $t_{zw} = 0$  mm nimmt die Tragfähigkeit nichtlinear ab, da die Position der FG wiederum vom Zwischenabstand abhängt. Mit steigendem Zwischenabstand nähert sich das statische System zunehmend demjenigen eines beidseits voll eingespannten Biegestabs an, da  $t_{zw} / (2b+t_{zw}) \approx 1$ .

Die Abhängigkeit der aufgenommenen Last von der Relativverschiebung resultiert zu einem aus dem Fließmoment des Stahlblechs, das nach dem Erreichen der Fließgrenze mit zunehmendem Biegewinkel ansteigt. Zum anderen sind tragfähigkeitssteigernde Einflüsse aus Reibung möglich (Abs. 4.6).

#### 4.5 Berechnung der Tragfähigkeit

Grundlage für das folgende Rechenmodell der Schertragfähigkeit bildet ein ebenes System. Die Querlagen des BSP werden dabei vernachlässigt. Diese Vereinfachung erscheint zulässig, da die Querlage den Verlauf der Fließlinie nicht beeinflusste. Das Modell basiert auf der Theorie nach Johansen [15] und beruht auf der Annahme starr-plastischen Materialverhaltens. Die *Tragfähigkeit von Verbindungen mit Zwischenschichten* wurde in [16] hergeleitet. Angelehnt an [16] ergibt sich die Tragfähigkeit für den Versagensmechanismus mit 2 FG je Scherfuge nach Gleichung (1).

$$F_{V,R} = \sum_i d_{0,i} \cdot f_{h,0} \cdot \frac{1}{2} \left( \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{8 \cdot M_y}{\sum_i d_{0,i} \cdot f_{h,0}} - t_{zw}} \right) \quad (1)$$



mit

$d_{0,i}$  = Dicke der i-ten Längslage

$f_{h,0}$  = Druckfestigkeit parallel zur Faser

$M_y$  = Fließmoment des Stahlblechs nach (2)

Zur Nachrechnung der untersuchten Verbindungen wird als Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,0}$  die experimentell ermittelte Längsdruckfestigkeit nach Tab. 5 verwendet. Das Fließmoment wurde über zwei verschiedene Ansätze bestimmt:

1. Theoretisch korrektes Fließmoment unter Annahme eines voll durchplastizierten Rechteckquerschnitts. Die Streckgrenze wurde durch Zugversuche bestimmt.

$$M_y = f_y \cdot W_{pl} = f_y \cdot \frac{b \cdot h^2}{4} \quad (2)$$

2. Experimentell ermitteltes Fließmoment bei vorgegebenem Biegewinkel.

Die rechnerische Tragfähigkeit wurde mit dem Fließmoment nach „1.“ bestimmt. Vergleichende Biegeversuche nach „2.“ zeigten gute Übereinstimmungen des Fließmoments. Die Biegewinkel lagen beim Erreichen des Fließmoments bei 12° bis 18°. Das Rechenmodell zeigt für eine Verformungsstufe von  $\Delta \approx 3$  mm eine gute Übereinstimmung für alle Verbindungen (vgl. Abb. 21). Das verformungsabhängige Tragverhalten kann mit diesem Modell nicht direkt abgebildet werden. Grund hierfür ist, dass das Fließmoment des Stahlblechs beim Erreichen plastischer Verformungen mit zunehmendem Biegewinkel noch deutlich ansteigt.

Im Folgenden wird der Entwurf eines zukünftigen Nachweiskonzepts vorgestellt. Es wird davon ausgegangen, dass die zu verbindenden BSP-Elemente gleiche Querschnittsaufbauten aufweisen und aus dem gleichen Material bestehen.

Bei einschnittigen Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln sind grundsätzlich sechs Versagensmechanismen möglich. Um ein duktiler Verhalten der Verbindung zu erreichen, ist die Ausbildung von 2 FG je Scherfuge wünschenswert. Wird dies konstruktiv sichergestellt, ist nur dieser Fall zu untersuchen. Die charakteristische Tragfähigkeit entspricht Zeile 1 in Gleichung (3):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \sum_i d_{0,i} \cdot f_{h,0,k} \cdot \frac{1}{2} \left( \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{8 \cdot M_{y,k}}{\sum_i d_{0,i} \cdot f_{h,0,k}}} - t_{zw} \right), f_{v,k} \cdot A_{ef} \right\} \quad (3)$$

mit

- $d_{0,i}$  = Dicke der i-ten Längslage
- $M_{y,k}$  = Charakteristisches Fließmoment
- $f_{h,0,k}$  = Char. Druckfestigkeit parallel zur Faser
- $f_{v,k}$  = Charakteristische Schubfestigkeit
- $A_{ef}$  = Maximal anrechenbare Schubfläche

Gleichung (3) berücksichtigt außerdem ein sprödes Längsschubversagen. Dieses Versagen sollte möglichst vermieden werden. Die Bestimmung der anrechenbaren Vorholzlänge (resp.  $A_{ef}$ ) ist aufgrund des nicht-linearen Schubspannungsverlaufes im Vorholzbereich nicht trivial und Gegenstand weiterer Untersuchungen.

Der planmäßige Versagensmechanismus mit 2 FG je Scherfuge kann über eine Mindesteinbindetiefe sichergestellt werden. Über die Auswertung der modifizierten Tragfähigkeitsgleichungen nach [16] kann die Mindesteinbindetiefe bestimmt werden:

$$t_{e,min} \geq \frac{1}{2} \left( \sqrt{\frac{\sum_i d_{0,i} \cdot f_{h,0,k} \cdot t_{zw}^2 + 8 \cdot M_{y,k}}{\sum_i d_{0,i} \cdot f_{h,0,k}}} - t_{zw} + 4 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{\sum_i d_{0,i} \cdot f_{h,0,k}}} \right) \quad (4)$$

Anpassungsfaktoren für unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte der Materialien Stahl und Holzwerkstoff sind hier noch nicht berücksichtigt.

Nicht nur streuende Materialeigenschaften, sondern auch Herstellungstoleranzen können sich auf den Versagensmechanismus auswirken. Um den planmäßigen Versagensmechanismus sicherzustellen, sollte zusätzlich ein Vorhaltemaß  $\Delta t_e$  berücksichtigt werden. Die erforderliche Einbindetiefe  $t_{e,req}$  setzt sich somit aus zwei Teilen zusammen:

$$t_{e,req} = t_{e,min} + \Delta t_e \quad (5)$$

Das Vorhaltemaß ist im Weiteren noch zu quantifizieren.

Der Berechnungsansatz berücksichtigt nur die Biegetragwirkung am unverformten System. In den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten können Reibungsanteile sowie Zugkraftkomponenten im



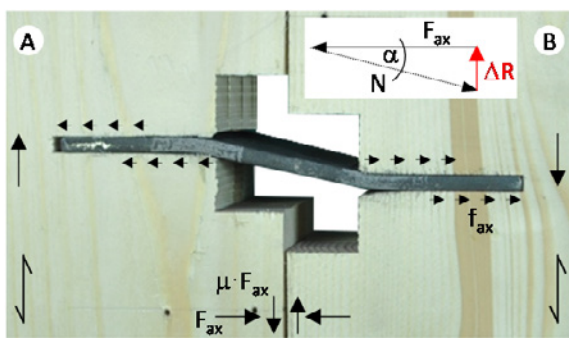
Blech parallel zur Scherfuge enthalten sein, die aus der Schrägstellung des Stahlblechs resultieren.

#### 4.6 Reibung

Bei dieser Stahlblech-Verbindung handelt es sich um eine auf »Abscheren« beanspruchte Verbindung. Das Tragverhalten wird jedoch durch weitere, verformungsabhängige Mechanismen wie Reibung beeinflusst. Voraussetzung hierfür ist stets das Vorhandensein eines Ausziehwidestands des Verbindungsmittels selbst. Ausgelöst durch die Abscherbeanspruchung entstehen in den Kontaktflächen Stahlblech-BSP Haftreibungskräfte, die einen Ausziehwidestand darstellen.

Im verformten Zustand weisen die Verbindungen eine Schrägstellung des Stahlblechs zwischen den beiden FG auf. Die entstehenden Kontaktspannungen zwischen Stahlblech und BSP führen zusammen mit dem Haftreibungskoeffizienten Stahl-BSP ( $\mu > 0$ ) zu einem „Einhängen“ des Stahlblechs im BSP und zu einer axialen Zugkraft im Stahlblech. Diese Normalkraft im Verbindungsmittel wirkt sich über zwei Mechanismen des Seileffekts traglaststeigernd aus.

1. Reibung zwischen den BSP-Elementen: Haftreibungskraft infolge Anpressen der BSP-Elemente in den Schmalseitenfugen durch Zugkraft im Blech.
2. Fugenparallele Zugkraftkomponente: Kraftkomponente  $\Delta R$  der Zugkraft durch Schrägstellung des Verbindungsmittels zwischen den beiden FG.



$f_{ax}$	Parameter für den Ausziehwidestand
$F_{ax}$	Axialzugkraft im Stahlblech
$N$	Normalkraft im schräggestellten Stahlblech
$\Delta R$	Fugenparallele Komponente der Axialzugkraft $F_{ax}$
$\mu$	Haftreibungskoeffizient

Abb. 22 Reibungsansatz

Zu 1.: Die planmäßigen Fugen zwischen den BSP-Elementen schlossen sich während der Versuche nicht vollständig. Insofern kann davon ausgegangen werden, dass in den Versuchsergebnissen keine Traglaststeigerung aus diesem Teil des Seileffekts enthalten ist.

Zu 2.: Traglaststeigernde Anteile ( $\Delta R$ ) dieser Art können in den Versuchsergebnissen enthalten sein. Beim Betrachten des Last-Verschiebungsverlaufs (Abb. 18) ist bei größeren Verformungen eine Verfestigung erkennbar. Diese kann aus diesem  $\Delta R$ -Effekt resultieren.

Die Bemessung der Verbindung mit einem starrplastischen Modell in Anlehnung an *Johansen* führt zu konservativen Ergebnissen. Bei Erdbebeneinwirkungen können Überfestigkeiten bzw. höhere als die berechneten Tragfähigkeiten problematisch sein. Aus diesem Grunde ist die Quantifizierung des Seileffekts Gegenstand weiterer experimenteller und numerischer Untersuchungen. Experimentell wird der Haftreibungskoeffizient Stahl-BSP zu untersuchen sein. Mit diesen Ergebnissen werden die Reibungseinflüsse mittels elastisch-plastisch gebetteter Balken [8] numerisch untersucht.

#### 4.7 Zusammenfassung

Durch die Kombination von Stahlblechen mit Zwischenabstand verändert sich das hysteretische Last-Verschiebungsverhalten der Verbindung derart, dass es eher einer reinen Stahlverbindung als einer Holzverbindung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln mit Kreisquerschnitt entspricht.

Zusammengefasst kann mit diesen Verbindungen folgendes erreicht werden:

- Hohe Energiedissipation
- „Stabiles Last-Verschiebungsverhalten“ mit minimiertem Einschnüren und geringen Festigkeitsminderungen
- Mit „einfachen“ Modellen beschreibbare Verbindung
- Kostengünstige Verbindung

Dem Verlust an Tragfähigkeit bei zunehmendem Zwischenabstand steht der Gewinn an Duktilität und



stabilen Hystereseigenschaften gegenüber. Auf die eingangs erwähnte Lochleibungsverstärkung aus Buchen-FSH kann verzichtet werden.

## 5 Schlussfolgerungen

In diesem Beitrag wurden neuartige Schubverbindungen für zusammengesetzte Brettsperrholzscheiben vorgestellt.

Für vorwiegend statische Einwirkungen stehen Kontaktverbindungen zur Verfügung, die hohe Tragfähigkeiten aufweisen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann eine mit Kontaktverbindern zusammengesetzte BSP-Scheibe wesentlich besser ausgenutzt werden, als mit traditionellen Schubverbindungen. Durch das duktile, also gutmütige Last-Verformungsverhalten dieser querbeanspruchten Kontaktverbinder können sich Kräfte innerhalb von Verbindungsmittelgruppen umlagern. Dadurch wird die Anfälligkeit gegenüber einem progressiven Kollaps vermindert und es können Bauteile mit einer ausgeprägten »Robustheit« konstruiert werden.

Aus der Querdruckbeanspruchung resultiert ein Nachteil, der sich insbesondere im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bemerkbar macht, da die Steifigkeit bei Querbeanspruchung signifikant unterhalb der Steifigkeit von fugenparallel orientierten und längsbeanspruchten Kontaktverbindern liegt.

Ergänzend werden derzeit weitere numerische Untersuchungen durchgeführt, auf deren Grundlage Bemessungsgleichungen zur Tragfähigkeitsberechnung für die Praxis hergeleitet werden.

Bei statischen Einwirkungen stellen konstruktionsbedingte Schmalseitenfugen bei zusammengesetzten BSP-Scheiben eine Limitierung der mechanischen Scheibeneigenschaften dar. Bei Erdbebeneinwirkungen hingegen können sich diese Fugen vorteilhaft auswirken, wenn darin dissipative Verbindungen angeordnet werden. Hierzu wurden dissipative Stahlblechverbindungen entwickelt und experimentell untersucht. Ausgehend von Biegedämpfern, die im Stahlbau und im Massivbau eingesetzt werden, konnte dieser Ansatz auf den Holzbau übertragen werden. Das bei dissipativen Verbindun-

gen typische einschnürende und festigkeitsmindernde Verhalten konnte vermieden, oder zumindest signifikant reduziert werden. Zurückgeführt werden kann dies auf:

- Die vollflächigen Bettung durch die Verwendung von Stahlplatten anstelle von Stabdübeln mit Kreisquerschnitt führt dazu, dass sich die maximalen Lochleibungsspannungen auf einen wenigen Millimeter breiten Bereich nahe der Scherfuge beschränken und diese Lochleibungsspannungen faserparallel auf die Längslagen wirken.
- Der Zwischenabstand zwischen den nachgiebigen Einspannungen, der durch die „Wegnahme von Material“ erzeugt wurde, erhöht den inneren Hebelarm und führt dazu, dass sich die Fließgelenke bei signifikant geringeren Kräften als bei der gleichen Stahlblechverbindung ohne Zwischenabstand im Stahlblech ausbilden.

Da beide Punkte die plastischen Lochleibungsverformungen minimieren, gleicht das Last-Verschiebungsverhalten einer solchen Verbindung eher einer Stahlverbindung als einer Holzverbindung und ist für Erdbebeneinwirkungen gut geeignet.

Versuche an Bauwerken aus Brettsperrholz, bei denen mittels Rütteltischen Erdbebeneinwirkungen erzeugt wurden [17] haben gezeigt, dass die Bauwerke nach dem Erdbeben durch die Eigenlasten zur Selbstzentrierung neigen. Das Bauwerk steht nach einem Erdbeben annähernd in seiner Ausgangslage. Insofern stellt sich die Frage, ob diese Verbindungen nach einem Bemessungserdbeben ihre Wirksamkeit soweit abbauen, dass sie ersetzt werden müssen. Zur Klärung dieser Frage ist in einem ersten Schritt geplant, das zyklische Belastungsprogramm nach DIN EN 12512 an denselben Stahlblechverbindungen mehrfach zu wiederholen.

Im Weiteren werden Gruppeneffekte mehrerer hintereinander angeordneter Verbinder und deren Verhalten bei Wandscheibenversuchen im Bauteilmaßstab vertieft betrachtet. Numerische Untersuchungen sind geplant, um sprödes Längsschubversagen und die Verformungskapazität von Wand- und Deckenscheiben hinreichend beurteilen zu können.

## 6 Literatur

- [1] Kögl, J.; Maderebner, R. (2013): Systemverbinder für Holzflächenelemente aus Brettsperrholz. 19. Internationales Holzbau-Forum. Bd. 1: Garmisch-Partenkirchen, 4.-6.12.2013. Forum Holzbau, Biel.
- [2] Schmidt, T.; Blaß, H.J. (2015): Längsschubverbindungen in den Schmalseiten von Brettsperrholzelementen. 21. Internationales Holzbau-Forum. Bd. 1: Garmisch-Partenkirchen, 2.-4.12.2015. Forum Holzbau, Biel.
- [3] Schmidt, T. (2016): Kontaktverbindungen zur Längsschubübertragung in den Schmalseiten von Brettsperrholzelementen. Doktorandenkolloquium Holzbau „Forschung und Praxis“. Stuttgart, 1.-2.03.2016. Universität Stuttgart.
- [4] DIN EN 26891:1991-07, Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln.
- [5] ETA-11/0210 Europäische Technische Zulassung für Merkle Brettsperrholz, Gültigkeit vom 20.09.2011 bis 05.07.2016.
- [6] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-9.1-838 vom 21. 09.2013. Furnierschichtholz aus Buche zur Ausbildung stabförmiger und flächiger Tragwerke. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.
- [7] DIN EN 14358:2006-03, Holzbauwerke – Berechnung der 5%-Quantile für charakteristische Werte und Annahmekriterien für Proben
- [8] Hochreiner, G.; Bader, Th. K.; de Borst, J.; Eberhardsteiner, J. (2013): Stiftförmige Verbindungsmittel im EC5 und baustatische Modellbildung mittels kommerzieller Statiksoftware. Bauingenieur Bd. 88
- [9] Pocanschi A.; Phocas M.C.: Kräfte in Bewegung – Die Techniken des erdbebensicheren Bauens. Teubner Verlag Juli 2003.
- [10] Dimitrov, N.; Pocanschi A. (1985): Wandscheiben mit dynamischer Anpassungsfähigkeit für Bauten in Erdbebengebieten. Bauingenieur, Bd. 60.
- [11] Kelly, J.M.; Skinner, R.I.; Heine, A.J. (1972): Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for use in Earthquake Resistant Structures. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 5 (3).
- [12] Iqbal, A.; Pampanin, S.; Buchanan (2007): Improved Seismic Performance of LVL Post-tensioned Walls Coupled with UFP devices. 8<sup>th</sup> Pacific Conference on Earthquake Engineering. Singapore, 5-7 Dezember 2007.
- [13] DIN EN 12512:2005-12 Holzbauwerke – Prüfverfahren – Zyklische Prüfung von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln; Deutsche Fassung EN 12512:2001 + A1:2005.
- [14] Sandhaas, C.; van de Kuilen J.-W. G.; Boukes J.; Ceccotti, A.: Analysis of X-lam panel-to-panel connections under monotonic and cyclic loading. Proceedings CIB-W18. Meeting 44, Paper 42-12-2. Italy.
- [15] Johansen, K.W. (1949): Theory of timber connections. International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 9, P. 249-262.
- [16] Blaß, H.J.; Laskewitz B. (2003): Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschichten. Bauen mit Holz 105 (2003) H. 1 S. 26-35, H. 2 S. 30-34.
- [17] Ceccotti, A.; Sandhaas, C.; Okabe, M.; Yasumura, M.; Minowa, C.; Kawai, N. (2013): SOFIE – 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Vol. 42, P. 2003-2021.

## 7 Autor

Tobias Schmidt, M.Eng.

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)  
Holzbau und Baukonstruktionen  
R.-Baumeister-Platz 1  
76131 Karlsruhe

Kontakt:  
Tobias.Schmidt2@kit.edu

# Brettsperrholz im Brandfall – Bauteilprüfung und Tragfähigkeitsberechnung

Joachim Schmid, Michael Klippel, Andrea Frangi

## Zusammenfassung

Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die Prüfung des Brandverhaltens in Europa im Allgemeinen sowie von Holzbauteilen im Speziellen. Nach einer kurzen Einführung in die Thematik der Brandsicherheit und der Brandentwicklung wird auf die Bemessung des Feuerwiderstandes von Brettsperrholz (BSP, engl. cross laminated timber, CLT oder XLAM) eingegangen. Vorgestellt wird die Bemessung in Anlehnung an die aktuelle und zukünftige Fassung von Eurocode 5 (EN 1995-1-2) [1]. Das für tragende Holzbauteile populäre, vereinfachte Bemessungsverfahren „Methode des effektiven Querschnittes“ (im Eurocode 5 vorgestellt als Methode mit reduziertem Querschnitt) und die Verwendung des „genaueren Verfahrens“ nach Eurocode 5 werden erläutert. Ebenso wie die Bemessung des Tragwiderstandes im Brandfall anderer Bauteile aus Holz ist das vereinfachte Bemessungsverfahren für BSP ein zweistufiges. Einerseits benötigt der Ingenieur Kenntnis über den vorhandenen Restquerschnitt, also die Abbrandrate ist ein wichtiger Parameter, als auch über die Festigkeitsverluste in diesem Restquerschnitt. Im vorliegenden Beitrag wird gezeigt, dass das aktuelle Modell für die Beschreibung des Abbrandes unter Berücksichtigung zusätzlicher Parameter in adaptierter Form für BSP verwendet werden kann. Darüber hinaus wird auf die Problematik der Regelung des Festigkeitsverlustes des bestehenden Modelles eingegangen sowie die letzten Erkenntnisse diesbezüglich vorgestellt. Es kann zusammengefasst werden, dass zukünftige Bemessungsregeln, aller Voraussicht nach, verschiedene Berechnungsmöglichkeiten mit verschiedenen Genauigkeitsansprüchen bieten werden müssen, um der Forderung nach Vereinfachung nachzukommen und die Eigenschaften von BSP korrekt abbilden zu können.

## 1 Einleitung

Brettsperrholz (BSP) ist ein relativ neues Holzprodukt, welches als tragender Bauteil für Wand-, Decken- und Dachelemente für innovative und qualitativ hochwertige Holzkonstruktionen verwendet werden kann. Es ermöglicht die schnelle Umsetzung von Bauprojekten durch den hohen Grad an Vorfertigung in Elementen oder auch Modulen. Im Gegensatz zu Holzrahmenkonstruktionen, in denen einzelne Holzständer für die Übertragung der vertikalen Lasten verantwortlich sind, erlaubt die Verwendung von BSP die Übertragung von hohen vertikalen Lasten. Bei entsprechender Bemessung kann zudem eine hohe Gebäudesteifigkeit sowie -robustheit erreicht werden. Weitere wesentliche Vorteile von BSP sind eine ausgezeichnete Wärmedämmung und Luftdichtigkeit. Die Verwendung von BSP kann auch im Brandfall von Vorteil sein, da die Gefahr der Brandausbreitung durch Hohlräume im Vergleich zur Holzrahmenbauweise reduziert wird. Es sollte jedoch beachtet werden, dass eventuell sichtbare, d.h. ungeschützte Holzoberflächen die Brandlast in Räumen erhöhen.

In der Regel wird BSP aus keilgezinkten Nadelholzlammellen hergestellt, welche zwischen ca. 10 und 45 mm stark und 80 bis 240 mm breit sind. Aktuell auf dem Europäischen Markt befindliche Produkte zeigen eine große Produktvielfalt mit verschiedener Anzahl Lagen, deren Stärken und der Gesamtstärke. Dies stellt nicht nur eine Schwierigkeit in der Verfügbarkeit und Austauschbarkeit der Produkte sondern auch eine Herausforderung an die Entwicklung von Bemessungsverfahren dar. Die Anzahl der Lagen ist in der Regel eine ungerade Zahl und reicht von drei bis neun Lagen. Aneinander folgende Lagen werden um 90° verdreht verklebt. In seltenen Fällen werden äußere Lagen parallel zur Richtung der folgenden Lage angeordnet. Für die Verklebung kommen verschiedene Klebstoffe, in der Regel Einkomponentenkleber PUR (Polyurethan) oder Mehrkomponentenkleber MUF (Melamin Urea Formaldehyd) oder seltener PRF (Phenol-Resorzinol-Formaldehyd) zum Einsatz. Eine Verklebung der Schmalseite der Lamellen kann erfolgen, sie stellt aber nicht den Regelfall dar. Der aktuelle Vorschlag für eine Produktnorm lässt sogar Abstände zwischen den Lamellen (Spalten) von 6 mm zu [2]. Die Größe und Form

der BSP Elemente wird nur von der Produktion, den Transportbedingungen und den Rahmenbedingungen an der Baustelle begrenzt. Aufgrund der flächenartigen Natur dieses Bauproduktes könnte man bei BSP-Decken von einem zweidimensionalen Tragewerken ausgehen was jedoch an Grenzen stößt, da die Verbindungstechnik für aneinandergereihte Elemente noch keine geeigneten Verbindungen bietet, welche ausreichende Übertragung von Querkraft und Momenten ermöglicht. Daher wird in der Bemessung oft von einem Ein- oder Mehrfeldträger mit entsprechender Breite ausgegangen. Entsprechend der vorhandenen Auflager entstehen im BSP Lagen in Längs- und Querrichtung. Hierbei ist es gängige Praxis, die untere und obere Lage als Längslagen in Richtung der Spannweite anzuordnen (siehe Abb. 1).

Brennbare Baustoffe wie Holz brennen an ihrer Oberfläche, wobei sie Energie freisetzen und so zur Brandausbreitung und Brandentwicklung beitragen können. Da in der Regel für Holzbauteile beziehungsweise Holzgebäude die gleichen Anforderungen an den Feuerwiderstand gelten wie für Bauteile und Gebäude aus nicht brennbaren, stellt die Kenntnis und Umsetzung des Brandverhaltens eine Grundvoraussetzung für die Verwendung von Brettsperrholz dar.

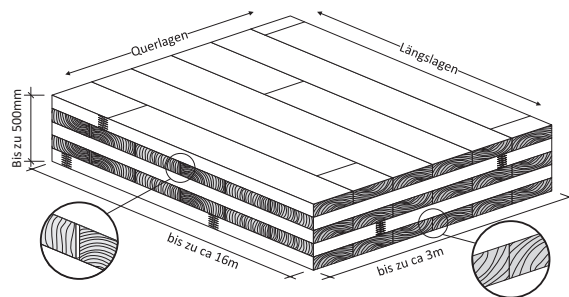


Abb. 1 Schematisches Beispiel eines fünflagigen BSP ( $i = 5$ ) mit ausgebildeten Spalten in den Querlagen; modifiziert übernommen von [3].

Dieser Beitrag stellt einleitend die Rahmenbedingungen für eine Brandbemessung und die Verwendung von BSP in Europa vor. Anschließend werden die für die Brandbemessung wichtigsten Erkenntnisse über die Eigenschaften von BSP im Brandfall vorgestellt und damit die aktuelle Fassung der EN 1995-

1-2 [1] erweitert. Des Weiteren wird ein Überblick über die bis heute durchgeführten Simulationen von BSP im Brandfall präsentiert und Verbesserungsmöglichkeiten für die Bemessung vorgestellt.

## 2 Grundlagen für die Brandbemessung

Brandsicherheit ist eine grundlegende Forderung unserer Gesellschaft auch an Gebäude und Bauprodukte, jedoch ist die quantitative Erfassung dieser, ein sehr komplexes Thema. Die Europäische Union hat in den letzten Jahrzehnten große Anstrengungen unternommen genaue Definitionen für alle Länder abzuleiten, um Verbrauchern und Herstellern einen harmonisierten Markt bieten zu können. Brandsicherheit ist eine grundsätzliche Anforderung an Bauprodukte, die – neben sechs weiteren – in der Bauproduktenverordnung (Construction Product Regulation) niedergeschrieben steht [4]. Damit hat Brandsicherheit einen festen Platz in der Europäischen Normung im Allgemeinen und in harmonisierten Produktnormen, sogenannte ENhs, gefunden. Neben Produktnormen gibt es in Europa auch Prüfnormen, Klassifizierungsnormen und Bemessungsnormen, welche strikt auseinander zu halten sind.

Im Hinblick auf die Brandbemessung tauchen wiederholt Begriffe auf, die oft falsch verwendet werden, jedoch durch den Fachmann getrennt betrachtet werden müssen. Hierzu zählen die Begriffe Brandeigenschaft (engl. fire performance, fire behaviour), Brandverhalten (engl. reaction to fire), Brennbarkeit (eng. combustibility) und Brandwiderstand (engl. fire resistance). Brandeigenschaft ist ein weitgehend undefinierter, sehr genereller Überbegriff; während die anderen Begriffe in der Fachwelt als auch der Normung genau definiert sind. Die Unterscheidung der Begriffe steht im Einklang mit dem Verlauf eines realen Brandes, siehe schematische Darstellung in Abb. 2. Das Brandverhalten von im Brandraum befindlichen Produkten beeinflusst maßgebend die Phasen Brandentstehung und Brandausbreitung vor dem Brandüberschlag (engl. flash over); sie beschreiben damit den Beitrag zur Brandentwicklung. Das Brandverhalten „brennbar“ ist eine Teileigenschaft des Brandverhaltens.

Der Brandüberschlag markiert das Ende der Brandentwicklung. Von diesem Zeitpunkt an ist der Brandwiderstand der strukturellen Bauteile von Bedeutung. Der sprunghafte Anstieg der Temperaturen beim Brandüberschlag wird in Brandversuchen durch eine genormte Temperatur-Zeit-Kurve abgebildet. Diese sogenannte Normbrandkurve hat das Ziel, einen Vollbrand zu simulieren und ist durch den zunehmenden Temperaturverlauf charakterisiert, der keine Abkühlphase kennt.

Zweck von Brandschutzvorschriften ist primär die Gewährleistung der Personensicherheit, inkl. Feuerwehre im Brandfall. Dazu werden Brandschutzkonzepte mit den entsprechenden Brandschutzmaßnahmen erarbeitet, um die definierten Schutzziele einzuhalten. Bauteile mit Brandwiderstand dienen somit primär der Begrenzung der Brandausbreitung zu anderen Brandabschnitten, darüber hinaus sollen sie einen Kollaps der Struktur verhindern.

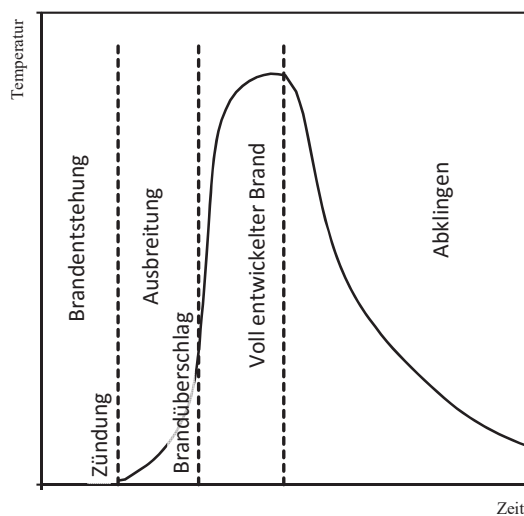


Abb. 2 Typischer Verlauf eines Zimmerbrandes und Einteilung in Phasen.

In allen Prüfungen zum Brandverhalten und Brandwiderstand werden Produkte jeweils gleichen Belastungen ausgesetzt um Produkte miteinander vergleichen zu können: Dies sind Temperaturen, Temperatur-Zeit-Kurven beziehungsweise Wärmestromdichten zur Produktoberfläche. Aufgrund des natürlichen Charakters eines realen Brandes ist jedoch zu erwarten, dass die wirkliche Belastung mitunter signifikant von den Prüfanahmen abweicht.

## 2.1 Brandverhalten

Die Klassifizierung des Brandverhaltens verfügt über zwei Untergruppen. Einerseits umfasst es (i) Bauprodukte mit Ausnahme von Bodenbelägen und andererseits (ii) Bodenbeläge. Letztere besteht aus einer ähnlichen Klassifizierung wie (i) jedoch einer anderen Prüfverordnung. Das Klassifizierungssystem nach EN 13501-1 [5] ist eine nichtlineare Einteilung des Beitrages zur Brandentwicklung in Brandverhaltensklassen A bis F. Verschiedene Prüfungen müssen durchgeführt werden um ein Bauprodukt in diese Klassen einteilen zu können. Ohne ein Vorliegen von Prüfungen beziehungsweise einer Klassifizierung ist die niedrigste Klasse auszuweisen. Holz wurde ursprünglich als Definition der Klasse D herangezogen, welche unbehandeltes, ausreichend starke Holzprodukte charakterisiert.

Das Brandverhalten eines Produktes ist per Definition an dem fertigen Endprodukt festzustellen, d.h. zu prüfen und zu klassifizieren. Je nach angestrebter Klasse gibt es in Summe drei verschiedene Testmethoden. Änderungen am Endprodukt, zum Beispiel durch Behandlungen (Imprägnierungen, Oberflächenbeschichtungen) können zu Änderung des Brandverhaltens führen und ziehen demnach neue Produktprüfungen und -klassifikation nach sich. Demzufolge muss jedes Holzprodukt durch eine Klassifikation abgedeckt werden. Die große Produktvielfalt der Holzprodukte ergäbe allein für Brettschichtholz (BSH) unter Berücksichtigung der Variation der Festigkeitsklasse, Abmessung, Aufbau (Anzahl und Stärke der Lamellen) eine entsprechend große Anzahl an Prüfungen und Klassifizierungen. Diese Klassifizierungen konnten durch eine sogenannte Klassifizierung ohne weitere Prüfung (engl. Classification without further testing, CWFT) für BSH und Vollholz unter bestimmten Voraussetzungen vermieden werden. Für BSP gibt es dieses CWFT zurzeit noch nicht, jede neue Produktvariation muss der kostenintensiven Prüfung und Klassifizierung unterzogen werden.

Holz- und holzbasierte Produkte können aufgrund des natürlichen Ursprunges und seines natürlichen Aufbaues die Prüfung der Unbrennbarkeit (engl. non-combustibility), welche einen der Tests zur Beurteilung des Brandverhaltens darstellt, nicht

bestehen (limitierter Masseverlust unter hoher Temperatureinwirkung). Daher können diese Produkte die Brandverhaltensklassen A1 oder A2 nicht erreichen, eine Unbrennbarkeit kann nicht erreicht werden. Durch geeignete Behandlung können Holz- und holzbasierte Produkte die Brandverhaltensklasse B erreichen. Bei jeglicher Art von Behandlung muss allerdings auf die Dauerhaftigkeit dieser Rücksicht genommen werden da Behandlungen oft hygroskopisch sind und ausgewaschen werden können (z.B. bei Fassaden).

Während das Brandverhalten (Brennbarkeit) von Produkten bzw. der Oberflächen in Simulationen zur Brandausbreitung in Räumen oder Gebäuden berücksichtigt werden kann, ist es kaum möglich aufgrund der Zusammensetzung eines Bauproduktes Simulationen durchzuführen, welche auf Brennbarkeitsklassen schließen lassen. Es besteht allerdings die Möglichkeit relativ kostengünstige Prüfungen mit einem sogenannten Kegelkalorimeter (engl. cone calorimeter) durchzuführen um eine Vorhersage der Brennbarkeitsklasse zu tätigen [6].

Hinsichtlich BSP sei abschließend angemerkt, dass die aktuelle Version von prEN 16351 [2] hinsichtlich des Brandverhaltens fehlerhafte Regeln enthält, da die Klassenbestimmung aufgrund der Brandverhaltensklasse von Ausgangsmaterialien durchgeführt werden soll, welches dem Grundsatz widerspricht, dass die Brandverhaltensklasse stets am Endprodukt festzustellen ist. Ein CWFT für BSP könnte hierfür Hilfestellung bieten.

## 2.2 Brandwiderstand

Der Brandwiderstand umfasst die drei Eigenschaften Tragfähigkeit (R), Raumabschluss oder Unversehrtheit (E) und Wärmedämmung oder Isolation (I). In der Regel werden letztere beide zum Kriterium der Brandabschnittsbildung (EI) zusammengefasst, welches den Brandwiderstand bezüglich der Brandausbreitung zu benachbarten Brandabschnitten beschreibt. Die Eigenschaften werden in ihrer Klassifikation mit einer Zahl kombiniert, welche den Brandwiderstand unter Normbrand in Minuten angibt. Hier sollte festgehalten werden, dass die Tragfähigkeit in Kombination mit einer Zeit klar in Abhängigkeit einer konkreten Belastung steht. Diese



Belastung kann eine maximal zulässige Last bei Normaltemperatur sein oder aber auch eine niedrigere. Das heißt, die Beschreibung eines Bauteiles mit lediglich seinem Brandwiderstandes, z.B. R30, ist unzureichend, da das gleiche Bauteil mit entsprechend geringerer Belastung eventuell auch einen Brandwiderstand von R60 erreichen könnte.

Generell sind entsprechende Nachweise für den Brandwiderstand von Bauteilen beziehungsweise Baukonstruktionen durch geeignete Brandversuche oder Bemessung mit Berechnungsmodellen wie sie im Eurocode zu finden sind, durchzuführen. Die notwendige Klassifizierung auf Basis von Versuchen erfolgt nach EN 13501-2 [7]. Nachdem die Nachweisführung nach Eurocode, d.h. entsprechend der dort verfügbaren Berechnungsmodelle, charakteristische Materialkennwerte für die Beschreibung der Steifigkeits- und Festigkeiten verwendet, ist generell zu erwarten, dass Brandversuche zu optimistischen Ergebnissen führen als die entsprechende Bemessung mittels Bemessungsverfahren [8]. Insbesondere für Holzbauteile, bei denen ein signifikanter Unterschied zwischen den charakteristischen Werten und der Mittelwerte zu erwarten ist, sollte dieser Umstand entsprechend berücksichtigt werden, siehe Kapitel 8.

### 3 Bemessung von Holzbauteilen im Brandfall

Seit der Einführung von Eurocode 5, EN 1995-1-2 [1], gibt es in Europa ein klar strukturiertes Bemessungsverfahren für Holzbauteile, welches im Einklang mit dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept steht. Die Berechnungsmethode mit reduziertem Querschnitt ermöglicht die Herleitung des Tragwiderstandes von Holzbauteilen in zwei Schritten.

1. Im ersten Schritt kann gemäß einem Modell für den Abbrand von Holz der unverkohlte Querschnitt zu jedem beliebigen Zeitpunkt berechnet werden; Ergebnis ist ein verbleibender Restquerschnitt. Das Modell berücksichtigt die Querschnittsgeometrie, die Produktart (z.B. Vollholz oder Brett-schichtholz) sowie das Vor-

handensein von ev. Brandschutzbekleidungen (z.B. Gipsplatten).

2. Im zweiten Schritt wird aus dem Restquerschnitt ein wirksamer Querschnitt berechnet, der Materialeigenschaften (Festigkeit, Steifigkeit) wie bei Normaltemperatur aufweist. Hierfür wird vom Restquerschnitt eine fiktive Schicht abgezogen, welche die sich durch die Erwärmung des verbliebenen Restquerschnittes ergebenden Festigkeits- und Steifigkeitsverluste kompensieren kann. Der um diese Kompensationsschicht verminderte Restquerschnitt kann als effektiver Querschnitt bezeichnet werden. Daher wird zukünftig von der Methode des effektiven Querschnitts gesprochen.

Hinweis: Aufgrund der Überlegungen zur Definitionsänderung wird hier von effektiven Querschnitten gesprochen während in der aktuellen deutschen Fassung von EN 1995-1-2 [1] von ideellen Querschnitten gesprochen wird.

Die in EN 1995-1-2 [1] angegebene alternative Methode mit reduzierten Eigenschaften erweist sich insbesondere für BSP als nicht anwendbar, da kein brandausgesetzter (geometrischer) Umfang angegeben werden kann. Diese Methode wird auch deshalb in der zukünftigen Fassung von EN 1995-1-2 [1] nicht mehr erwähnt werden.

### 4 Modell für Abbrand

Holz ist ein brennbares Baumaterial und unterscheidet sich damit von den meisten anderen verwendeten Baustoffen. Wenn ausreichend Wärmeenergie auf die Holzoberfläche aufgebracht wird, kommt es zur thermischen Zersetzung (Pyrolyse) des Baustoffes. Hierbei erfolgt die Bildung von brennbaren Gasen, welche durch einen Masseverlust begleitet wird. Folglich wird eine Kohleschicht gebildet, welche im Brandfall weiter der Hitzeeinwirkung ausgesetzt wird. Diese Kohleschicht wächst fortan und der darunterliegende unverkohlte Holzquerschnitt wird weiter durch die Pyrolyse zersetzt, d.h. in seinen Querschnittsabmessungen reduziert. Holz ist bekanntlich ein schlechter Wärmeleiter (Wärmeleitfähigkeit  $\lambda \approx 0.1 \text{ W/mK}^{-1}$ ), die im Brandfall gebildete Kohleschicht weist aber durch die abnehmende

Dichte (zunehmende Porosität) noch bessere Wärmedämmeigenschaften auf und schützt damit den unverkohlenen Restquerschnitt gegen einfallende Hitze. Diese Eigenschaften erklären die geringen Temperaturen im Kern eines Holzquerschnittes, welche das günstige Tragverhalten im Brandfall begründen. Während bei Stahlbauteilen von homogenen Temperaturen ausgegangen wird, können bei ungeschützten Holzbauteilen ab einer Tiefe von ca. 40 mm hinter der Abbrandgrenze (Tiefe der Kohleschicht) Normaltemperaturen gemessen werden [10][11][12].

Angeordnete Brandschutzsysteme wie Brandschutzbekleidungen können einerseits die Wärmeenergie, welche auf die Holzoberfläche auftritt infolge ihrer Dämmwirkung, reduzieren (mineralische Bekleidungen, aufschäumende Oberflächenbeschichtung), oder durch das Verdampfen von darin enthaltenem Wasser nachhaltig verzögern (gipsbasierte Bekleidungen). Für Holzoberflächen, welche ungeschützt der Normbrandeinwirkung ausgesetzt sind, können in der Regel konstante Abbrandraten beobachtet werden, welche auch Eingang in das gegenständliche Modell finden [1][11].

Tab. 1 Faktoren zur Herleitung des Bemessungswertes der Abbrandrate  $\beta_n$  [15].

Faktor	Bezeichnung	Erklärung	Quelle
$k_s$	Querschnittsfaktor	Berücksichtigt den Einfluss der überlagernden Wärmeströme für schmalere Querschnitte ( $b < 180$ mm). In der Regel betrifft dieser Faktor nur die einseitig brandbeanspruchte Schmalseite von Bauteilen (Ständer, Rippen in gedämmten Wand- und Deckenkonstruktionen).  $k_s = \begin{cases} 1,2 & \text{für } 40\text{ mm} \leq b \leq 60\text{ mm} \\ 1,3 - 0,00167 \cdot b & \text{für } 60\text{ mm} \leq b \leq 180\text{ mm} \\ 1,0 & \text{für } b \geq 180\text{ mm} \end{cases}$	[16]
$k_{pr}$	Schutzfaktor	Berücksichtigt den veränderten Abbrand hinter einem Brandschutzsystem (Bekleidung). In [1] werden einige generische Werte für $k_{pr}$ angegeben, in Zukunft können produktspezifische Werte nach EN 13381-7 [17] bestimmt werden.	[1] [16] [17] [18]
$k_n$	Kantenrundungsfaktor	Berücksichtigen den erhöhten Abbrand in der Nähe von Kanten, Spalten (Abstände zwischen Lamellen in BSP) oder Rissen. In der Realität tritt in diesen Fällen ein mehrdimensionaler Abbrand auf, wird aber mittels dieser Faktoren auf einen eindimensionalen Abbrand umgerechnet, um eine einfache Handhabung zu ermöglichen.	[19] [20]
$k_g$	Spaltenfaktor		[8] [21]
$k_{cr}$	Rissfaktor		[22]
$k_j$	Fugenfaktor	Berücksichtigt den Einfluss von nicht hinterlegten Fugen von Bekleidungen auf die Brandabschnittsbildung (EI). Für hinterlegte Fugen von Bekleidungen kann $k_j = 1.0$ angenommen werden.	[8]
$k_{co}$	Verbindungsfaktor	Berücksichtigt den erhöhten Abbrand aufgrund von metallischen Teilen bzw. Verbindungsmitteln, welche insbesondere bei Verbindungen mit innenliegenden Stahlblechen beobachtet werden kann.	[23][22]

Obwohl in Forschungsarbeiten unter Normbrand eine Abhängigkeit der Abbrandrate von der Dichte und der Feuchte nachgewiesen wurde, wird vereinfacht von einem Bemessungsgrundwert der Abbrandrate für Bauholz (Nadelholz) von

$\beta_0 = 0.65$  mm/min ausgegangen [1]. Dieser Grundwert ergibt sich aus unzähligen Messungen unter Normbrandbedingungen [11].

Je nach Produkt und Ausführung können verschiedene Faktoren den Bemessungsgrundwert  $\beta_0$  für die Abbrandrate vermindern oder erhöhen. Diese Faktoren werden in Tabelle 1 zusammengefasst.

Während z.B. Brandschutzbekleidungen den Bemessungswert der Abbrandrate vermindern, erhöhen Risse (z.B. bei der Verwendung von Vollholz) oder Spalten (beispielsweise in den Querlagen von BSP, siehe Abb. 1) diesen Bemessungswert. Eine erhöhte Abbrandrate tritt zudem bei linearen stabförmigen Bauteilen (Balken) im Gegensatz zu flächigen Elementen auf; hier wird der erhöhte Abbrand im Bereich der Kanten (Ausrundungen) berücksichtigt um den Tragsicherheitsnachweis einfach gestalten zu können. Durch die Annahme eines äquivalenten, rechteckigen Restquerschnittes, beziehungsweise einer um einen Koeffizienten erhöhte Abbrandrate, können wichtige Querschnittswerte (Fläche, Widerstandsmoment, Flächenträgheitsmoment) einfacher berechnet werden.

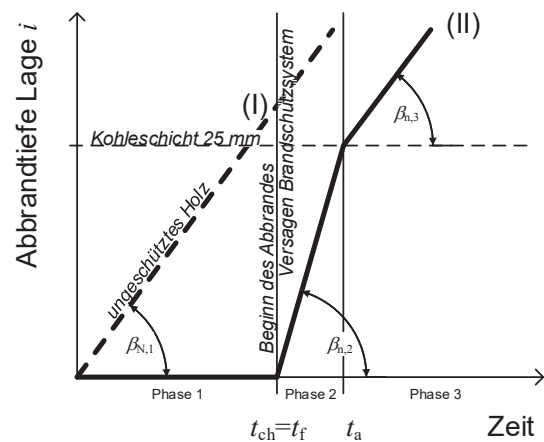
Kürzlich wurde für die Herleitung der Abbrandrate unter Beachtung möglicher Randbedingungen die allgemeine Gleichung (1) vorgestellt [15]:

$$\beta_n = k_s \cdot k_{pr} \cdot k_n \cdot k_g \cdot k_{cr} \cdot k_j \cdot k_{co} \cdot \beta_0 \quad (1)$$

Die Gleichung (1) setzt den Bemessungsgrundwert  $\beta_0$  in eine klare Beziehung zur ideellen Abbrandrate  $\beta_n$  wobei im Normalfall die meisten Faktoren  $k_i = 1.0$  gesetzt werden können. Während ein Großteil der angegebenen Ausdrücke bereits heute in EN 1995-1-2 [1] in verschiedenen Abschnitten eingeführt ist, stellt der hier präsentierte Ansatz eine ganzheitliche Beschreibung dar, die flexibel in Zukunft auch für neue Anwendungen angepasst und erweitert werden kann. Die in Gleichung (1) verwendeten Faktoren sind in Tabelle 1 beschrieben sowie mit Quellenangaben versehen.

Für anfänglich geschützte Holzbauteile treten während des Brandes verschiedene Phasen auf, welche mit entsprechenden Abbrandraten sinngemäß kombiniert werden, um einen Restquerschnitt herleiten zu können. Abb. 2 zeigt das vereinfachte Modell von EN 1995-1-2 [1], wobei hier nun den verschiedenen

Abbrandraten eindeutig Phasen zugeordnet wurden.



Legende:

$\beta_{n,1}$  Bemessungswert der ideellen Abbrandrate in Phase 1  
Anmerkung: für ungeschützte Holzbauteile. Für geschützte Holzbauteile gilt  $\beta_{n,1} = 0$

$\beta_{n,2}$  Bemessungswert der ideellen Abbrandrate in Phase 2

$\beta_{n,3}$  Bemessungswert der ideellen Abbrandrate in Phase 3

$t_{ch}$  Beginn des Abbrandes

$t_f$  Versagenszeit des Brandschutzsystems  
(Brandschutzbekleidung)

$t_a$  Zeitpunkt zu der eine 25 mm starke Kohleschicht erreicht ist

Abb. 3 Allgemeine Beschreibung des Abbrandes von ungeschützten (I) und anfänglich geschützten Holzbauteilen (II) nach EN 1995-1-2 [1], modifiziert übernommen von [15].

Phase 1 beschreibt jene Phase, in der das aktuelle Brandschutzsystem einen Beginn des Abbrandes verzögern kann. Es muss darauf hingewiesen werden, dass der Holzquerschnitt in dieser Phase jedoch bereits eine Erwärmung erfährt, welche zu einer Verminderung der Materialeigenschaften (Festigkeit, Steifigkeit) führt. Diese Phase endet mit dem Beginn des Abbrandes  $t_{ch}$ , welcher entweder hinter der Bekleidung stattfindet, oder gleichzeitig mit dem Versagen der Bekleidung zum Zeitpunkt  $t_f$  einsetzt. Im Fall von Holz- oder Holzwerkstoffplatten als Bekleidung aber auch bei Verwendung von normalen

Gipsplatten, fallen diese beiden Zeitpunkte zusammen. In der aktuellen Version von EN 1995-1-2 [1] ist bereits ein Faktor eingeführt, mit dem ein Versagen von Bekleidungen berücksichtigt wird: Der Faktor  $k_2 = 2$  beschreibt in Phase 2 eine doppelte Abbrandrate, um das Nichtvorhandensein einer schützenden Holzkohleschicht, bei gleichzeitig bereits hohen Temperaturen im Brandraum zu berücksichtigen. Das Modell geht davon aus, dass sich nach der schnellen Bildung einer ausreichend dämmfähigen Kohleschicht von 25 mm wieder die ursprüngliche ideale Abbrandrate (gestrichelte Linie in Abb. 2) einstellt. Dieses Modell kann für die Beschreibung des Abbrandes für anfänglich geschützte massive Holzquerschnitte aber auch für BSP verwendet werden [24].

## 5 Modell für Abbrand von BSP

Die Grundzüge des Modelles von EN 1995-1-2 [1] zur Beschreibung des Abbrandes von Holz wurden bereits in Kapitel 4 erläutert. Unter Berücksichtigung produkttypischer Eigenschaften kann es auch für BSP verwendet werden. Aufgrund des lagenartigen Aufbaus und der damit einhergehenden Verklebung, kann der Abbrand von BSP von jenem homogener Produkte abweichen. Hierbei muss der Lage der mit den Isothermen parallelen Klebfugen sowie dem Klebstoff selbst besondere Beachtung geschenkt werden, siehe Kapitel 8.

In den letzten Jahren wurde eine große Anzahl an Brandversuchen mit BSP als Wand- und Deckenelement durchgeführt [25]. In diesen Versuchen wurden auch verschiedene Einflussparameter untersucht, unter anderem die Stärke der Lagen, die Art des verwendeten Klebstoffes, unterschiedliche Brandschutzsysteme (Bekleidungen), die Anzahl der Lagen, und die Lagerbedingung. Darüber hinaus wurden einerseits Brandversuche nach gängigen Normen als auch hiervon abweichende, sogenannte ad-hoc-Versuche, z.B. mit Strahlungspaneelen, durchgeführt. Basierend auf diesen Untersuchungen und der gezielten Auswertung des Abbrandverhal-

tens von BSP Elementen kann ein klarer Bemessungsvorgang vorgestellt werden. Die Berechnung des Restquerschnittes sollte die Ausrichtung der BSP Elemente berücksichtigen, d.h. ob diese horizontal (Deckenelement) oder vertikal (Wandelement) ausgerichtet sind. Um den Restquerschnitt bzw. die Abbrandtiefe zu bestimmen, sollten folgende Parameter berücksichtigt werden:

- a) Wenn verkohlte Lagen des BSP an unverkohlttem Holz anhaften (Eigenschaft „Anheftung“, siehe Normenreihe EN 13381-X [17]) und damit die Kohleschicht den Restquerschnitt zu schützen vermag, verhält sich das Produkt wie ein Vollholzprodukt.
- b) Wenn mit einer Anheftung der verkohlten Lagen des BSP an dem unverkohlten Restquerschnitt nicht gerechnet werden kann, muss angenommen werden, dass das Produkt zeitweise die schützende Wirkung der Kohleschicht verliert. Daher muss bei der Ermittlung des Restquerschnittes ein Abfallen der entsprechenden verkohlten Lage, sowie ein folglich erhöhter Abbrand in der nachfolgenden Lage berücksichtigt werden, bis wieder eine Kohleschicht gebildet werden konnte, die den BSP Restquerschnitt vor hohen Temperaturen im Brandraum schützen kann. Dieses Phänomen gleicht jenem von Holzbauteilen, welche anfangs von Bekleidungen geschützt werden, siehe Abb. 2. Wie bereits in Kapitel 4 erläutert, ist anzunehmen, dass eine doppelte Abbrandrate bis zum Erreichen einer 25 mm starken Kohleschicht auftritt, danach ist wieder mit einer einfachen Abbrandrate (Verminderung des Abbrandes) zu rechnen.
- c) Für vertikal ausgerichtete BSP (Wandelemente) wurde in den durchgeführten Versuchen der Verlust der Anheftung von verkohltem Lagen weniger ausgeprägt festgestellt. Allerdings sollten ungeschützte (BSP ohne Brandschutzsystem) tragende Wandelemente mit mindestens fünf Lagen vorgesehen werden, um eine robuste Tragstruktur zu gewährleisten.

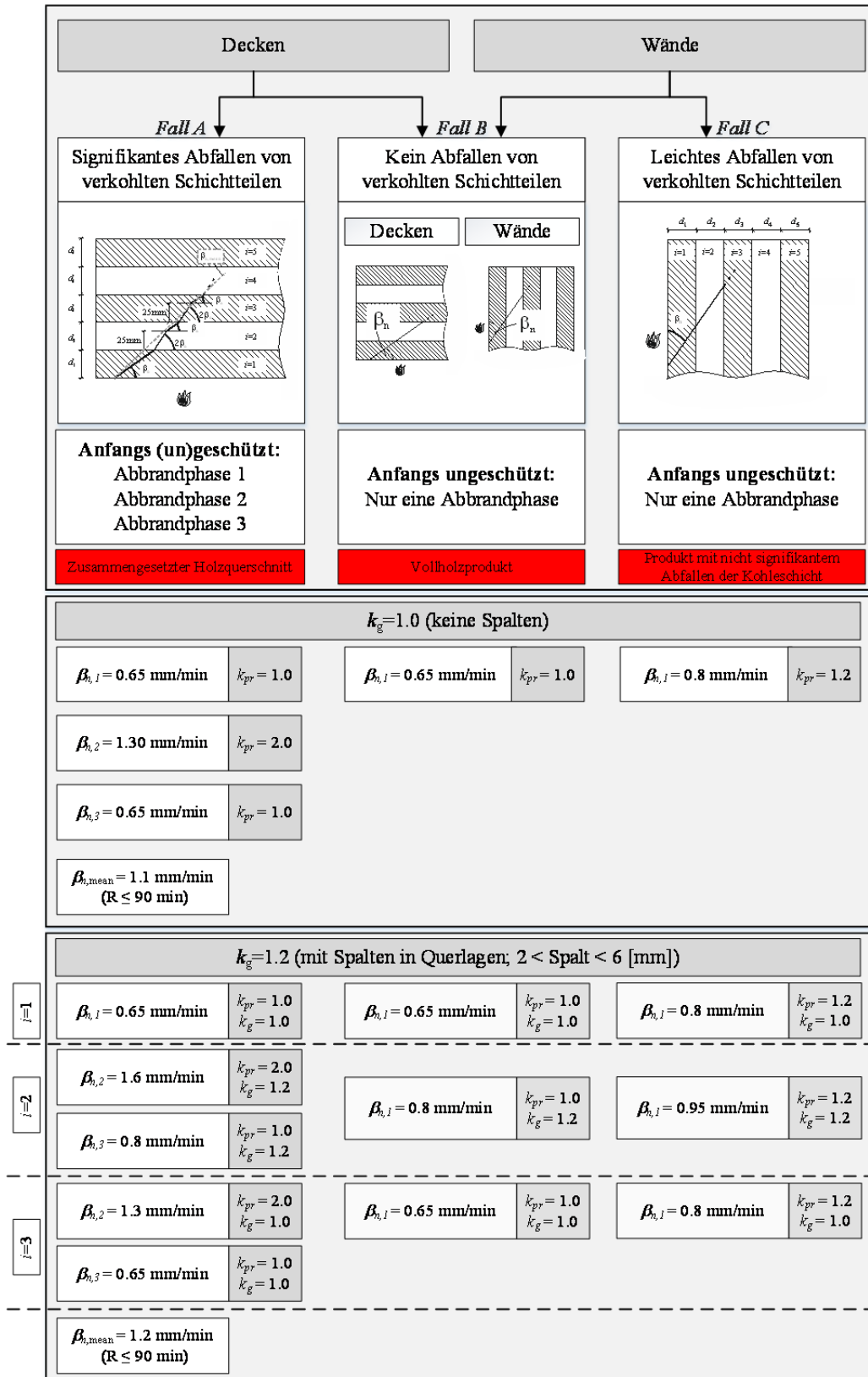


Abb. 4 Fallunterscheidung von Abbrandraten für verschiedene Typen BSP (ohne Bekleidung) [15].

Generell sollte sichergestellt werden, dass der BSP Restquerschnitt über eine rechnerische minimale Reststärke der äußeren Lage in Spannrichtung von mindestens 3 mm aufweist [3][15][26]. Aufgrund des vorgestellten Verhaltens von BSP im Brandfall kann festgehalten werden, dass der Lagenstärke von BSP eine hohe Bedeutung zukommt. Eine starke äußere Lage ist in der Regel von Vorteil, da in diesem Fall der mehrlagige Aufbau von BSP nur einen geringen Einfluss in der Brandbemessung hat, es kann kein Einfluss des Klebstoffes auftreten. Eine Dimensionierung des Produktes mit einer Lage entsprechender Stärke sollte darauf abzielen, dass die erste Lage erst nach ca. 45-60 Minuten Brandeinwirkung vollständig verkohlt ist.

Für die Berechnung des Abbrandes müssen weitere produktspezifische Parameter wie die Anordnung von Abständen zwischen den Lamellen in den Querlagen (Spalten) berücksichtigt werden. Verschiedene Fälle A bis C des Modelles für den Abbrand von BSP sind in Abb. 4. gegeben.

Das Europäische Handbuch „Fire Safety in Timber Buildings“ [8] beschreibt bereits einen Faktor, um den zweidimensionalen Abbrand in und um Spalten eindimensional zu beschreiben, welcher im Einklang mit der oben vorgestellten Gleichung (1) ist. Für Spalten bis zu 2 mm muss der Bemessungsgrundwert der Abbrandrate  $\beta_0$  nicht weiter erhöht werden, während für Spalten zwischen 2 und 6 mm der erhöhte Spaltenfaktor von  $k_g = 1.2$  zu verwenden ist. Für Spalten über 6 mm muss der Abbrand der Lamellen als dreiseitig angenommen werden. Eine Beschreibung des Restquerschnittes für diese Produkte mit einfachen Berechnungsverfahren ist nicht mehr möglich und es müsste für diese Produkte auf andere Methoden zurückgegriffen werden, zum Beispiel Versuche oder thermische Simulationen mit der Methode der finiten Elemente. Es sollte hierbei auch Erwähnung finden, dass die Anordnung von Spalten in Quer- und Längslagen zu undefinierten Randbedingungen führen würde, bei der mit einer Brandausbreitung durch das BSP Element hindurch zu rechnen ist. Für Längs- und Querlagen mit aneinandergefügten oder an der Schmalseite miteinander verklebten Lamellen wird  $k_g = 1.0$  angenommen.

Die generelle Gleichung (1) verfügt damit lediglich über zwei Faktoren welche für die Herleitung der ideellen Abbrandrate  $\beta_n$  für BSP herangezogen werden müssen, d.h.  $k_i \neq 1.0$ , diese sind:

- $k_{pr}$  Faktor zur Berücksichtigung des angebrachten Brandschutzsystems, d.h. der Bekleidung (Schutzfaktor)
- $k_g$  Faktor zur Berücksichtigung der Zwischenräume in den Querlagen (Spaltenfaktor)

An dieser Stelle sollte hervorgehoben werden, dass in Abhängigkeit vom vorliegenden Produkt der ideale Abbrand  $\beta_{n,i}$  gegebenenfalls für jede Lage  $i$  individuell berechnet werden muss.

Abb. 4 zeigt die Berechnungswege für Decken- und Wandelemente aus BSP zur Ermittlung des Restquerschnittes entsprechend dem hier vorgestellten Verfahren. Sowohl für Decken- als auch Wandelemente kann es notwendig sein, ein Versagen der Anheftung der Brettlagen zu berücksichtigen (Abfallen verkohlter Schichten). Unterschiedlich hierbei ist jedoch die Ausprägung dieser Eigenschaft, womit die drei Berechnungsfälle A bis C in Abb. 5 gegeben sind. Ein Vergleich zwischen dem vorgestellten Modell und der Auswertung von Brandversuchen zeigt, dass das Modell ausreichend genau in der Lage ist, die vorgestellten Phänomene zu beschreiben, siehe Abb. 5.

Ob ein Abfallen der verkohlten Lagen auftritt, hängt nicht nur von dem verwendeten Klebstoff und der Güte der erreichten Verbindung in der Klebfuge ab, sondern auch von dem Aufbau des BSP Produktes (Anzahl und Dicke der Lagen). Für einen benötigten Brandwiderstand von 30 Minuten kann es nicht zu einem Abfallen der ersten Lage kommen, sofern diese eine typische Mindeststärke von 25 mm hat, da die Abbrandgrenze innerhalb der ersten Lage liegt. Für einen angestrebten Brandwiderstand von 60 Minuten ist ein Einfluss von abfallenden Lagen auf die Stärke des Restquerschnittes zu erwarten, wenn die Stärke der ersten Lage unter 40 mm ist.



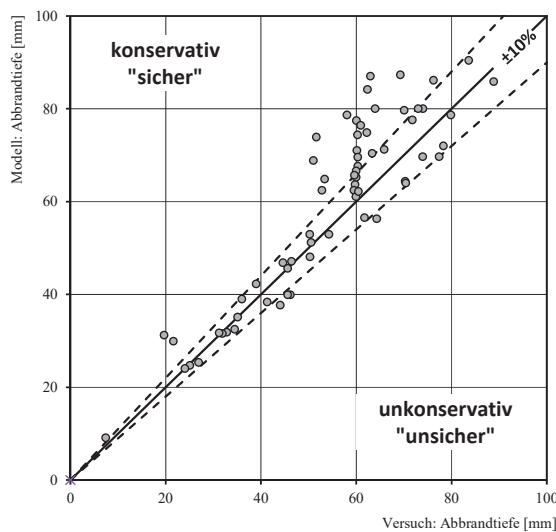


Abb. 5 Vergleich des Abbrandmodelles mit Versuchen, modifiziert übernommen aus [27].

Es sollte jedoch deutlich darauf hingewiesen werden, dass der Brandwiderstand nicht allein aus der Abbrandtiefe abzuleiten ist, sondern auch der produkttypische Aufbau mit den Querlagen, welche sehr geringen Festigkeiten in Längsrichtung aufweisen, zu berücksichtigen ist. Beispiele zur Brandbemessung von handelsüblichen BSP-Deckenelementen in [25] konnten zeigen, dass die Brandbemessung bei der Mehrzahl von handelsüblichen BSP-Elementen trotz ablösender verkohlter Lagen zu keiner Veränderung des Lagenaufbaus bzw. der Gesamtstärke des BSP-Elementes bei Decken aufgrund der Brandbemessung führt (Tragfähigkeitsnachweis). Dies bedeutet, dass die Brandbemessung für handelsübliche Deckenelemente aus BSP nicht zu einer Veränderung des Lagenaufbaus führen sollte (unabhängig vom Klebstoff). Der Lagenaufbau ergibt sich vielmehr durch Nachweise bei Normaltemperatur (Schwingung, Durchbiegung, etc.) [28].

### 5.1 Vereinfachter Abbrand von BSP

Für die Berücksichtigung des Abfallens von verkohlten Lagen kann theoretisch neben dem zuvor diskutierten Stufenmodell unter Verwendung der zeitweise doppelten Abbrandrate ein weiter vereinfachtes Modell hergeleitet werden. Der Abbrand von BSP könnte konstant mit einer gemittelten Abbrandrate  $\beta_{n,mean}$ , welche auf alle Lagen angewendet wird,

beschrieben werden. Diese Abbrandrate  $\beta_{n,mean}$  wurde aus Berechnungen für 90 Minuten Brandbelastung entsprechend dem Stufenmodell ermittelt. Für BSP ohne Spalten oder Spalten bis max. 2 mm ergibt sich eine anzusetzende Abbrandrate von  $\beta_{n,mean} = 1.10$  mm/min wobei hier der Abfall von verkohlten Lagen ab  $i \geq 2$  berücksichtigt wurde (Fall A in Abb. 4). Verglichen mit dem Stufenmodell ist dieser Wert für viele Produkte konservativ, allerdings ist die Verwendung sehr einfach da die etwas längere Berechnung nach dem Stufenmodell entfällt. Dieser gemittelte Bemessungswert des Abbrandes ändert sich geringfügig falls das Produkt in den Querlagen Spalten zwischen 2 und 6 mm aufweist, in diesem Fall ist  $\beta_{n,mean} = 1.20$  mm/min. Im aktuellen Vorschlag der prDIN 20000-8 [29] wird für die vereinfachte Berechnung des Abbrandes abweichend von den hier präsentierten Erkenntnissen ein deutlich niedriger Wert von  $\beta_{n,mean} = 0.80$  mm/min angegeben.

Neben dem Brandverhalten sind in der aktuellen Fassung der prEN 16351 [2] weitere Angaben zum Tragwiderstand im Brandfall angegeben. Der Ansatz den Abbrand gemäss der vorliegenden Dichten der Lamellen zu berechnen wird als nicht zielführend beurteilt da die Verwendung von Berechnungsmodellen für den Abbrand auf Grundlage der Dichte einerseits umstritten sind [11][13][22] und andererseits eine individuelle Anpassung die Berechnungen in ihrem Komplexitätsgrad erhöhen würde. Dies steht im Widerspruch zum Mandat der Europäischen Union bei der Erarbeitung der neuen Version von EN 1995-1-2 [1]. Eine Vereinfachung der Dimensionierung wurde auch durch die Europäische Holzindustrie als Ziel der Revision von Eurocode 5 definiert. Darüber hinaus sehen wir die Einführung eines weiteren Produktmerkmals als nicht zweckdienlich im Sinne der Harmonisierung des Produktes.

### 5.2 Extrapolation von Versuchsergebnissen

Abschließend sollte darauf hingewiesen werden, dass Versuchsergebnisse, welche den Abbrand dokumentieren, für BSP nicht extrapoliert werden dürfen. Aufgrund des beschriebenen Einflusses der Stärke der Lagen sowie der sind insbesondere Ergebnisse, welche aus zeitlich begrenzten Versuchen

gewonnen wurden, nicht beliebig zu erweitern. Ein konkretes Beispiel sind hierbei Rückschlüsse vom Abbrand in der ersten BSP Lage auf folgende beziehungsweise das ganze Produkt.

## 6 Tragfähigkeitsbemessung des BSP-Restquerschnittes

Hohe Temperaturen, wie sie bei einem brandausgesetzten BSP Element auftreten, reduzieren sowohl durch den Abbrand die Querschnittshöhe als auch die Materialeigenschaften des erwärmten Holzes im Restquerschnitt selbst. Die aktuelle Version von EN 1995-1-2 [1] gibt keine spezifischen Informationen über die Brandbemessung von BSP an. Grundsätzlich bleiben für die Bemessung nach EN 1995-1-2 [1] zwei Berechnungsmethoden für plattenförmige Bauelemente wie Brettstapel- oder Brettsperrholz:

- (1) Methode des effektiven Querschnittes
- (2) Erweiterte Berechnungsmethoden (Annex B)

Das Konzept von (1) wurde bereits in Kapitel 3 beschrieben. Die Methode sieht eine Verminderung des Restquerschnittes zu einem beliebigen Zeitpunkt der Brandbelastung vor, um eine sogenannte Kompensationsschicht, die  $d_0$  - Schicht mit einer Stärke  $d_0$ , vor. Diese Schicht kompensiert die Veränderung der mechanischen Eigenschaften im Bereich zwischen Normaltemperatur und der Temperatur, bei der keine Festigkeit mehr vorhanden ist ( $300^{\circ}\text{C}$ ) [18]. Methode (1) wird in diesem Kapitel für BSP näher erläutert während die Methode (2) im Kapitel 7 behandelt wird.

Aufgrund des produkttypischen Aufbaus mit Quer- und Längslagen zeigt Brettsperrholz eine wesentlich komplexere Veränderung des Tragverhaltens als Vollholz wenn es einer Brandbelastung ausgesetzt wird. Wie auch bei Normaltemperatur hängen die mechanischen Eigenschaften von BSP stark von Stärke und Festigkeiten der Lamellen in Längsrichtung und der Stärke der Querlagen ab. Nachdem die Querlagen in Längsrichtung kaum wirksam sind (Spalten, Belastung quer zur Faserrichtung), wird mitunter in tragende und nichttragende Lagen unterschieden, wenn auch von einer ausreichenden

Übertragung von Schubkräften der Querlagen ausgegangen wird [3]. Ungeachtet der Anzahl, Anordnung und Stärke der Lagen verhält sich BSP thermisch wie Vollholz. Das heißt, die temperaturbeeinflusste Tiefe hinter der Abbrandgrenze (Tiefe, in der die Temperatur von  $300$  auf  $20^{\circ}\text{C}$  fällt) ist nach ca. 20 Minuten Brandeinwirkung in etwa konstant und kann, für ungeschützte BSP Elemente, mit ca. 35 bis 40 mm angegeben werden. Die unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften der Lagen in Spannrichtung haben grundlegende Konsequenzen für die Bestimmung der  $d_0$  - Schicht wie das in Abb. 6 gezeigt wird:

- a) Die Grenze des Restquerschnittes liegt in einer Querlage, die  $d_0$  - Schicht liegt zur Gänze in dieser; die Berechnung des Tragwiderstandes wird von ihr nicht beeinflusst.
- b) Die Grenze des Restquerschnittes liegt in einer Längslage, die  $d_0$  - Schicht liegt zur Gänze in dieser; die Berechnung des Tragwiderstandes wird von ihr beeinflusst.

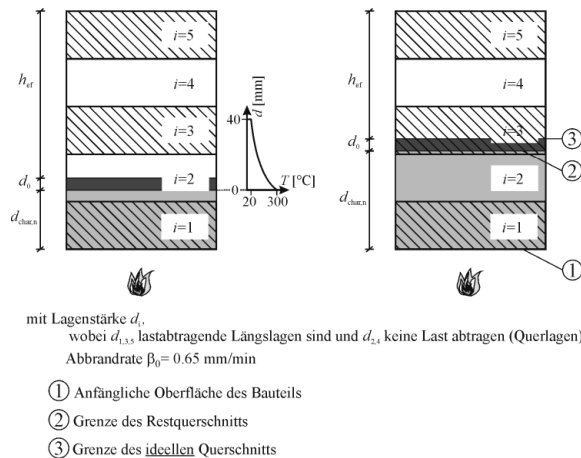


Abb. 6 Definition des Restquerschnittes und des effektiven Querschnittes: Grenze des effektiven Querschnittes a) in der Querlage und b) in der Längslage [15].

Im Fall a) wird zwar die Querschnittshöhe des effektiven Querschnittes durch die  $d_0$  - Schicht reduziert, aufgrund der Faserrichtung und limitierten Breite der Lamellen wird die Berechnung der Tragfähigkeit des Restquerschnittes aber nicht beeinflusst. Dem widerspricht die Tiefe der temperaturbeeinflussten Tiefe, abgebildet rechts neben dem Querschnitt in

Abb. 6. Sie erreicht bereits die folgende (lastabtragende) Längslage. Ziel der Kompensationsschicht  $d_0$  ist es jedoch, die Festigkeit- und Steifigkeitsminderungen durch Temperaturbeanspruchung entsprechend zu kompensieren. Im Fall a) ist demnach davon auszugehen, dass die abgebildete  $d_0$ -Schicht nicht in der Lage ist, die tatsächliche Tragfähigkeit zu beschreiben. Im Fall b) reduziert die  $d_0$ -Schicht den effektiven Querschnitt und beeinflusst wie bei Vollholz die Berechnung der Tragfähigkeit des Restquerschnittes. In der Realität kann es selbstverständlich zur Kombination beider Fälle a) und b) über die Zeitdauer der Brandeinwirkung kommen. Fall a) und b), sowie weitere mögliche Kombinationen, welche sich aus dem Abbrand und der Überlagerung mit den Temperaturprofilen ergeben, erklären, warum es in der Regel nicht möglich ist, das Tragverhalten von BSP Produkten im Brandfall mit einem konstanten Wert für die Stärke  $d_0$ -Schicht abzubilden. Während entsprechend EN 1995-1-2 [1], ausgehend von der Beschreibung des Biege widerstandes von BSH-Trägern im Brandfall bis zu 60 min, von einem konstanten Wert für  $d_0$  ausgegangen wird, kann für große Anzahl an unterschiedlich aufgebauten BSP-Elementen keine einfache Lösung angeboten werden, da dies in der Regel entweder zu einer Über- oder Unterschätzung der Tragfähigkeit des Restquerschnittes führt. Das Europäische Handbuch „Fire Safety in Timber Buildings“ [8] führt daher einfache Funktionen für  $d_0$  ein (die darin angegebenen Regeln für  $s_0$  entsprechen jenen für  $d_0$ ). Um dem umfangreichen Produktportfolio von BSP zu begegnen, wurden weitere verschiedene Ansätze für drei-, fünf- und siebenlagige BSP Elemente angegeben. Darüber hinaus wird in Wand- und Deckenelemente unterschieden, um das grundlegend verschiedene mechanische Verhalten (Knicken vs. Biegung) korrekt wiederzugeben und um eine unökonomische Überdimensionierung in vielen Fällen zu vermeiden. Die Werte für die Kompensationsschicht sind entweder mit Konstanten oder einfachen Gleichungen in Abhängigkeit von der Stärke des BSP Elementes angegeben. Die in dem Handbuch angegebenen Werte wurden basierend auf einer umfangreichen Studie entwickelt, welche auf Simulationen beruht, die mit Hilfe einer Vielzahl von Versuchen verifiziert wurden [3]. Details der Simulation von brandbelastetem BSP werden in Kapitel 7 beschrieben. Die

Ergebnisse der Simulationen wurden mit dem aktuellen Bemessungsverfahren, der Methode des effektiven Querschnittes in EN 1995-1-2 [1], verglichen. In dem relevanten Tragfähigkeitsbereich von brandbeanspruchten Holzbauteilen von 40 bis 20%  $\frac{M_{fire}}{M_{20}}$

ist der entsprechende kalte Querschnitt in einer Vielzahl der Fälle kleiner als jener nach EN 1995-1-2 [1], wo von einer Reduktion von  $d_0 = 7$  mm ausgegangen wird. Das bedeutet, dass bei dieser Vielzahl von Fällen der Wert  $d_0$  grösser ist als 7 mm. Um die große Streuung der Ergebnisse zu reduzieren, wurden Gleichungen für verschiedene Belastungs- und Anwendungsfälle hergeleitet beziehungsweise Einschränkungen durchgeführt. Die folgenden Produkttypen und –Anwendungen wurden untersucht [3]:

- Gesamtstärke BSP 45 bis 315 mm
- Dicke der Lagen: 15 bis 45 mm
- Anzahl der Lagen: 3 bis 7
- Anfänglich ungeschützt und geschützt (verkleidet)
- Brandbeanspruchte Seite unter Zug und unter Druck
- Symmetrischer Aufbau
- Normbrandbelastung bis 120 min
- Decken werden als in eine Richtung gespannte Elemente betrachtet

Die resultierenden Gleichungen, vorgestellt in [8], folgen im Mittel den Simulationsergebnissen. Es wurde erkannt, dass die Ergebnisse optimiert werden könnten (Einschränkung der Streuung der Resultate), wenn eine Einschränkung des Produktportfolios eine gezieltere Beschreibung des Tragverhaltens im Brandfall ermöglichen würde. Abb. 7 zeigt, im Vergleich zu Gleichungen ausgewiesen in [8], eine deutlich geringere Bandbreite, die auf eine Reduktion der Lagenstärke zurückzuführen ist (minimale Lagenstärke von BSP mit  $h_i \geq 25$  mm statt 15 mm in [3]). Mit dieser Voraussetzung könnte, gemeinsam mit der Forderung der Robustheit (Berücksichtigung von Lamellen nur mit einer Restmindestreststärke von 3 mm), eine näherungsweise Angabe mit  $d_0 = 12,5$  mm in den meisten Fällen zu einer akzeptablen Lösung führen.

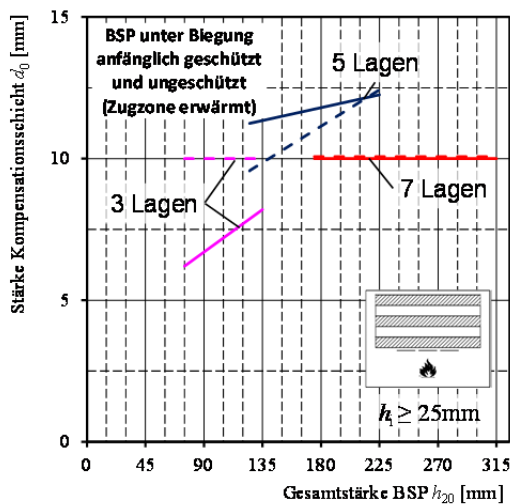


Abb. 7  $d_0$ -Schichtstärken für BSP unter Biegung für anfänglich geschützte (gestrichelte Linien) und ungeschützte Elemente.

Mögliche produktangepasste Simulationen könnten allerdings zu einer Ungleichbehandlung von BSP in verschiedenen Ländern führen, da im Moment nur wenige Akteure über die notwendige Kompetenz verfügen um die oben genannten Anforderungen in Simulationsstudien zu berücksichtigen.

#### **Einfluss des Abfallens der Kohleschicht auf die $d_0$ -Schicht**

Ein Abfallen der Kohleschicht kann erfolgen, wenn die Pyrolysegrenze die Klebfuge erreicht, siehe Kapitel 5. Ein unverkohelter Holzquerschnitt weist hinter einer vollständig ausgebildeten Holzkohleschicht (ca. 25 mm stark) ein Temperaturprofil auf, welches nach in einer Tiefe von ca. 40 mm hinter der Kohleschicht Normaltemperatur zeigt, siehe Abb. 6. Dagegen zeigen gut geschützte Querschnitte (z.B. mit einer doppelten Gipsbekleidung) relativ flache Temperaturgradienten, welche erst nach ca. 80 mm [12] Normaltemperatur aufweisen. Umgekehrt führt das spontane Abfallen von Holzkohleteilen zu sehr steilen Temperaturprofilen [3], bei denen eine geringere Kompensationsschicht ( $d_0$ -Schicht) abgeleitet werden kann. Ein eventuell auftretendes Abfallen von Teilen der Kohleschicht oder der Kohleschicht im Ganzen bedarf daher keiner weiteren Bemessungsregeln. Ein Abfallen von Kohleschichten führt zu einem sehr steilen Temperaturgradient. Das

heißt, der Bauteil weist eine sehr geringe temperaturbeeinflusste Tiefe auf in der die Festigkeiten und Steifigkeiten vermindert sind. Folglich sinkt die Tiefe der Kompensationsschicht, der  $d_0$ -Wert wird geringer. Dies bedeutet, dass ein Abfallen von Kohleschichten bei der Bestimmung des  $d_0$  Wertes nicht berücksichtigt werden muss, da jene Bemessungsregeln ohne Abfallen stets konservative Lösungen darstellen. Nachdem andererseits das spontane Abfallen der verkohlten Lage nicht garantiert werden kann, darf der  $d_0$ -Wert nicht vermindert werden.

## **7 Simulation von BSP im Brandfall**

Brandversuche sind zeitaufwändig, teuer und können in der Regel nur von akkreditierten Labors durchgeführt werden. Resultate von diesen Brandversuchen können darüber hinaus nur geringfügig angepasst und erweitert werden; sogenannte Normendokumente zum erweiterten Anwendungsbereich (engl. extended applications) sind sehr begrenzt vorhanden.

Generell sind für die Entwicklung von Berechnungsmodellen Brandversuche essentiell. Jedoch können viele Versuchsergebnisse, welche nach gültigen Normprüfungen gewonnen wurden, zum Beispiel nach EN 1365-1 [30] oder EN 1365-2 [31], nicht ohne weiteres als Grundlage für die Entwicklung und Verifizierung von Berechnungsmodellen übernommen werden. Dies resultiert einerseits aus der Unkenntnis vieler Brandlabore aber auch aus einer komplett anderen Zielsetzung. Wichtige Voraussetzungen von Brandversuchen mit Holzbauteilen die auch für eine wissenschaftliche Analyse verwendet werden sollen, wurden vor kurzem in [32] publiziert und sind im Kapitel 8 angepasst für BSP zusammengefasst.

Mit dem Durchbruch der computergestützten Berechnungsmethode mit finiten Elementen im letzten Jahrzehnt sind die Möglichkeiten eines Tragsicherheitsnachweises im Bauwesen sprunghaft angestiegen. Insbesondere durch die relativ schnelle Anpassungsfähigkeit lassen sich Änderungen in der Tragsstruktur einfach, und vor allem kostengünstig im Vergleich zu Brandversuchen, untersuchen. Die

Komplexität von Holz lässt diese Methode jedoch schnell an Ihre Grenzen stoßen, insbesondere deshalb, weil es hierzu kaum fertige Anwendungspakete auf dem Markt gibt. Es kann sogar vermutet werden, dass es aufgrund der Verfügbarkeit der sehr einfachen Berechnungsmöglichkeiten (Methode mit reduziertem Querschnitt) kaum Entwicklungen in diese Richtung gab, da die aufwändigere Berechnung in der Regel zu konservativeren Ergebnissen führt. Das Faktum, dass nach der Veröffentlichung der Methode mit reduziertem Querschnitt ca. zwei Jahrzehnte kaum Brandversuche mit Holzbauteilen unternommen wurden [33][34], scheint dies zu bestätigen. Während im Stahl- und Betonbau finite Element Analysen auch in der Brandbemessung zum Einsatz kommen, ist dies für Holz selten der Fall. Als konkrete Ursachen hierfür kann genannt werden, dass die Software die spezifischen Eigenschaften von brandbelastetem Holz widerspiegeln muss. Es sind dies zum Beispiel der Feuchte- und Massentransport im Bauteil, welche in der Regel von kommerzieller Software nicht abgebildet werden können. Die in EN 1995-1-2 vorliegenden, effektiven Materialeigenschaften, welche als Antwort auf dieses Problem entwickelt wurden, begrenzen die Gültigkeit der Reduktionsfunktionen auf den Normbrand [12][18].

Anforderungen an computergestützte Berechnungen sind generell, dass die unter hohen Temperaturen auftreten Materialeigenschaften geeignet abgebildet werden können. Diese sind (1) Plastizität im Fall von Druckspannungen über der „Fließgrenze“ (Quetschgrenze) und ein sprödes Materialverhalten bei Zugspannungen. Darüber hinaus müssen (2) die Festigkeits- und Steifigkeitsverluste mit zunehmender Temperatur unterschiedlichen Verläufen für Druck und Zug folgen, siehe Abb. 9. Insbesondere für biegezugbelastete Bauteile muss (3) ein Simulationsmodell berücksichtigen, dass lokales Versagen in zugbelasteten finiten Elementen (Fasern) nicht unmittelbar zum Versagen des Querschnittes führt; in der Regel kann die Last noch weiter gesteigert werden da eine Spannungsumverteilung zur plastischen Druckzone erfolgen kann, siehe auch (1) und Abb. 8. Die erwähnten Vorgaben wurden in einigen Studien zum Tragverhalten von BSP im Brandfall umgesetzt und präsentiert [3, 23, 27].

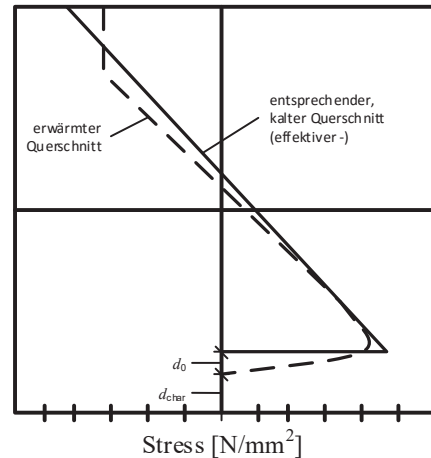


Abb. 8 Qualitative Spannungsverteilung von BSP unter Biegung (gestrichelte Linie), und die entsprechende, lineare Spannungsverteilung unter Zugrundelegung von Materialeigenschaften bei Normaltemperatur und dem gleichen Tragwiderstand (durchgezogene Linie) [12].

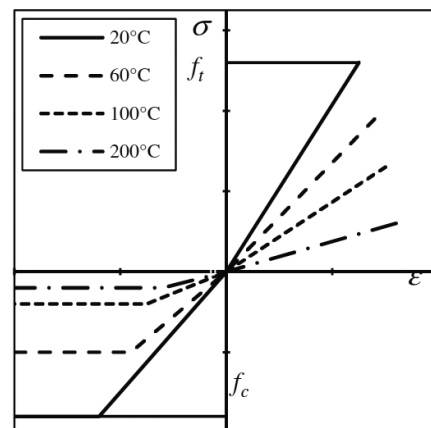


Abb. 9 Schematisches temperaturabhängiges Spannungs-Dehnungsdiagramm parallel zur Faserrichtung bei verschiedenen Temperaturen mit plastischem Bereich in der Druckzone [12].

Mit dem Ziel, einfache Gleichungen für BSP zu ermitteln, wurden in [3] Simulationen durchgeführt, welche durch Versuche unterstützt wurden. Für die thermischen und mechanischen Materialeigenschaften wurden jene von Annex B in EN 1995-1-2 [1] verwendet. In dem später vorgestellten Berechnungsmodell sowie in den Simulationen wurde vorausgesetzt, dass ein Versagen stets in der Zugla-



melle auftritt. Ein Schubversagen wird auch aufgrund der in der Praxis auftretenden Schlankheit der Elemente nicht erwartet [3].

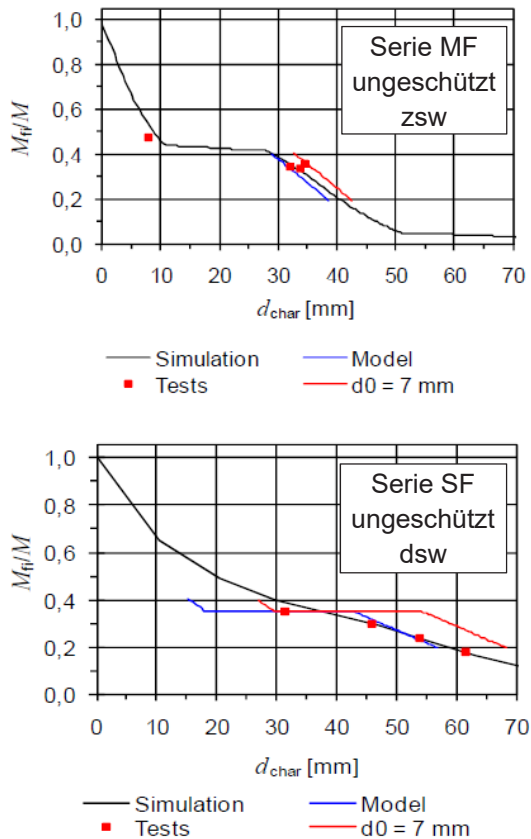


Abb. 10 Vergleich von Versuchsergebnissen (rote Punkte) mit Simulationsergebnissen (schwarz), der Bemessungsmethode in EN 1995-1-2 (rot) und dem vorgeschlagenen Modell (blau); Ergebnisse von [3] für BSP mit erwärmter Zugzone (zsw) oben und erwärmter Druckzone (dsw) unten, modifiziert übernommen von [37].

Simulationen wurden mit anfänglich ungeschützten und geschützten (ein- und zweilagige Gipsplatten) BSP-Elementen durchgeführt. Insgesamt wurden in der Studie [3] 27 Brandversuche mit zwei verschiedenen BSP Produkten in einem Modellbrandofen durchgeführt (Vergleichslängen konstantes Moment im Modellversuch und in Großbrandversuchen 1:1.8). Den Testserien gingen Referenztests bei Normaltemperatur voraus, um die Tragfähigkeit der zu prüfenden Bauteile vor den Brandversuchen abschätzen zu können. Dies stellt eine grundlegende Bedingung für die weitere Auswertung der Versuche

dar, siehe Kapitel 8. Ergebnisse zeigten, dass eine gute Übereinstimmung der Simulationen mit den Versuchsergebnissen vorliegt. Generell zeigen das vereinfachte Modell sowie die Versuche, dass tendenziell grössere  $d_0$  Werte zu erwarten sind, wenn die Druckseite dem Brand ausgesetzt ist, siehe Abb. 10.

Nach Abschluss der Brandversuche im Modellofen wurden Großbrandversuche durchgeführt [38], welche die zuvor gewonnenen Ergebnisse bestätigen konnten. In Versuchen und Simulationen wurde deutlich, dass bei geschützten Elementen, z.B. durch Bekleidungen mit Gips, das flachere Temperaturprofil tendenziell zu größeren  $d_0$  Werten führt, wobei allerdings die Überlagerung der tieferen Temperatureindringtiefe mit der Geometrie zu un stetigen Effekten führen kann. Darüber hinaus muss natürlich beachtet werden, dass eine bessere Bekleidung sowohl einen späteren Beginn des Abbrandes als auch eine geringere Abbrandrate nach sich zieht.

## 8 Brandversuche mit BSP

Um Ergebnisse von Brandversuchen wissenschaftlich auswerten zu können, müssen – je nach Zielsetzung und Material – verschiedene Kriterien erfüllt werden. Die Herleitung von  $d_0$  - Werten bei holzwerkstoffbasierten strukturellen Bauteilen wurde in [32] genau beschrieben und sei hier für BSP angepasst kurz zusammengefasst:

1. Die Tragfähigkeit des geprüften Elementes muss vor dem belasteten Brandversuch hinreichend genau bestimmt worden sein. Die alleinige Annahme der Festigkeit aus Festigkeitsklassen ist nicht ausreichend.
2. Im Brandversuch führen die Auflagerbedingungen zu einem definierten statischen System um eine Rückrechnung von  $d_0$  zu ermöglichen.
3. Der Brandversuch wird unter einer bestimmten Belastung (relativ zur erwarteten Tragfähigkeit) bis zum Versagen durchgeführt. Ein Abbruch des Versuches bei Erreichen eines Brandwiderstandes (z.B. 90 Minuten) lassen keine Rückschlüsse auf die zu erwartende Versagenszeit führen. Die Zunahme der Verformungsrate



kann als leicht konservatives Versagenskriterium herangezogen werden.

4. Der Abbrand bzw. der Restquerschnitt bei Versagen wird ausreichend genau dokumentiert. Dies bedingt ein schnelles Ablöschen von Brand- und Glutnestern nach dem Abbruch des Brandversuchs.

Während die oben angeführten vier Grundsätze die Rückrechnung von  $d_0$  ermöglichen, das heißt einen Beitrag zur Tragfähigkeitsberechnung bzw. der Modellentwicklung leisten können, müssen für die Entwicklung des Modells zur Beschreibung des Abbrandes andere Maßnahmen getroffen werden:

5. Der Abbrand muss durch Thermoelemente verfolgt werden, welche in genau definierten Tiefen angeordnet sind. Da bei BSP die Temperatur insbesondere in Klebefugen bewertet werden muss, müssen die Thermoelemente in eben jenen positioniert werden. Nur so kann ein plötzlicher Temperaturanstieg (in etwa auf Ofentemperatur) bei Abfallen von verkohlten Lagen beobachtet werden.
6. Bei der Installation von Thermoelementen sind Grundsätze der Wärmeleitung und der Messtechnik zu berücksichtigen. Aufgrund der schlecht wärmeleitenden Eigenschaften des Holzes sind demnach glasfaserisolierte Kabelthermoelemente mit geringen Litzendurchmessern mit einer entsprechend schlank ausgebildeten Messspitze zu verwenden. Die Einbettungslänge (Länge des Kabels parallel zur erwartenden Isotherme) ist entsprechend lang (mind. ca. 50 mm) zu wählen [36].

Punkte 5) und 6) bedeuten für BSP, dass Thermoelemente in ausreichender Quantität bereits zwingend in der Produktionsphase des BSP-Elementes in die Klebefugen eingesetzt werden müssen.

Punkte 1) bis 6) überschreiten in einigen Bereichen das Anforderungsspektrum der entsprechenden Normendokumente zur Bauteilprüfung, in anderen Bereichen werden diese nicht sorgfältig vom Brandlabor verfolgt. Es ist daher anzuraten, die Prüf- und Messanordnung sowie das generelle Versuchsprogramm mit entsprechenden, eventuell externen Experten bereits in der Planungsphase abzustimmen.

## 9 BSP in EN 1995-1-2:2020

Im Rahmen der oben angeführten Untersuchungen zum Brandverhalten von BSP wurden auch Abweichungen hinsichtlich des Bemessungsverfahrens von anderen Bauteilen in EN 1995-1-2 [1] gefunden und beschrieben [12]. Die oft zitierten Brandversuche, welche die sehr einfache Bemessungsmethode verifizieren sollten, sind in der Regel nicht verwendbar oder weisen auf höhere  $d_0$  Werte hin [33][34]. Sowohl für stabförmige Bauprodukte (Balken, Stützen) als auch für BSP scheint es, dass eine vereinfachte generelle Beschreibung durch nur einen Wert, wie sie in der aktuellen Fassung von EN 1995-1-2 [1] zu finden ist, nicht möglich ist, wenn gleichzeitig die Wirtschaftlichkeit als Zielsetzung gegeben ist.

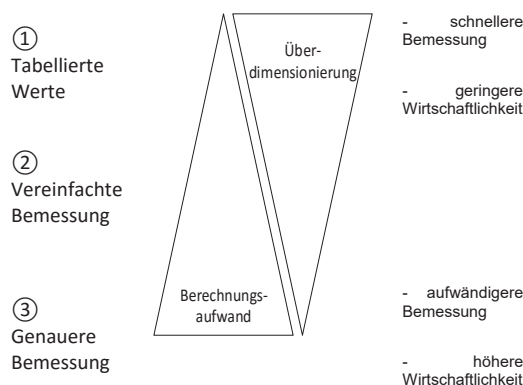


Abb. 11 Berechnungsarten auf verschiedenen Niveaus ① bis ③ in Erarbeitung in CEN/TC250/SC5/WG4.

Daher wird von CEN/TC250/SC5/WG4 zukünftig eine Bemessung von tragenden Holzbauteilen auf mehreren Niveaus angestrebt. Diese Unterscheidung soll sowohl eine schnelle aber auch eine genaue Bemessung ermöglichen. Je höher der Grad der Komplexität, desto genauer sollten die Ergebnisse sein. Dieses Prinzip ist in Abb. 11 dargestellt.

Während zum Beispiel für BSP nach Abb. 11 auf Niveau ① ein Wert mit  $d_0 = 12,5$  mm angegeben werden könnte, so sind auf Niveau ② entsprechende lineare Gleichungen zu finden. Gemäß Niveau ③ sollten Berechnungen mit finiten Elementen durchgeführt werden.

## 10 Zusammenfassung

Einleitend wurden die wichtigsten Ausdrücke der Brandsicherheit erklärt sowie die physikalischen Grundsätze vereinfacht vorgestellt. Anschliessend wurde vertiefend auf die Begriffe Brandverhalten und Brandwiderstand eingegangen sowie speziell für Holz relevante Punkte besprochen.

Das zweistufige Bemessungsverfahren für den Tragsicherheitsnachweis im Brandfall von Eurocode 5, EN 1995-1-2 [1] wurde sowohl für Holzbauteile als auch angepasst an BSP vorgestellt.

Das bereits heute verankerte Modell zur Berechnung des Restquerschnittes lässt sich in leicht adaptierter Form für BSP verwenden, mitunter ist ein stufenweiser Abbrand zu berechnen. Der Einfluss des Klebstoffes und die resultierenden drei Berechnungsfälle wurden vorgestellt. Ausblickend auf die Neufassung von [1], erwartet für 2020, wurde bereits auf formale Änderungen in der Berechnung des Abbrandes eingegangen.

Für den Tragsicherheitsnachweis im Brandfall ist neben dem Abbrand weiter der Festigkeitsverlust des Restquerschnittes zu ermitteln. Im Moment sind im Eurocode 5 keine Regeln für BSP zu finden. Die darin angeführten Berechnungsregeln sind nur begrenzt für BSP gültig. Die Erarbeitung eines im Jahre 2010 vorgestellten Berechnungsmodells für BSP wurde kurz beschrieben sowie Möglichkeiten der weiteren Vereinfachung angeführt. Darüber hinaus wurden allgemeine Grundregeln für Simulationen von Holzbauteilen im Brandfall erläutert, welche in Zukunft für die Verbesserung von bestehenden Berechnungsmodellen verwendet werden können. Für die Neufassung der Brandbemessung in Eurocode 5 werden aktuell verschiedene Niveaus der Nachweisführung untersucht, welche sowohl der Forderung nach Einfachheit als auch nach grösserer Wirtschaftlichkeit entsprechen.

Um zukünftige Brandversuche auch wissenschaftlich verwerten zu können, wurden die Grundvoraussetzungen für diese angeführt, kurz erläutert und auch auf vorliegende Missinterpretationen für BSP in Normen- und Zulassungsverfahren eingegangen.

## 11 Danksagung

Die Verfasser möchten COST sowie den COST Actions FP1402 und FP1404 für die Unterstützung danken. Viele der Punkte konnten bereits International auf einer Konferenz gemeinsam mit Industrievertretern diskutiert werden [8], eine enge Zusammenarbeit zwischen Industrie, Forschung und Normung konnte als wichtige Basis für weitere Entwicklungen geschaffen werden.

## 12 Literatur

[1] EN 1995-1-2: 2004, Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall, Europäische Norm. European Committee for Standardization, Brüssel, 2004.

[2] prEN 16351, Holzbauwerke - Brettsper Holz - Anforderungen, 2015.

[3] J. Schmid, J. König, Cross-laminated timber in fire, SP Report 2010:11, Stockholm, 2010.

[4] Bauproduktenverordnung, Richtliniennummer 305/2011 (EU).

[5] EN 13501-1, Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten, 2010.

[6] L. Tsantaridis, B. Östman, T. Hakkarainen, Euroclass predictions for developing wood based products with improved fire performance. Proceedings Interflam 2010, 419-428, Interscience Communications, 2010

[7] EN 13501-2, Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 2: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen, 2015.

[8] B. Östman et al., Fire safety in timber buildings - Technical guideline for Europe, SP Report 2010:19, 2010.

[9] P. Thoft-Christensen, M. J. Baker, Structural reliability theory and its applications, Springer Verlag, 1982.

- [10] M. L. Janssens, R. H. White, Short Communication: Temperature Profiles in Wood Members Exposed to Fire, *Fire and Materials*, vol 18, pp. 263-265, 1994.
- [11] A. Frangi, and M. Fontana, Charring rates and temperature profiles of wood sections." *Fire and Materials*, 2003.
- [12] J. Schmid, J. König, A. Just, The Reduced Cross-Section Method for the Design of Timber Structures Exposed to Fire – Background, Limitations and New Developments, *Structural Engineering International*, Volume 22, Number 4, November 2012, pp. 514-522(9).
- [13] J. König, D. Rydholm, Small-scale fire tests of heavy timber components, Swedish Institute for Wood Technology Research. Report P 0310036, Stockholm, 2003.
- [14] J. König, J. Schmid, Bonded timber deck plates in fire" Proc., CIB-W18-40th Meeting, Bled, Slovakia, Karlsruhe Institute of Technology, Karlsruhe, Germany, 2007.
- [15] A. Falk, Ph. Dietsch, J. Schmid (editors), Cross Laminated Timber – A competitive wood product for visionary and fire safe buildings, Proceedings of the Joint Conference of COST Actions FP1402 & FP1404, Stockholm, ISBN 978-91-799-043-8, 2016.
- [16] A. Frangi, J. König, Effect of increased charring on the narrow side of rectangular timber cross-sections exposed to fire on three or four sides, *Fire and Materials* 2011; 35(8): 593–605.
- [17] prEN 13381-7, Prüfverfahren zur Bestimmung des Beitrages zum Feuerwiderstand von tragenden Bauteilen - Teil 7: Brandschutzmaßnahmen für Holzbauteile, 2016.
- [18] J. König, Structural fire design according to Eurocode 5 - Design rules and their background, *Fire and Materials*; 29: 147–163, 2005.
- [19] W. J. B. Ollis, M. Partl, H. Strassler, Standard Tests and Calculation of Fire Resistance in timber, Munich. Eng. 145 (June 14, 1968):1213. 16. 1977.
- [20] J. König, Fire resistance of timber joists and load bearing wall frames", Swedish Inst. for Wood Technology, Research. Report I 9412071, Stockholm, 1995.
- [21] J. Fornater, K. Bergmeister, G. Hochreiner, Versuchsbericht – Kleinbrandversuchsreihe 2. Teil 1 KBV 2/1 – Versuche mit Rissen, Universität für Bodenkultur, Institut für konstruktiven Ingenieurbau. Wien, 2001.
- [22] J. König, L. Walleij, One-dimensional charring of timber exposed to standard and parametric fires in initially protected and non-protected fire situations, Trätekt – Swedish Institute for Wood Technology Research, Report No. I 9908029, 1999.
- [23] C. D. Erchinger, Zum Verhalten von mehrschichtigen Stahl-Holz-Stabdübelverbindungen im Brandfall, PhD thesis, ETH Zurich, vdf Hochschulverlag. Zurich, Switzerland, 2009.
- [24] A. Frangi, M. Fontana, E. Hugli, R. Jöbstl, Experimental analysis of cross-laminated timber panels in fire, *Fire Safety Journal*, 44, S. 1078-1087, 2009.
- [25] M. Klippel, C. Leyder, A. Frangi, M. Fontana, F. Lam, A. Ceccotti, Fire tests on Loaded Cross-Laminated Timber Wall and Floor Elements. In *Fire Safety Science - Proceedings of the 11th international Symposium*, Christchurch, New Zealand, 2014.
- [26] J. Schmid, A. Menis, M. Fragiaco, I. Clemente, G. Bochicchio, Behaviour of Loaded Cross-Laminated Timber Wall Elements in Fire Conditions, *Fire technology*, July 2015.
- [27] M. Klippel, J. Schmid, Design of cross-laminated timber in fire, *Structural Engineering International*, 2017, eingereichter Beitrag in Begutachtung.
- [28] M. Klippel, A. Frangi, Brandverhalten von Brettsperrholz. *Bautechnik*, 93: 567–573. doi:10.1002/bate.201500070, 2016.
- [29] prDIN 20000-8, Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 8: Brettsperrholz für tragende Zwecke nach DIN EN 16351, 2016.
- [30] EN 1365-1, Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile - Teil 1: Wände, 2013.
- [31] Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile - Teil 2: Decken und Dächer, 2015.
- [32] J. Schmid, A. Just, M. Klippel, M. Fragiaco, The Reduced Cross-Section Method for Evaluation of the Fire Resistance of Timber Members: Discussion and Determination of the Zero-Strength Layer, *Fire Technology*, 51(6), 2015, 1285-1309.
- [33] J. Schmid, M. Klippel, A. Just, A. Frangi, Review and analysis of fire resistance tests of timber members in bending, tension and compression with respect to the reduced cross-section method. *Fire Safety Journal*. 2014.

[34] J Schmid, M Klippel, A Liew, A Just, A Frangi, Analysis of Fire Resistance Tests on Timber Members in Compression with Respect to the Reduced Cross-Section Method. Proceedings of the INTER Meeting Sibenik, Croatia, 2015.

[35] EN 1363-1, Feuerwiderstandsprüfungen - Teil 1: Allgemeine Anforderungen; 2012.

[36] VDI/VDE-Richtlinie 3511-5, Technische Temperaturmessungen-Einbau von Thermometern, 1994.

[37] J. Schmid, J. König, and J. Köhler, Fire-exposed cross-laminated timber – modelling and tests, Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, Riva del Garda, Trentino, Italy, 2010.

[38] A. Menis, Fire Resistance of Laminated Veneer Lumber (LVL) and Cross-laminated timber elements. PhD thesis, Università degli studi di Cagliari, Italy, 2012.

### **13 Autoren**

Dipl.-Ing. Joachim Schmid  
Dr. sc., Dipl.-Ing, Dipl.-Wirt.-Ing. Michael Klippel  
Prof. Dr. Andrea Frangi

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH)  
Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK)  
Stefano-Francini-Platz 5  
8093 Zürich  
Schweiz

Kontakte:  
schmid@ibk.baug.ethz.ch  
klippel@ibk.baug.ethz.ch  
frangi@ibk.baug.ethz.ch

# Historische Dachwerke – globale Tragwirkung und Tragverhalten von Blattverbindungen

Andreas Meisel

## Zusammenfassung

Die Errichtung von mehr als rund 100 Jahre alten Dachtragwerken aus Holz basierte überwiegend auf der Erfahrung, dem Traditionsbewusstsein und intuitivem statischen Verständnis der Bauschaffenden. Die Tragsicherheit dieser Tragwerke gilt als gesichert, wenn der Bestandsschutz gilt und keine Hinweise auf in den letzten Jahrzehnten aufgetretene Schäden vorliegen. Für den Fall, dass die Tragsicherheit nachgewiesen werden muss, wird auf die zahlreichen Herausforderungen bei der statischen Analyse historischer Dachwerke eingegangen. Exemplarisch wird die Tragwirkung eines typischen barocken Dachwerks – eines Kehlbalkendachs mit zweistöckigem liegendem Stuhl – erläutert. Besonders große Bedeutung bei der statischen Beurteilung haben die verwendeten zimmermannsmäßigen Verbindungen. Daher wurden erstmals Kammverbindungen und druckbeanspruchte Blattverbindungen im Labor geprüft. Die Ergebnisse der 118 bis zum Bruch belasteten Verbindungen und die daraus abgeleiteten Ingenieurmodelle werden hier vorgestellt.

Der vorliegende Beitrag basiert größtenteils auf der Dissertation der Verfassers [1].

## 1 Einleitung und Zielsetzung

Unter dem Begriff „historisches Dachwerk“ werden in diesem Beitrag alle tragenden Holzbauteile eines vor ca. 1900 errichteten Dachtragwerks verstanden. Durch die um etwa 1900 gezogene Grenze wird gewährleistet, dass die Tragwerke zimmermannsmäßig weitgehend ohne die Erkenntnisse der modernen Baustatik errichtet wurden.

Trotz Brand- und Kriegseinwirkungen, Verfall und Abriss haben zahlreiche bis zu 850 Jahre alte Dachwerke die Jahrhunderte überdauert. Neben den meisten Sakralbauten wurden gemäß [2] S. 28 14,7 % der existierenden Wohngebäude vor 1918 errichtet und tragen häufig noch das originale Dachwerk. In [3] Abschnitt IV.2.1 wird angegeben, dass 1992 rund zwei Millionen Fachwerkbauten in Deutschland existierten, die vorwiegend vor 1870 errichtet wurden.

Für die Erhaltung historischer Dachwerke sprechen unter anderen folgende Argumente:

- Solange durch regelmäßige Inspektion, Wartung und Instandsetzung die Entstehung schwerwiegender Schäden verhindert wird, ist die Erhaltung eines historischen Dachwerks in der Regel wirtschaftlicher (und nachhaltiger) als ein Abbruch und Neubau.
- Vieler dieser Tragwerke haben sich als enorm dauerhaft erwiesen (siehe z. B. Abbildung 1).
- Die Erhaltung denkmalgeschützter Bauten sollte als kultureller Umweltschutz ein Anliegen unserer Gesellschaft sein. Sie verdienen respektvollen Umgang. *„Ehrfurcht vor dem Können der alten Meister und Ehrfurcht vor der Geschichte, die uns nirgendwo so unmittelbar begegnet wie hier. Denn diese Bauten sind der Ausdruck ihrer Zeit, sie verkörpern den Geist und die Gesinnung derer, die sie schufen“* [4] S. 5.

Voraussetzung für die Erhaltung historischer Dachwerke ist die Kenntnis deren Zustands und gegebenenfalls ihres Tragvermögens. Dabei ist festzustellen, dass sich das „Bauen im Bestand“ grundsätzlich von Neubauten unterscheidet (vgl. [5]). Bei Baumaßnahmen im Bestand muss das vorliegende

Tragwerk in der Regel zuerst erfasst, auf Schäden hin untersucht und bewertet werden. „Ohne detaillierte Kenntnisse des Bestandes ist keine erfolgreiche Planung möglich“ ([6] S. 18). Hierfür sind spezielle Kenntnisse erforderlich. Zudem erweist sich die statische Analyse (bestehend aus Modellbildung, Berechnung und Bemessung) von bestehenden, historischen Dachtragwerken häufig ungleich aufwendiger als von Neubauten (siehe Abschnitt 3).



Abb. 1 Gratbereich der Alten Universität Graz (errichtet 1609)

Ziel dieses Beitrags ist es zu erläutern, wann überhaupt eine statische Analyse der vorliegenden Tragwirkung zwingend erforderlich ist.

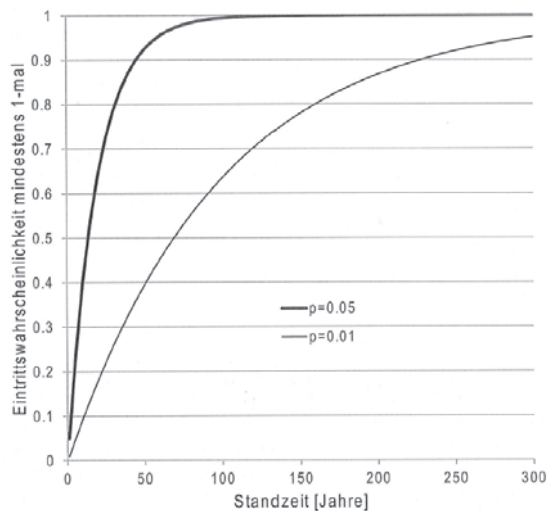
Für den Fall, dass baustatische Analysen erforderlich sind, wird auf deren Herausforderungen eingegangen. Danach wird die Tragwirkung eines typischen barocken Dachwerks vorgestellt. Die Kenntnis des Tragverhaltens der Verbindungen ist oft der Schlüssel für das Verständnis des gesamten Tragwerks. Daher wird ausführlich auf das Tragverhalten von bislang wissenschaftlich nicht untersuchten zimmermannsmäßigen Verbindungen eingegangen. Hierzu werden umfangreiche Versuche und deren Ergebnisse vorgestellt.



## 2 Tragsicherheit aus Erfahrung

Die große Bestandsdauer vieler historischer Dachwerke verleitet viele Eigentümer zur trügerischen Einschätzung: "Das trägt schon X00 Jahre, warum soll es nicht noch einmal so lange funktionieren?".

Dieser Satz ist richtig und falsch zugleich. Richtig ist, dass ein Tragwerk, das seit vielen Jahrzehnten oder gar Jahrhunderten besteht, die bemessungsrelevanten zufälligen Belastungen "nahezu sicher" mindestens einmal abgetragen hat (vgl. [5], und Abbildung 2). Die Auswirkungen dieser Belastung sind somit im Tragwerk ablesbar.



**Bild 3.1** Wahrscheinlichkeiten für das mindestens einmalige Eintreten seltener Ereignisse während langer Wartezeiten bis 300 Jahre. Dargestellt sind die Beispielkurven für 20-jährige Ereignisse ( $p = 0,05$ ) und 100-jährige Ereignisse ( $p = 0,01$ ).

**Abb. 2** Eintrittswahrscheinlichkeiten aus [5] S. 37

Die ONR 24009 ("Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten" [7]) führt in Abschnitt 4.2 Vertrauensgrundsatz aus: "Unter Nutzung stehende Bestandsbauwerke sind - im Gegenstand zum Entwurf neuer Tragwerke - langjährig unter Erprobung gestanden und lassen somit Rückschlüsse auf das reale Tragverhalten zu. Bei Fehlen von Bauschäden oder konstruktiven Mängeln kann festgestellt werden, dass sich diese Tragwerke bewährt haben. (...)"

Gilt zudem der Bestandsschutz, das heißt das Tragwerk entsprach zum Zeitpunkt seiner Errichtung dem geltenden Baurecht und es sind keine schwer-

wiegenden Bestandseingriffe oder Nutzungsänderungen vorgesehen, dann kann demnach davon ausgegangen werden, dass die Tragsicherheit aus Erfahrung gewährleistet ist. Aus Sicht des Verfassers sind in diesen Fällen keine baustatischen Nachweise nach dem aktuellen Normenkonzept [8] erforderlich. Voraussetzung für den Verzicht eines Nachweises nach Norm ist allerdings die detaillierte Kenntnis des Zustands (inkl. Schadens- und Reparaturgeschichte) des Tragwerks (zur Zustandsbeurteilung siehe auch [9]). Wird festgestellt, dass sich der Tragwerkszustand in den letzten Jahren oder Jahrzehnten aufgrund von z. B. Holzzerstörung infolge Pilzbefall wesentlich verschlechtert hat, darf nicht mehr davon ausgegangen werden, dass die Tragsicherheit aus Erfahrung gewährleistet ist. Die eingangs formulierte Einschätzung ist in diesem Fall falsch.

Sind nur einzelne Knoten geschädigt, bietet sich die "Wiederherstellung der Knotentragfähigkeit" an, siehe [10]. Liegen umfassendere Schäden oder konstruktive Mängel vor, sind häufig umfangreiche statische Analysen erforderlich (siehe folgende Abschnitte).

Abschließend wird auf die Obliegenheit der Liegenschaftseigentümer hingewiesen, ihre Bauwerke instand zu halten, da sie gemäß § 823 BGB (Verkehrssicherungspflicht) für sämtliche, von ihren baulichen Anlagen ausgehenden Gefahren verantwortlich sind (siehe Abbildung 3). Die Erfahrung zeigt, dass dies auch im wirtschaftlichen Interesse der Liegenschaftseigentümer liegen sollte. Solange regelmäßig Instandhaltungsmaßnahmen durchgeführt werden, können in der Regel aufwendige Instandsetzungsmaßnahmen vermieden werden.



**Abb. 3** Deckeneinsturz in Graz, vgl. [11]

### 3 Herausforderungen bei der statischen Analyse

Im Unterschied zu Neubauten liegt in historischen Dachwerken das Tragwerk bereits vor und wurde nicht auf Basis heutiger baustatischer Erwägungen entworfen. Ziel der Modellbildung ist die realitätsnahe Abbildung des Tragverhaltens. Im Unterschied dazu kann bei Neubauten das statische System vorab festgelegt und danach konstruiert und gebaut werden.

Bei der realitätsnahen statischen Analyse historischer Dachwerke sind folgende Besonderheiten zu berücksichtigen (siehe insbesondere [1], [5] und [12] bis [19]):

- Häufig ausgeprägt räumliche Lastabtragung
- nichtlineare Auflagerbedingungen
- Zimmermannsmäßige Verbindungen
- Unbekannte Materialkenngrößen
- Teilweise erhebliche Streuungen der System- und Querschnittsabmessungen
- Weitere Effekte

Um die Güte eines Modells bewerten zu können, müssen die Ergebnisse verifiziert werden.

#### Räumliche Lastabtragung

Solange ein Dachwerk nur firstnormale Konstruktionsglieder aufweist – von Mauerbänken, Windrispen und Dachlatten abgesehen – kann es sich nur um ein Sparren- beziehungsweise Kehlbalkendach handeln. In vielen mitteleuropäischen Dachwerken

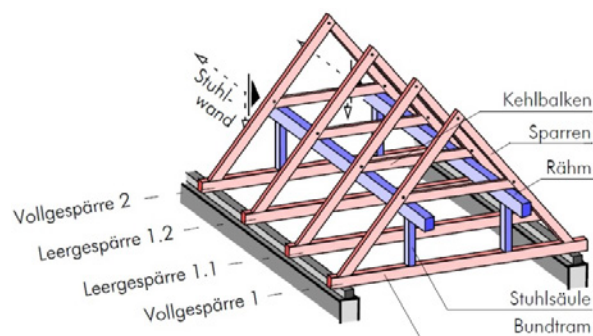


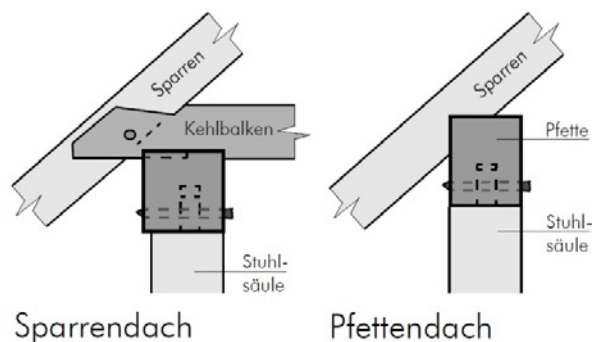
Abb. 4 Links: sparren- (rot) und pfettendachartige (blau) Lastabtragung, Rechts: Unterscheidung von Sparren- und Pfettendach, vgl. [20]

sind allerdings firstnormale und firstparallele Konstruktionsglieder (siehe Abbildung 4) an der globalen Lastabtragung beteiligt. Ein derartiges Dachwerk kann die Lasten auf zwei Arten abtragen:

- Sparrendachartig, das heißt, die globale Lastabtragung erfolgt normal zum First über die unveränderlichen Dreiecke bestehend aus den Sparren und den Bundtramen. Die Sparren übernehmen wesentliche Druckkräfte. Das Sparrendreieck muss jedoch nicht unbedingt mit einem Bundtram (Zugband) geschlossen sein. Es reicht aus, wenn die Sparrenfußpunkte horizontal nachgiebig gehalten werden. Für dieses horizontal nachgiebige Auflager kommt beispielsweise die Mauerbank in Kombination mit einzelnen Bundtramen (Ankerbalken) in Frage.
- Pfettendachartig, das heißt, die globale Lastabtragung erfolgt parallel zum First über die Biegetragwirkung der Pfetten beziehungsweise Stuhlwände. Die Sparren übernehmen keine wesentlichen Druckkräfte. Die Pfetten können wiederum auf Stühlen (auch Bindern), welche firstnormal abtragen, aufgelagert sein.

Die tatsächliche globale Lastabtragung des in Abbildung 4 dargestellten Tragwerks ist abhängig vom Steifigkeitsverhältnis zwischen dem Kehlbalkendach (in rot) und dem Stuhl (in blau).

Für die Klassifizierung historischer Dachtragwerke wird empfohlen, immer dann die Bezeichnung Sparren- beziehungsweise Kehlbalkendach anzuwenden, wenn der Sparren zuerst vom Kehlbalken und erst danach von einem firstparallel verlaufenden Balken (als „Rähm“ bezeichnet) unterstützt wird (siehe Abbildung 4 rechts).



## Auflagerbedingungen

Historische Dachwerke sind in der Regel nicht zugfest mit dem Mauerwerk verbunden, sondern liegen "frei" auf. Dieser Umstand sollte immer dann berücksichtigt werden, wenn sich in einer statischen Analyse Auflager-Zugkräfte ergeben.

Horizontalkräfte werden meist über Reibung eingeleitet. Die Größe dieser Horizontalkräfte wird von der Steifigkeit und Tragfähigkeit des Mauerwerks sowie vom Reibbeiwert zwischen Mauerwerk und Auflagerholz begrenzt.

## Zimmermannsmäßige Verbindungen

Unter dem Begriff „zimmermannsmäßige Verbindungen“ werden hier traditionelle Holzverbindungen verstanden, die weitgehend ohne zusätzliche metallische Verbindungsmittel auskommen.

Für die Ermittlung realitätsnaher Schnittkraftverläufe und -verteilungen in statisch unbestimmten

Holztragwerken sind die Verbindungen bei der Modellbildung zu berücksichtigen. Erfahrungsgemäß beeinflusst die Berücksichtigung des Tragverhaltens (insbesondere die Nachgiebigkeiten) zimmermannsmäßiger Verbindungen die Ergebnisse der statischen Analyse hochgradig unbestimmter Systeme erheblich. Das liegt daran, dass zimmermannsmäßige Verbindungen die Kräfte über Kontaktdruck und Reibung übertragen. Aus geometrischen Gründen kommt es dabei immer zu einer lokalen Beanspruchung rechtwinklig oder schräg zur Faser. Aufgrund der ausgeprägten Anisotropie des Baustoffes Holz können lokale Deformationen infolge Querdruckbeanspruchung größere Werte annehmen, als jene beispielsweise infolge der Stauung eines gesamten Stabes in Faserrichtung. Darüber hinaus zeigen die meisten zimmermannsmäßigen Verbindungen ein ausgeprägt nichtlineares Tragverhalten. Sowohl die Steifigkeiten als auch Tragfähigkeiten unterscheiden sich signifikant zwischen Zug- und Druckbeanspruchung (siehe Abbildung 5).

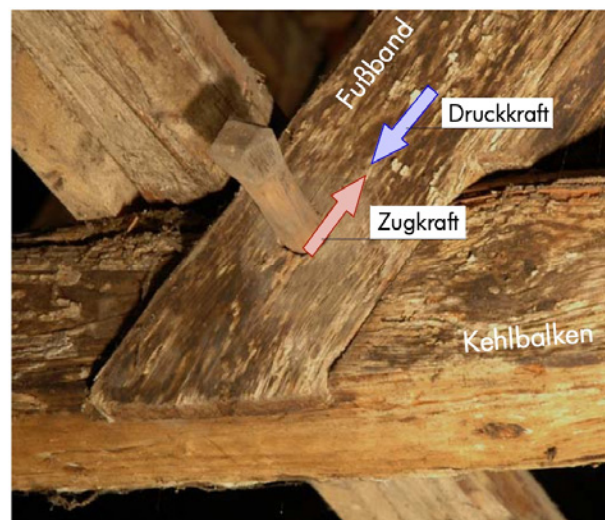
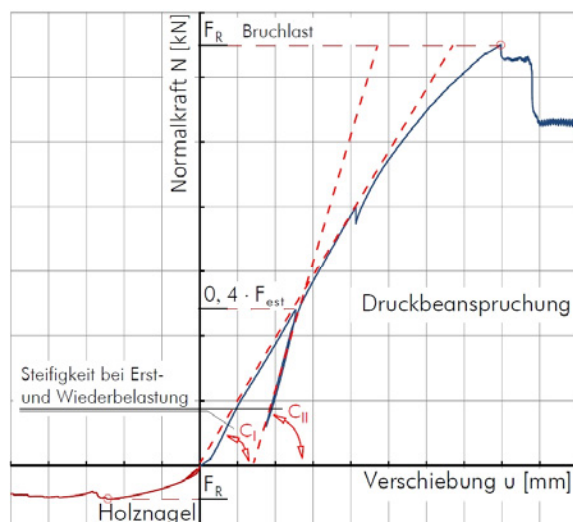


Abb. 5 Last-Verformungsdiagramm einer Weißschwanzverbindung (einseitiges Schwalbenschwanz-Querblatt) mit Holznagel

## Materialkenngrößen

Zahlreiche prüfungsbasierende Untersuchungen belegen, dass kein signifikanter Festigkeitsverlust infolge der Alterung von Bauholz zu erwarten ist (vgl. u. a. [14]). Derzeit existiert kein in-situ-Messverfahren, mit dem rasch und zweifelsfrei auf die Materialfestigkeit eines eingebauten Konstruktions-

gliedes geschlossen werden kann. Zumeist kann bei Nadelholz erfahrungsgemäß von der Festigkeitsklasse C24 ausgegangen werden. Die hieraus entstehenden Beurteilungsunsicherheiten sind im Vergleich zu den zuvor genannten vergleichsweise gering.

## System- und Querschnittsabmessungen

Die System- und Querschnittsabmessungen streuen aufgrund der handwerklichen Fertigung häufig deutlich stärker als bei modernen Ingenieurholzbauten. Die hieraus entstehenden Berechnungsunsicherheiten sind jedoch vergleichsweise gering.

## Weitere Effekte

Hier kann beispielsweise das „Initialsetzen“ eines Tragwerks genannt werden. Die Bauhölzer in einem historischen Dachwerk wurden – von Altholzverwendung abgesehen – oft saftfrisch oder bestenfalls halbtrocken verzimmert. Lokal hohe Querdruckbeanspruchungen, die in den ersten Bestandsmonaten eines historischen Dachwerks aufgetreten sind, können sich sowohl infolge von Kriechverformungen durch hohe Holzfeuchten in den ersten Bestandsmonaten als auch durch Langzeiteffekte weitgehend umlagern.

## Verifikation der Ergebnisse

Generell wird empfohlen, bei der statischen Analyse schrittweise vorzugehen und mit einfachen Modellen zu beginnen, zumal der Bearbeitungsaufwand mit steigendem Detaillierungsgrad erheblich zunimmt. Kriterien für realitätsnahe Ergebnisse sind:

- Übereinstimmung der errechneten mit den tatsächlich vorliegenden Verformungen, lokalen Verbindungsdeformationen bzw. Klaffungen (siehe Abbildung 6).
- Die Schnittkräfte und Verformungen müssen qualitativ nachvollziehbar sein.
- Es dürfen sich keine unrealistisch hohen Ausnutzungsgrade (deutlich über 3) von Stäben und/oder Verbindungen, welche im Bestand keine Überbeanspruchungen anzeigen, ergeben. Tragwerke mit einer Bestandsdauer von mehr als hundert Jahren haben mit sehr großer Wahrscheinlichkeit bereits die normativ angegebene charakteristische Einwirkung erfahren (siehe Abbildung 2). Die Auswirkungen dieser Beanspruchungen können demnach im Tragwerk eruiert werden.

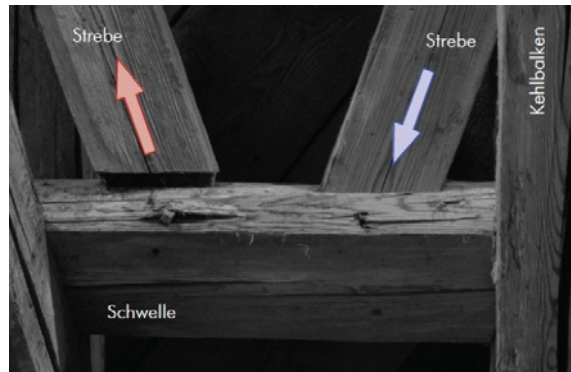


Abb. 6 Visuell nachvollziehbarer Kraftfluss (vgl. [1] S. 69)

## 4 Tragwirkung eines barocken Dachwerks

Im 17. und 18. Jh. wurden sowohl im (nicht landwirtschaftlichen) Profan- als auch im Sakralbau überwiegend Kehlbalkendächer mit liegenden Stühlen und Kombinationen (z. B. mit Hängesäulen, Kreuzstreben) errichtet. Als Beispiel wird hier das 1609 errichtete Dachwerk der Alten Universität in Graz gewählt (siehe Abbildung 1, 7 und 8). Das Tragwerk kann als Kehlbalkendach mit zweistöckigem liegenden Stuhl und hängewerksartig abgestrebter Hängesäule bezeichnet werden. Für den Raum Graz typisch ist, dass die Bundtrame in den Leergespärren nicht durchlaufen. Der Sparrenschub in den Leergespärren muss daher über die Biegetragwirkung der Mauerbänke und Schwellen in die Vollgespärre weitergeleitet werden.

Realitätsnahe statische Analysen an diesem und ähnlichen Tragwerken (vgl. [1], [19], [21]) haben nachgewiesen, dass symmetrische Lasten vorwiegend sparrendachartig, also über die aus Sparren und Bundtramen (oder Stichbalken) gebildeten Dreiecke abgetragen werden. Die Stühle sind vor allem für die Systemaussteifung in Firstlängsrichtung und zur Abtragung asymmetrischer Lasten von Bedeutung. Asymmetrische Lasten werden über die aus den Stuhlsäulen, Spannriegeln und Kopfbändern gebildeten Rahmenecken abgetragen. Zudem erhöhen die Stühle – insbesondere im Fall von Schäden – die Fähigkeit des Tragwerks, Lasten umzulagern. Sie tragen somit wesentlich zur Redundanz des Tragwerks bei.



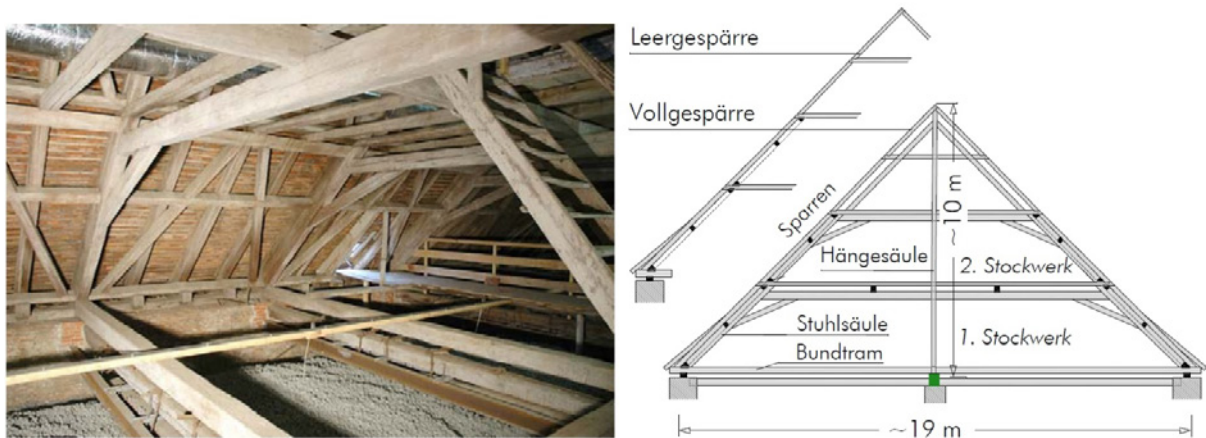


Abb. 7 Links: Dachraum des 1. Stockwerks, Rechts: Querschnitt der Alten Universität in Graz [1]

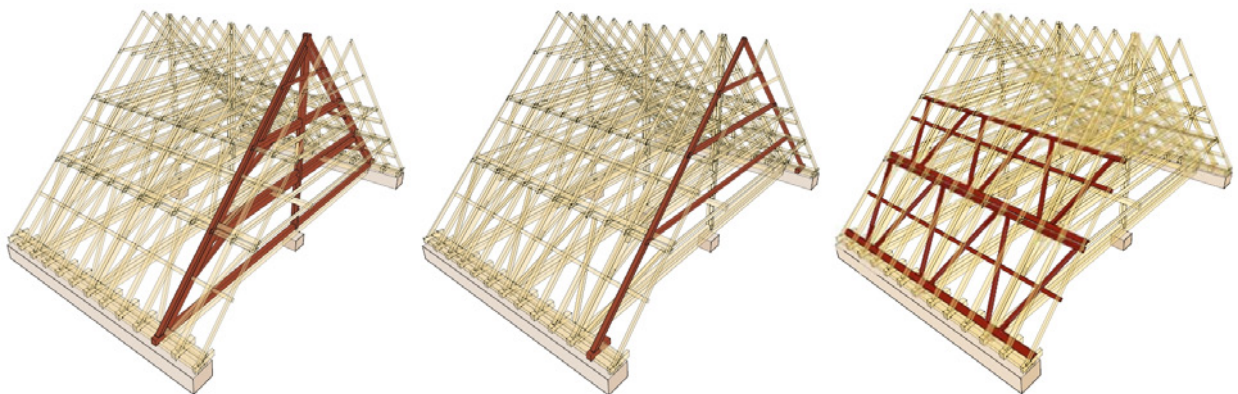


Abb. 8 Räumliche Ansichten der Alten Universität in Graz:  
Links: Vollgespärre, Mitte: Leergespärre, Rechts: Stuhlwände [21]

## 5 Tragverhalten von Kämmen

Kammverbindungen können als Sonderform der Blattverbindungen angesehen werden, bei denen die angeschlossenen Hölzer nicht in einer Ebene liegen. Kämm kommen in fast jedem historischen Fachwerkbau oder Dachwerk vor und übertragen in vielen Fällen auch statisch wesentliche Lasten (siehe Abbildung 9). Umso erstaunlicher ist, dass in der Literatur bislang Angaben zur Tragfähigkeit und insbesondere zum Verformungsverhalten fehlen. Aus diesem Grund wurden an der TU Graz 26 zerstörende Prüfungen an unterschiedlichen Kammverbindungen durchgeführt, siehe [1], [22], [23].



Abb. 9 Kammverbindungen am Stuhlsäulenfußpunkt im Dachwerk der Alten Universität in Graz

Die Prüfungen wurden mit historisch üblichen Querschnitten (14/16 cm) aus neuem, trockenem Fichtenholz durchgeführt. Die Einschnitttiefen der untersuchten Verbindungen - Vollkämme (K1), Halbkämme (K2), Mittelkämme (K3) und Kreuzkämme (K4) - betragen jeweils 3 cm. Je Verbindungsart wurden mindestens sechs Prüfkörper angefertigt. Der Abbund erfolgte soweit möglich passgenau mit der Tischkreissäge und Fräse. Je zwei geometrisch gleiche Prüfkörper wurden mit einer Soll-Vorspannkraft (quer zur Kamm-Fläche) von 0, 20 oder 40 kN beaufschlagt (siehe Abbildung 10). Die Durchführung und Auswertung der Prüfungen wurde an die ÖNORM EN 26 891 [24] angelehnt. Daher wurde die Prüflast nicht in einem Vorgang bis zum

Versagen gesteigert, sondern zuvor ein Wiederbelastungsast verformungsgesteuert durchfahren.

Die in Abbildung 10 dargestellten Last-Verformungsverläufe zeigen bilineare Arbeitslinien. Die Bruchlasten mussten zumeist beim Erreichen von 15 mm lokaler Verschiebung festgelegt werden, da zuvor kein Versagen eintrat. Die Halbkämme V2 (mit Kamm auf der lastabgewandten Seite) versagten spröde infolge Querzug. Alle anderen Kämme zeigen ein duktileres Bruchverhalten. Das Verformungsverhalten der Kreuzkämme unterscheidet sich grundsätzlich von dem anderer Kämme. Bei vergleichsweise geringen Verformungen tritt der Bruch auf, das Nachbruchverhalten kann als zäh oder gutmütig beschrieben werden.

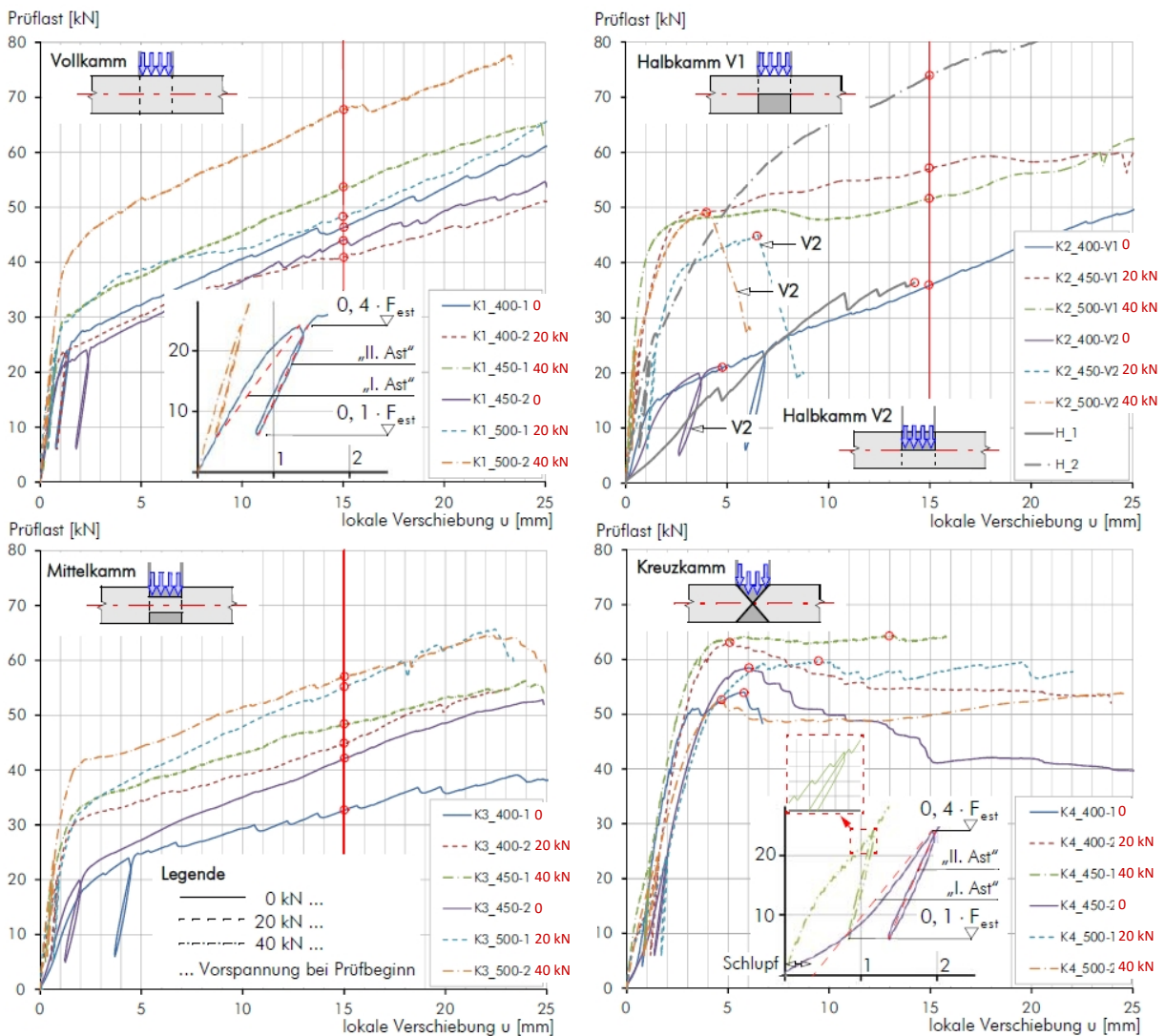


Abb. 10 Last-Verformungsdiagramme aller geprüften Kammverbindungen [22], Vorspannkraft in rot



Die Voll-, Halb- (V1) und Mittelkämme weisen etwa die gleichen Bruchlasten auf. Die Halbkämme V2 (mit Querzugversagen) ergaben um etwa 20 % niedrigere, die Kreuzkämme um etwa 20 % höhere Bruchlasten. Die Vorspannung quer zur Kammfläche erhöht in der Regel die Steifigkeit als auch Bruchlast. Nur bei den Kreuzkämmen kann dieser Effekt anhand der durchgeführten Prüfungen nicht nachgewiesen werden.

Für die Bemessung von Voll-, Mittel- und Halbkämmen (V1) ist der Nachweis von Druck quer zur Faser nach DIN EN 1995-1-1 [8] zu führen (siehe Abbildung 11). Für die Halbkämme V2 ist der Querzugnachweis bemessungsmaßgebend. Sollen Reibungskräfte aufgrund von dauerhaft quer zur Kammfläche wirkenden Auflasten berücksichtigt werden, werden ingenieurmäßig folgende Größenordnungen der Reibungskoeffizienten empfohlen (siehe [22]):

"Längsholz (0°) auf Längsholz (90°)":

$$\mu_k \sim 0,25 \quad \mu_d \sim 0,18$$

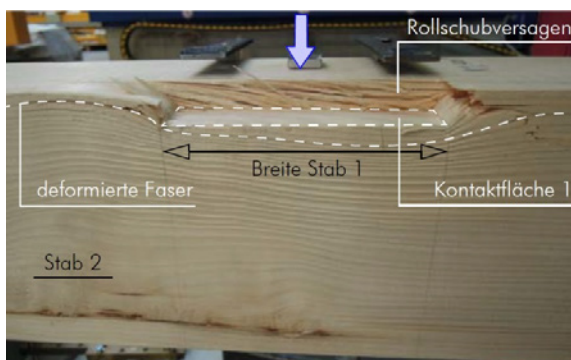


Abb. 11 Versagensmechanismen Vollkamm

Der Versagensmechanismus der Kreuzkämme unterscheidet sich grundsätzlich von dem der anderen Kammarten, siehe Abbildung 12. Ein Ingenieurmodell für die Bemessung ist [1] und [22] zu entnehmen.

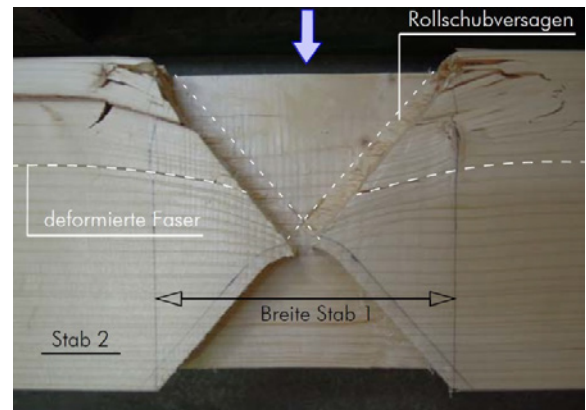


Abb. 12 Versagensmechanismen Kreuzkamm

## 6 Tragverhalten von druckbeanspruchten Blättern

Insbesondere im Zuge der Erarbeitung des "Sonderforschungsbereiches 315: Erhalten historisch bedeutsamer Bauten" wurde das Tragverhalten zugbeanspruchter Blätter umfangreich untersucht (siehe [25]). In vielen Fällen werden Blätter in Winkel- und Kreuzverbindungen jedoch auch auf Druck beansprucht, siehe Abbildung 13. Derartige Verbindungen sind wesentliche Bestandteile vieler zimmermannsmäßig errichteter Holztragwerke in Mitteleuropa.

In [17] wurden erstmals FE-Analysen und elf Prüfungen an druckbeanspruchten Überblattungen mit Kerben und 45° Anschlusswinkel durchgeführt. Um Ingenieurmodelle für die Bemessung als auch Ermittlung der Steifigkeiten ableiten zu können, wurden an der TU Graz 92 Prüfungen an Weißschwänzen (schräge Schwalbenschwanz-Querblätter) und an Überblattungen durchgeführt (Dokumentation siehe [1], [23] und [26]).



Abb. 13 Typische Blattverbindungen in Dachwerken

Die Prüfkörper wurden mit drei unterschiedlichen Anschlusswinkeln ( $\alpha = 30^\circ - 45^\circ - 60^\circ$ ) und mit für den Raum Graz typischen Abmessungen hergestellt (siehe Abbildung 14). Je Anschlusswinkel wurden je neun Prüfkörper mit Weißschwänzen, mit Weißschwänzen mit Holznägeln und mit Überblattungen abgebunden. Es wurde heimisches, trockenes Fichtenholz verwendet. Der Abbund erfolgte soweit möglich passgenau mit der Tischkreissäge und Fräse.

Abbildung 14 rechts zeigt typische Last-Verformungsverläufe für die Weißschwanzverbindungen. Das Diagramm belegt, dass sowohl die Steifigkeiten als auch die Bruchlasten signifikant vom Anschlusswinkel  $\alpha$  abhängen. Weiterhin zeigt sich, dass die Reibung in den Kontaktflächen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Die Prüfungen mit in den Kontaktflächen eingelegten Teflonstreifen lieferten jeweils deutlich geringere Bruchlasten und Steifigkeiten.

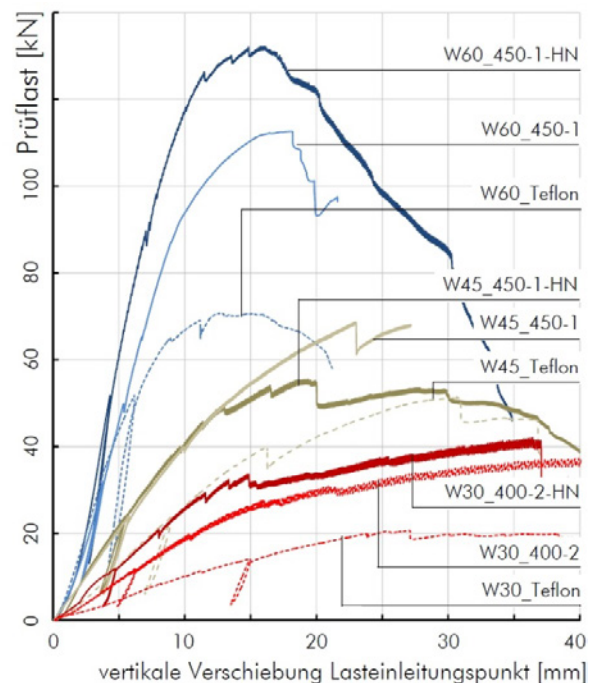
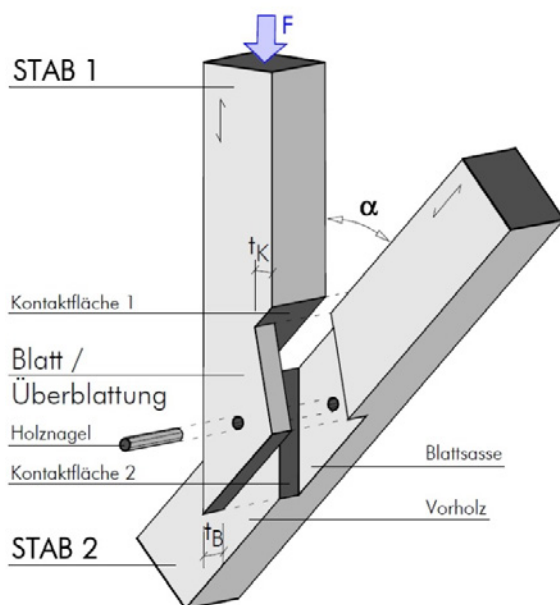


Abb. 14 Links: Prüfkörper schematisch, Rechts: ausgewählte, typische Last-Verformungsverläufe

Das Versagen der Verbindungen trat infolge folgender Versagensmechanismen (VM, siehe Abbildung 15) auf:

- VM 1: Querdruck (Stab 2), insbesondere bei großen Anschlusswinkeln
- VM 2: Biegezug Blatt (Stab 1), relativ selten, nur bei festigkeitsmindernden Holzmerkmalen im Blattbereich (zum Beispiel Äste oder Druckholz).
- VM 3: Schub Vorholz (Stab 2), infolge Rollschub- und Quersugbeanspruchung, insbesondere bei kleinen Anschlusswinkeln
- VM 4: Schub vertikal (Stab 1), infolge Quersugbeanspruchung, insbesondere bei kleinen Anschlusswinkeln und den Überblattungen

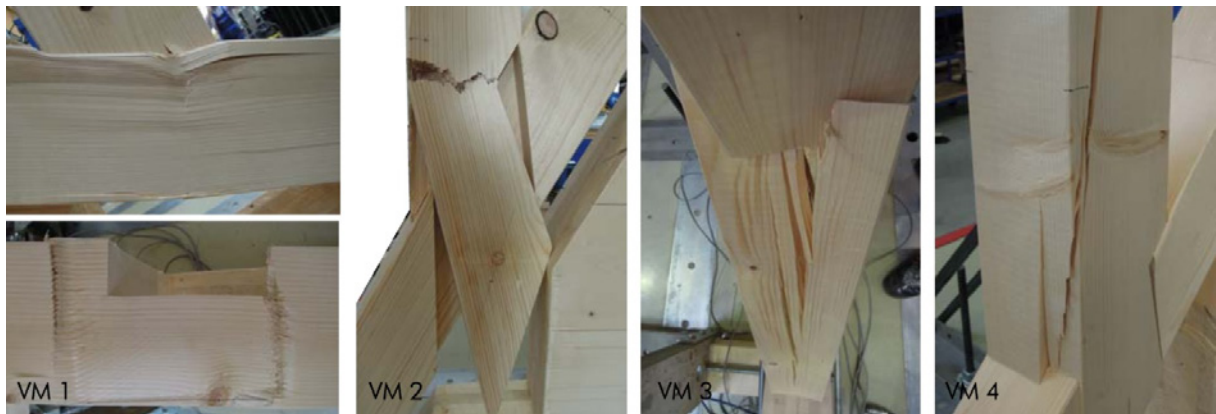


Abb. 15 Versagensmechanismen

### Ingenieurmodell für die Bemessung

In [1] beziehungsweise [26] wurde ein Ingenieurmodell für die Ermittlung der Tragfähigkeiten und Steifigkeiten abgeleitet. Basis dieses Modells sind neben den charakteristischen Bruchlasten insbesondere die Bruchmechanismen und das in Abbildung 16 dargestellte Modell zum Kraftfluss. In Analogie zur Bemessung von Versätzen wird für jeden Versagensmechanismus die übertragbare Kraft  $F_R$  ermittelt. Der charakteristische Wert der Normkraft-Tragfähigkeit ergibt sich aus dem Minimum der übertragbaren Kräfte aus den vier Versagensmechanismen. Im Unterschied zu Versätzen muss im Fall von Blattverbindungen auch die Reibung in den Kontaktfugen berücksichtigt werden, da sich ansonsten keine realitätsnahen Ergebnisse ermitteln lassen. Für den Reibungsbeiwert in den Kontaktfächen wird ingenieurmäßig folgende Größenordnungen empfohlen (siehe [26]):

"Längsholz auf Hirnholz":

$$\mu_k \sim 0,35 \quad \mu_d \sim 0,25$$

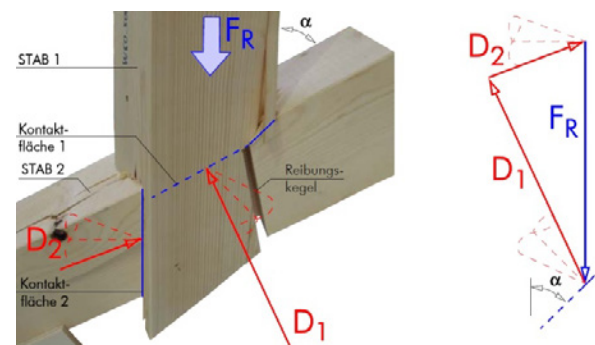


Abb. 16 Ingenieurmodell für die Bemessung

## 7 Resümee und Ausblick

Wie zahlreiche Beispiele aus der Praxis belegen, sind historische Dachtragwerke in der Regel redundante und robuste Tragwerke, die zum Teil über 800 Jahre überdauert haben. Allein unter statischen Gesichtspunkten betrachtet, sind viele historische Dachtragwerke jedoch nicht „logisch“ aufgebaut. Es liegen häufig Tragwerke vor, die sowohl sparrendachartig als auch pfettendachartig abtragen.

Die realitätsnahe statische Analyse erweist sich oft als aufwendig und ist mit erheblichen verbleibenden Unsicherheiten verbunden. Das kann vorwiegend damit begründet werden, dass das Tragwerk bereits vorliegt und nicht nach heutigen baustatischen Erwägungen entworfen wurde. Realitätsnahe statische Analysen sind erforderlich, wenn bestandschonende Instandsetzungen auf Basis der gültigen Normen durchgeführt werden sollen. Besonders großen Einfluss auf die Ergebnisse haben dabei die Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung, die nichtlinearen Auflagerbedingungen sowie die Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der zimmermannsmäßigen Verbindungen. Wie zahlreiche statische Analysen gezeigt haben, ist insbesondere die Berücksichtigung der Größenordnung der Nachgiebigkeiten der Verbindungen wesentlich, hierzu siehe Abbildung 17.

Es kann nicht oft genug betont werden, dass die handnahe, persönliche Befassung mit dem vorlie-

genden Tragwerk oberste Priorität hat. Auch aufwendige statische Analysen sind wertlos, wenn nicht der Abgleich zwischen den Berechnungsergebnissen und der bauseits vorliegenden Realität durchgeführt wird und gelingt.

Die meisten zimmermannsmäßigen Verbindungen wurden im 20. Jh. von Blechformteilen und mechanischen Verbindungsmitteln verdrängt. Aufgrund der Entwicklung der CNC-Abundtechnologie können Holz-Holz-Verbindungen heute jedoch wieder wirtschaftlich hergestellt werden. Weitere Untersuchungen und gegebenenfalls Optimierungen der Verbindungsgeometrie erscheinen daher lohnenswert.

## 8 Literatur

- [1] A. Meisel, "Historische Dachwerke – Beurteilung, realitätsnahe statische Analyse und Instandsetzung," Dissertation, TU Graz, 2015
- [2] Statistisches Bundesamt, "Bauen und Wohnen : Mikrozensus - Zusatzerhebung 2010 : Bestand und Struktur der Wohneinheiten : Wohnsituation der Haushalte," Fachserie 5, Heft 1, Wiesbaden, 2012
- [3] Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, "Dritter Bericht über Schäden an Gebäuden," Bonn, 1995

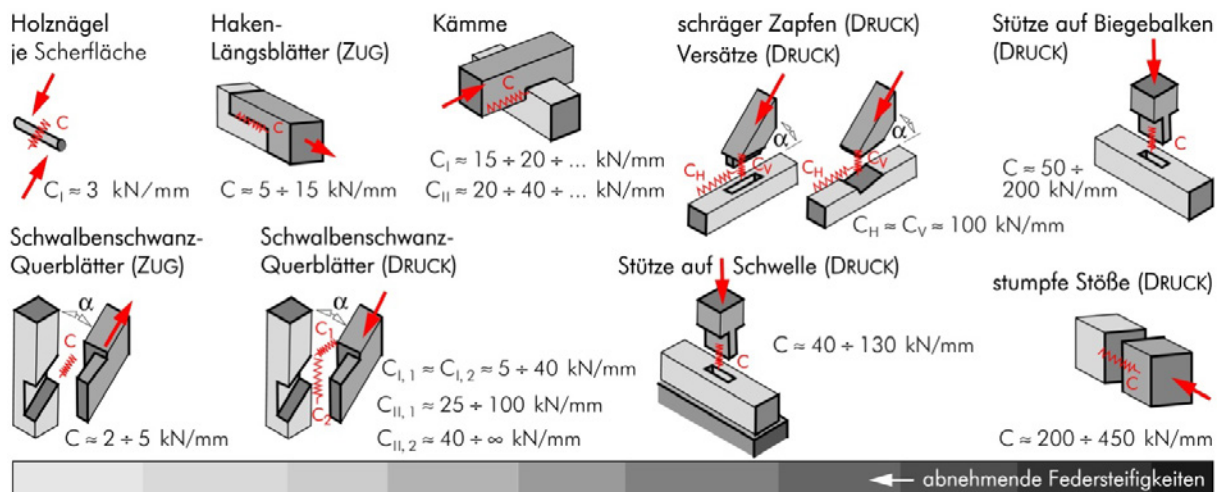


Abb. 17 Übersicht der Steifigkeits-Größenordnungen zimmermannsmäßiger Verbindungen, vgl. [1].



- [4] M. Deinhard, "Spannungen und Sicherheitsgrade historischer Holzkonstruktionen," Dissertation, TH Darmstadt, 1962
- [5] S. M. Holzer, "Statische Beurteilung historischer Tragwerke – Band 2 | Holzkonstruktionen," Berlin; Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 2015
- [6] F. Fingerloos, DBV-Arbeitskreis, "Bauen im Bestand : Leitfaden : Merkblätter Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V.," Berlin, 2008
- [7] ONR 24009, "Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten" Wien, 2013
- [8] DIN EN 1995-1-1, "Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau," 2012
- [9] A. Meisel, u. a., "Historische hölzerne Dachtragwerke im Raum Graz – Methodik zur Zustandsbeurteilung," In: "Bautechnik," Nr. 10, S. 660–673, 2013
- [10] A. Meisel, G. Schickhofer, "Konzepte zur Instandsetzung historischer Dachtragwerke," In: "bauen mit holz," Nr. 10, S. 28–34, 2011
- [11] Kleine Zeitung, "Glück im Unglück," 5. Juli 2010
- [12] H. J. Blass, V. C. Falk, R. Görlacher, "Statische Modellierung hölzerner Dachtragsysteme am Beispiel des Dachwerks der katholischen Kirche in Kirchdorf/Brigachtal," In: "SFB 315," S. 303–325, 1995
- [13] H. J. Blass, V. C. Falk, R. Görlacher, "Historische Holzkonstruktionen - Statische Modellierung der Nachgiebigkeiten historischer Holzverbindungen," In: "SFB 315," S. 219–249, 1996
- [14] R. Görlacher, u. a., "Historische Holztragwerke : Untersuchen, Berechnen, Instandsetzen," Universität Karlsruhe, 1999
- [15] B. Heimeshoff, N. Köhler, "Untersuchung über das Tragverhalten von zimmermannsmäßigen Holzverbindungen: T 2189," Forschungsbericht, 1989
- [16] H. Koch, "Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten historischer Holztragwerke - Der abgestirnte Zapfen," Dissertation, Universität Kassel, 2011
- [17] B. Köck, "Barocke Dachwerke : Konstruktion und Tragverhalten," Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2011
- [18] A. Meisel, Th. Moosbrugger, G. Schickhofer, "Der Anteil des Tragvermögens der Dachlattung an der globalen Lastabtragung von Dachtragwerken," In: "Bautechnik," Nr. 6, S. 331–338, 2010
- [19] A. Meisel, Th. Bogensperger, Th. Moosbrugger, G. Schickhofer, "Historische Dachtragwerke aus Holz – Statische Analyse und Tragwirkung, TEIL 2," In: "Bauingenieur," Band 88, S. 61–72, 2013
- [20] A. Meisel, J. Zehetgruber, G. Schickhofer, "Historische Dachtragwerke aus Holz – Klassifizierung und Entwicklung aus statischer Sicht, TEIL 1," In: "Bauingenieur," Band 87, S. 451–460, 2012
- [21] J. Ortner, "Instandsetzungshandbuch für historische Dachwerke und deren Verbindungen," Masterarbeit, TU Graz, 2014
- [22] A. Meisel, B. Wallner, G. Schickhofer, "Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von Kammverbindungen," In: "Bautechnik," Nr. 6, S. 412–423, 2015
- [23] B. Wallner, u. a., "Holz-Holz-Verbindungen," Forschungsbericht, TU Graz, 2014
- [24] ÖNORM EN 26 891, "Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens," 1991
- [25] R. Görlacher, u. a.: "Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von zugbeanspruchten Blattverbindungen in historischen Holzkonstruktionen," In: "SFB 315 – Jahrbuch," S. 273–291, 1990
- [26] A. Meisel, B. Wallner, G. Schickhofer, "Tragfähigkeit und Verformungsverhalten druckbeanspruchter Blattverbindungen," In: "Bautechnik," Nr. 10, S. 702–715, 2015

## 9 Autor

DDipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Meisel

WKC Hamburg GmbH

Tempowerkring 1b

21079 Hamburg

Kontakt:

a.meisel@gmx.at





# Streusalzsilos in Holz-Dauben-Bauweise

Martin M. Speich, Robert Bernstein

## Zusammenfassung

Streusalzsilos in Holzdaubenbauweise werden zur Lagerung von Streusalz und zur Befüllung von Streufahrzeugen verwendet. Die Vorteile beim Befüllen der Streufahrzeuge führten dazu, dass die Silos in den letzten Jahren immer größer wurden. Parallel zu dieser Entwicklung traten in Niedersachsen vermehrt Schäden in Form von ungewollten Schiefstellungen des zylindrischen Aufbaus auf.

Diese Schadensfälle wurden im Rahmen einer gutachterlichen Stellungnahme hinsichtlich der Ursachen untersucht. Dabei konnten folgende Sachverhalte herausgearbeitet werden:

1. Die zur Bemessung verwendete Norm (DIN EN 1991-1-4) ist nicht ohne Weiteres auf Silokonstruktionen aus Holzdauben anwendbar.
2. Bei der Entleerung des Silos muss Massenfluss sichergestellt werden, um eine wirtschaftliche Bemessung zu erreichen.
3. Es sind zusätzliche Gutachten zu den Materialkennwerten / Fließeigenschaften des Streusalzes erforderlich, da das Schüttgut nicht in der DIN EN 1991-1-4 aufgeführt ist.
4. Das Tragverhalten für leere Silos unter einer Windlast wird in der Praxis bisher nur mit unzureichenden Modellen beschrieben.

Um den Lastabtrag unter Wind zu untersuchen, wird der Silozylinder mit einem räumlichen Stabwerksmodell nachgebildet. Hierbei zeigt sich, dass es sinnvoll ist durch konstruktive Maßnahmen die Querschnittsform zu erhalten und eine schubkonforme Lasteinleitung zu gewährleisten. Somit lassen sich die Spannungsverteilung und die Auflagerreaktionen durch eine Handrechnung abschätzen.

Darüber hinaus werden Modellierungsfehler aufgezeigt.

## 1 Einleitung

In den vergangenen Jahren sind in erheblicher Anzahl Streusalzsilos für Autobahnmeistereien und Straßenmeistereien in Holzbauweise erstellt worden, die heute in der Regel auf einer Stahlunterkonstruktion ruhen. Diese Silos dienen einerseits der Befüllung von Streufahrzeugen, andererseits der Entnahme von Salz zur Herstellung einer Salzsole, die dem Streugut beigemischt wird.



Abb 1: Ansicht Silo (niedrig)



Abb 2: Ansicht Silo (mittelschlank)

Aufgrund eines Schadensfalles in Niedersachsen wurde eine große Anzahl von Silos bezüglich möglicher Schiefstellungen überprüft. Dabei wurde festgestellt, dass viele von ihnen eine Schiefstellung von bis zu 1/50, bezogen auf die Konstruktionshöhe des Zylinders, aufweisen.

Im Rahmen einer Gutachterlichen Stellungnahme wurde versucht, mögliche Gründe für die festgestellten Schiefstellungen zu finden. Als Ursachen wurden folgende Möglichkeiten erörtert:

- andere Lastereignisse als in der Berechnung angenommen
- andere Materialeigenschaften des Füllgutes als in der Berechnung angenommen
- andere Steifigkeiten der Konstruktion als in der Berechnung angenommen
- unzureichende Berechnungsansätze / statische Modelle

## 2 Aufbau der hier besprochenen Silos

Die Unterkonstruktion der Salzsilos besteht bei den neueren Modellen aus einem räumlichen Stahlrahmen mit einem kreisringförmigen Riegel zur Aufnahme der Holzkonstruktion.



Abb 3: Unterbau

Die Gründung erfolgt i. d. R. auf Einzelfundamenten. Das Silo selbst besteht aus einem kegelförmigen Trichter mit auf den Auslass zulaufenden trapezförmigen Holzdauben und einem darüber liegenden Zylinder aus vertikal angeordneten Holzdauben, die an ihrer Längsseite über Nut und Feder sowie über zusätzliche mechanische Verbindungen miteinander verbunden sind, sowie aus mehreren über die gesamte Höhe der Holzkonstruktion verteilten umlaufenden Stahlbändern / Spannringen. Am oberen Rand des Zylinders werden die Dauben durch einen umlaufenden biegesteifen Ring bzw. eine Dachscheibe gehalten.

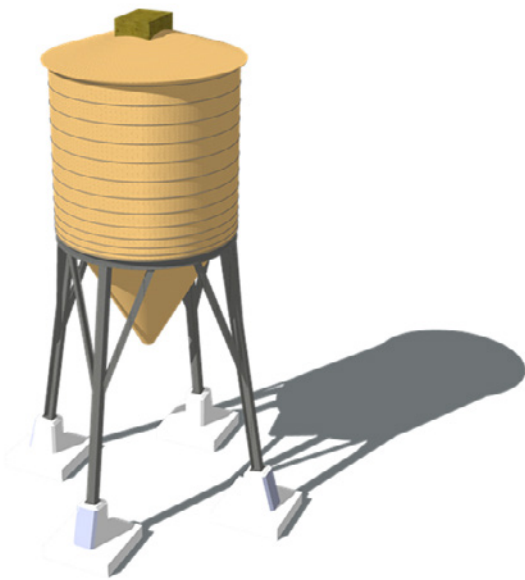


Abb 4: kompletter Aufbau

### 3 Grundlagen der Berechnung

Ursprünglich wurden die Silos nur mit geringem Volumen mit entsprechend geringer Zylinderhöhe gebaut. Die Berechnung und Konstruktion erfolgte bei vielen Siloanlagen nach teilweise stark vereinfachten Näherungsbetrachtungen auf der Basis der DIN 1055-6: 2005-3. Zum Teil wurde in Anlehnung an die inzwischen in Niedersachsen zurückgezogene DIN 11622-3 (Gärfuttersilos und Güllebehälter) versucht, die Aussteifung des Zylinders auf konstruktivem Weg sicher zu stellen.

Als Lastfälle wurden nach DIN 1055-6 Innendruck aus Füllgut, Teilflächenlasten zur Berücksichtigung unsymmetrischer Fließzustände sowie Windlasten angesetzt. Darüber hinaus wurden für die umlaufenden Stahlbänder Einflüsse aus Schwinden / Quellen, Vorspannung, Temperaturänderung etc. betrachtet.

Im Laufe der Zeit wurden Silos mit immer größerem Volumen und damit vergrößerter Konstruktionshöhe insbesondere des Zylinders erstellt. Die Veränderung der Dimensionen erfordert eine Überprüfung des bisherigen Nachweiskonzeptes bzw. der Randbedingungen der angewandten mechanischen Theorie. Im vorliegenden Fall betrifft dies vor allem das Tragverhalten der Konstruktion unter horizontalen Lasten (Teilflächenlasten und Windlast) und damit das Aussteifungskonzept.

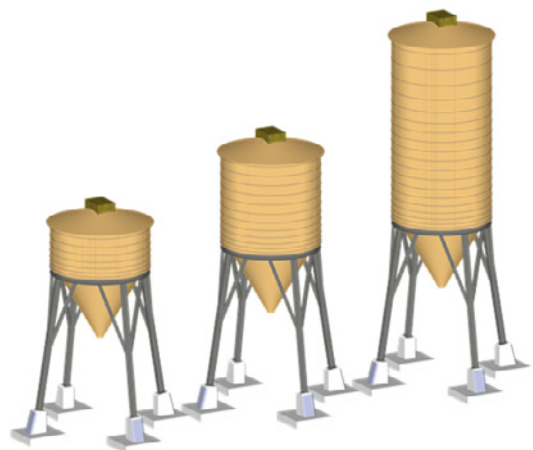


Abb 5: Entwicklung der Höhe

Für die Berechnung infolge des Innendrucks aus dem Füllgut war früher die DIN 1055 Teil 6 maßgebend, die inzwischen nahezu inhaltsgleich durch den EC 1 „Einwirkungen auf Tragwerke“-Teil 4 „Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter“ (DIN EN 1991-4:2010-12) ersetzt wurde.

Nach dieser Norm werden zylindrische Silos je nach Fassungsvermögen in die Anforderungsklassen 1 – 3 eingestuft, und sie werden in div. Schlankheitsgrade der Silos unterteilt. Zusätzlich wird zwischen dickwandigen und dünnwandigen Silos unterschieden.

Die für eine statische Untersuchung erforderlichen Materialkennwerte können nicht direkt aus der Norm entnommen werden, da hier keine Werte für Streusalz angegeben werden. Sie sind daher (normkonform) in einem Gutachten von entsprechend geeigneten Fachleuten für Schüttguttechnik nach Regeln dieser Norm zu bestimmen. Die alternative Möglichkeit, ein in der Norm aufgeführtes „Allgemeines Schüttgut“ zu verwenden, führt zu nicht wirtschaftlichen Konstruktionen.

Für die konkreten Lastansätze aus dem Schüttgut ist es vor allem erforderlich, das Fließverhalten des Materials im Silo zu kennen. Dies hängt wesentlich von diversen Materialeigenschaften des Schüttgutes, von der Neigung und der Oberflächenbeschaffenheit des Trichters sowie von der Art der Entnahme (zentrisch/exzentrisch) ab.

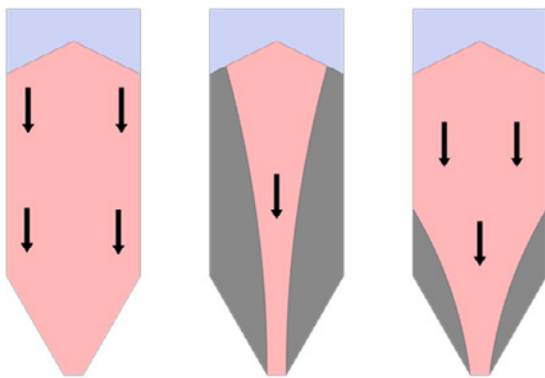


Abb. 6: Massenfluss, Kernfluss/Schlotfluss, gemischtes Fließen

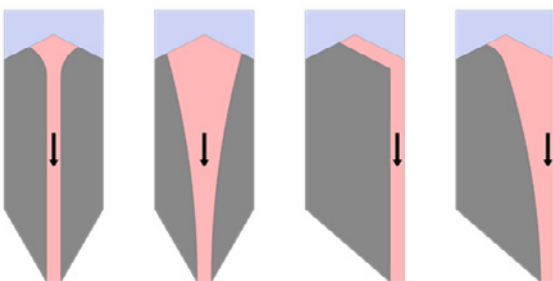


Abb. 7: Innerer Schlotfluss (parallel/konvergent), exzentrischer Schlotfluss (parallel/konvergent)

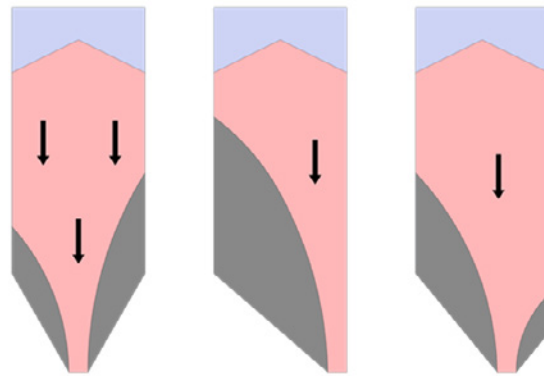


Abb. 8: Konzentrisches bzw. voll/teilweise exzentrisches gemischtes Fließen

Für die hier besprochenen Holzdaubensilos ist es unter wirtschaftlichen und betriebstechnischen Aspekten erforderlich, dass Massenfluss sichergestellt ist, da ansonsten, je nach sich einstellendem Fließprofil, ggfls. stark unsymmetrische Lasten auf die Holzkonstruktion anzusetzen sind.

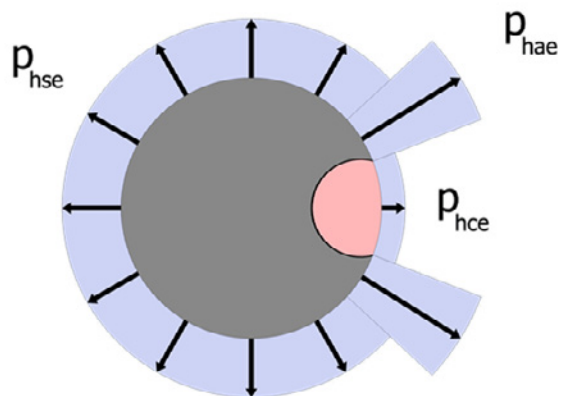


Abb. 9: Druckverteilung resultierend aus Kontakt des Fließkanals mit der Wandung

Die hier diskutierten Konstruktionen sind (ohne erheblichen zusätzlichen Aufwand) nicht in der Lage, diese stark unsymmetrischen Lasten aufzunehmen.

Um den notwendigen Massenfluss sicherzustellen ist es erforderlich, im Rahmen der Planung je nach Reibungswinkel des Schüttgutes und nach Wandreibungswinkel zwischen Trichterwandung (Holz, Beschichtung) und Schüttgut die erforderliche Neigung des Trichters vorzugeben. Diese Angaben sind eben-

falls in einem Gutachten von geeigneten Fachleuten für Schüttguttechnik zu ermitteln und über den Auftraggeber zur Verfügung zu stellen. Darüber hinaus darf das Schüttgut nur zentrisch oder geringfügig exzentrisch ( $e/d \leq 0,1$ ) entnommen werden, da ansonsten keine zuverlässige Aussage zu dem sich einstellenden Fließprofil möglich ist.

Sind die Bedingungen (Beschichtung, ausreichende Trichterneigung, zentrische Entnahme) eingehalten, kann nach der Norm eine symmetrische Last für das Befüllen und das Entleeren des Silos als Innendruck ermittelt werden. Zusätzlich ist zur Berücksichtigung gewisser unplanmäßiger unsymmetrischer Lasten eine (geringe) Teilflächenlast auf die Zylinderwand anzusetzen, die unter bestimmten Umständen durch eine Erhöhung des symmetrischen Innendruckes ersetzt werden darf.

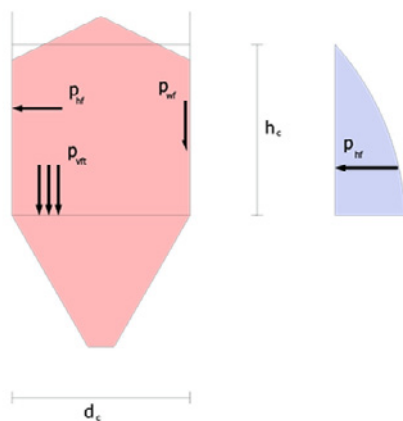


Abb. 10: Bezeichnungen

### Lastansatz Füllgut

- Ansatz von Teilflächenlasten  
 • Dünnwandiger Silo



• Dickwandiger Silo

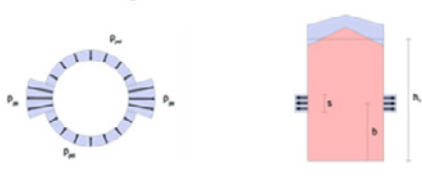


Abb. 11: Teilflächenlasten

Für die symmetrischen Lasten aus Innendruck beim Füllen und Entleeren kann für das statische System der Dauben ausreichend genau ein Durchlaufträger angenommen werden. Die Lagerung der Dauben erfolgt dabei durch umlaufende Stahlbänder, die hieraus eine Zugbeanspruchung erhalten.

Für den Ansatz der Teilflächenlast wird in der Norm zwischen „dickwandigen“ und „dünnwandigen“ Silos unterschieden. Diese zusätzlich anzusetzenden Teilflächenlasten sind aufgrund von Schadensfällen an gebauten Silos und deren Ursachenerforschung in die Norm aufgenommen worden.

Nach Interpretation des Normtextes (DIN 1055) sowie nach Information durch den Normenausschuss wurde bei der Festlegung dieser Regelung gar nicht an Silos in Holzbauweise gedacht. Mit dickwandigen Silos sind eindeutig Konstruktionen aus Stahlbeton, mit dünnwandigen Silos solche in Stahlbauweise gemeint.

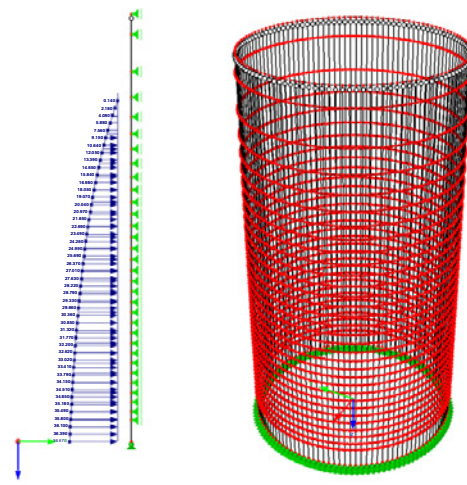


Abb. 12: Belastung und vereinfachtes stat. System einer einzelnen Daube (links) und Perspektive des Stabwerks (rechts)

Um die Norm in diesem Punkt adäquat anzuwenden wäre daher zu prüfen, ob sich Silos in der hier betrachteten Holzbauweise von ihrem Tragverhalten eher wie Stahlbetonsilos oder wie Stahlsilos verhalten. Im Zweifelsfall sollten beide Fälle betrachtet werden. Da aber die Teilflächenlast in der Regel durch eine Erhöhung des Innendruckes mit dem Faktor  $(1 + c_{pe})$  ersetzt werden kann, soll dieser Aspekt hier nicht weiter erörtert werden.



### Abhängigkeit $C_{pe}$ von $h_c/d_c$ und $e_0/d_c$

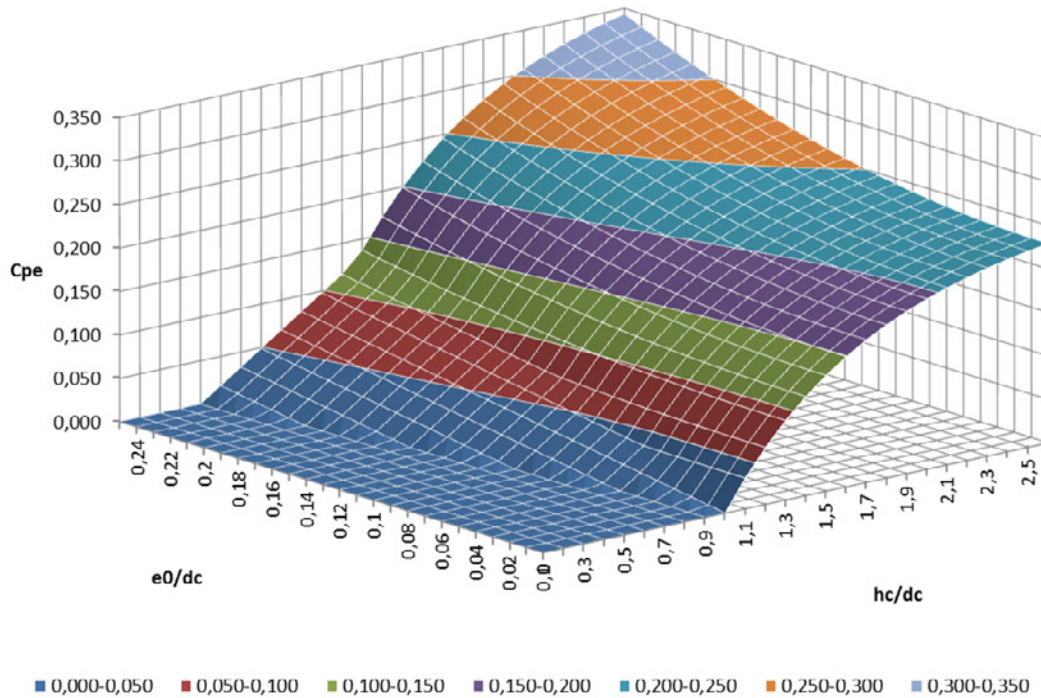


Abb. 13: Abhängigkeit  $C_{pe}$  von  $h_c/d_c$  und  $e_0/d_c$

#### Lasterhöhung infolge Exzentrizitäten $e_0$ im Lastfall Entleeren (Voraussetzung: Massenfluss auch bei seitlicher Entnahme gesichert)

		$e_0 < 0,1d$		$0,1d < e_0 < 0,25d$	
AK1	Schlank 5.2	dickwandig	nach 5.2.2.2 (2) Vernachlässigung der Teilflächenlast	nach 5.2.2.2 (2) Vernachlässigung der Teilflächenlast	
		dünnwandig	nach 5.2.2.2 (2) Vernachlässigung der Teilflächenlast	nach 5.2.2.2 (2) Vernachlässigung der Teilflächenlast	
	Mittelschlank 5.3	dickwandig	nach 5.3.2.2 (5) Vernachlässigung der Teilflächenlast	nach 7.3.2.2 (5) Vernachlässigung der Teilflächenlast	
		dünnwandig	nach 5.3.2.2 (5) Vernachlässigung der Teilflächenlast	nach 7.3.2.2 (5) Vernachlässigung der Teilflächenlast	
Niedrig 5.3	dickwandig	nach 5.3.2.2 (4) Vernachlässigung der Teilflächenlast	nach 5.3.2.2 (4) Vernachlässigung der Teilflächenlast		
	dünnwandig	nach 5.3.2.2 (4) Vernachlässigung der Teilflächenlast	nach 5.3.2.2 (4) Vernachlässigung der Teilflächenlast		
AK2	Schlank 5.2	dickwandig	nach 5.2.2.3 Ansatz von Teilflächenlasten oder nach 5.2.3 (1) gleichförmige Erhöhung nach 5.2.3 (4)	nach 5.2.2.3 Ansatz von Teilflächenlasten oder nach 5.2.3 (1) gleichförmige Erhöhung nach 5.2.3 (4)	
		dünnwandig	nach 5.2.2.4 Ansatz von Teilflächenlasten oder nach 5.2.3 (1) gleichförmige Erhöhung nach 5.2.3 (5)	nach 5.2.2.4 Ansatz von Teilflächenlasten oder nach 5.2.3 (1) gleichförmige Erhöhung nach 5.2.3 (5)	
	Mittelschlank 5.3	dickwandig	nach 5.3.2.2 (7) gleichförmige Erhöhung nach 5.3.2.3 (2) -> 5.2.3 (4)	nach 5.3.2.2 (7) gleichförmige Erhöhung nach 5.3.2.3 (2) -> 5.2.3 (4)	
		dünnwandig	nach 5.3.2.2 (7) gleichförmige Erhöhung nach 5.3.2.3 (2) -> 5.2.3 (5)	nach 5.3.2.2 (7) gleichförmige Erhöhung nach 5.3.2.3 (2) -> 5.2.3 (5)	
Niedrig 5.3	dickwandig	nach 5.3.2.2 (6) Vernachlässigung der Teilflächenlast	nach 5.3.2.2 (6) gleichförmige Erhöhung nach 5.3.2.3		
	dünnwandig	nach 5.3.2.2 (6) Vernachlässigung der Teilflächenlast	nach 5.3.2.2 (6) gleichförmige Erhöhung nach 5.3.2.3		
AK3	Schlank 5.2	dickwandig	nach 5.2.2.3 Ansatz von Teilflächenlasten	nach 5.2.2.3 Ansatz von Teilflächenlasten	
		dünnwandig	nach 5.2.2.4 Ansatz von Teilflächenlasten	nach 5.2.2.4 Ansatz von Teilflächenlasten	
	Mittelschlank 5.3	dickwandig	nach 5.3.2.2 (9) Teilflächenlasten nach 5.2.2.2 + 5.2.2.3	nach 5.3.2.2 (9) Teilflächenlasten nach 5.2.2.2 + 5.2.2.3	
		dünnwandig	nach 5.3.2.2 (9) Teilflächenlasten nach 5.2.2.2 + 5.2.2.4	nach 5.3.2.2 (9) Teilflächenlasten nach 5.2.2.2 + 5.2.2.4	
Niedrig 5.3	dickwandig	nach 5.3.2.2 (8) vernachlässigung der Teilflächenlast	nach 5.3.2.2 (8) Teilflächenlast nach 5.2.2.2 + 5.2.2.3		
	dünnwandig	nach 5.3.2.2 (8) vernachlässigung der Teilflächenlast	nach 5.3.2.2 (8) Teilflächenlast nach 5.2.2.2 + 5.2.2.4		

Wenn die Exzentrizität  $e_0$  im Lastfall Entleeren größer als  $0,25d$  ist, so sind nach 5.2.2.2 (4) zusätzliche Lastfälle zu berücksichtigen!

Schlank  $2,0 \leq h_c/d_c$   
 Mittelschlank  $1,0 < h_c/d_c < 2,0$   
 Niedrig  $h_c/d_c \leq 1,0$

AK 1 < 1000 kN  
 AK 2  
 AK 3 > 100.000 kN; > 10.000 kN und  $e_0 > 0,25d_c$

Abb. 14: Schema zur Ermittlung des maßgebenden Normabschnittes für eine Lasterhöhung infolge Exzentrizität



Darüber hinaus sind noch statische Betrachtungen für den leeren Silo unter Windlast erforderlich. Hierzu wurde in der Vergangenheit der Zylinder i. d. R. als starrer, am Fuß eingespannter Stab berechnet und so die Biege- und Schubspannungen ermittelt. Dieser Ansatz ist jedoch zumindest bei größeren Silos nicht mehr gerechtfertigt.

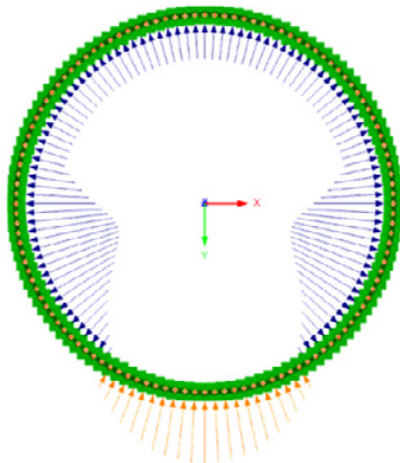


Abb. 15: Windlast auf die Silowandung

Einerseits wird die Spannungsverteilung im Zylinder unter Windbelastung aufgrund des Verhältnisses von Spannweite (Höhe) und Querschnitt (Durchmesser) bei dieser vereinfachten Betrachtung nicht hinreichend genau erfasst, wie aus dem Vergleich des Spannungsverlaufes zwischen einer gedungenen Scheibe und einem schlanken Biegeträger bekannt ist.

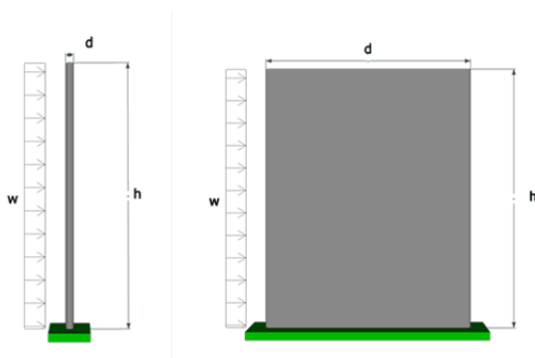


Abb. 16: schlanker Biegeträger (links) und Wandscheibe (rechts)

Andererseits ergeben sich aus der Lasteinleitung, die aufgrund der konstruktiven Randbedingungen

(Verbindung der Dauben untereinander, Halterung der Dauben über die Höhe) nicht konform zur Schubspannungsverteilung in einem „starr“ Rohr erfolgt, zusätzliche Beanspruchungen in Umfangsrichtung, die auf die Verteilung der Biegespannungen und der Schubspannungen einen erheblichen Einfluss haben.

Die nachfolgend aufgeführte Berechnung der Schubbeanspruchung zwischen den Dauben entsprechend den Regeln der technischen Mechanik für Rohrquerschnitte mit schubkonformer Lasteinleitung gilt daher nicht mehr für Konstruktionen aus Holzdauben mit größerer Schlankheit.

### Ermittlung der Schubbeanspruchung

Kragträger mit Kreisringquerschnitt unter Gleichlast

- Lasteinleitung Schubspannungskonform

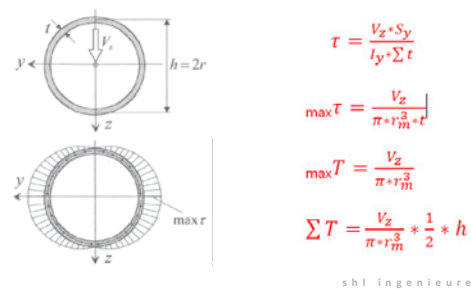


Abb. 17: Schubspannung am Kreisquerschnitt

Zur Ermittlung der Schnittgrößen und Spannungen ist es daher erforderlich, das System als räumliches Stabwerk zu betrachten.

Für die Diskretisierung der Zylinderschale als Stabwerk wurden nachfolgend beschriebene Annahmen getroffen.

Die einzelnen Dauben sind am unteren Rand durch den Riegel der Stahlkonstruktion und am oberen Rand durch einen biegesteifen Ring oder eine Dachscheibe gehalten.

In den durchgeführten Parameterstudien wurden die Dauben untereinander in tangentialer Richtung auf Druck gekoppelt; auf Zug besteht keine direkte Verbindung untereinander. In Querrichtung wurde eine Querkraftkopplung angesetzt, die über das Nut-Feder-System realisiert wird, und in Längsrichtung

wurde ebenfalls eine Querkraftkopplung angesetzt, die über eine mechanische Verbindung, z. B. mit Hilfe innen liegender Sperrholzstreifen und mechanischer Verbindungsmittel realisiert werden muss. Soll für diese Verbindung eine vorhandene Reibung in Ansatz gebracht werden, sind die erforderlichen Werte zunächst in bauteilrealistischen Versuchen zu ermitteln. Zusätzlich wurde eine sehr weiche biege- steife Kopplung der Dauben untereinander ange- setzt, ohne die kein Gleichgewicht erreicht werden konnte.

Die den Zylinder umfassenden Zugstäbe wurden über Kontaktelemente so mit den Dauben verbun- den, dass keine Querkraftübertragung zwischen den Zugbändern und den Dauben stattfinden kann. Durch eine geringe Vorspannung dieser Zugbänder wird für die Fuge zwischen den Dauben sicherge- stellt, dass die aus der angesetzten biege- steifen Kopplung der Dauben entstehenden Biegezugspan- nungen überdrückt werden. Es ist daher in regelmä- ßigen Abständen durch Nachspannen sicherzustel- len, dass ein sich einstellender Spannkraftverlust aus Schwinden bzw. Kriechen ausgeglichen wird.

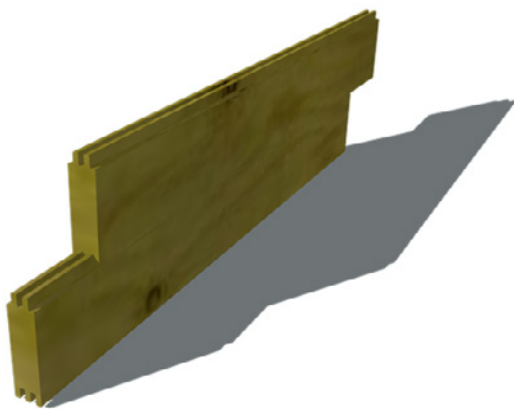


Abb. 18: Nut-Feder-Verbindung der Dauben

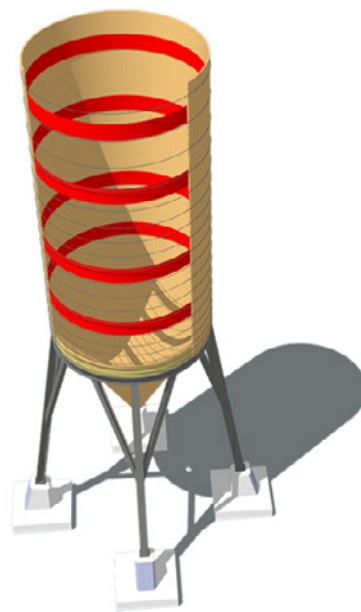


Abb. 19: Schubübertragung mittels Sperrholzstreifen

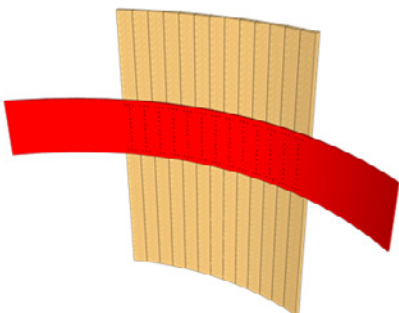


Abb. 20: Anschluss Sperrholzstreifen

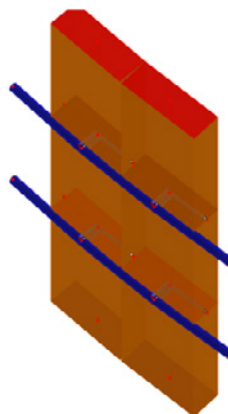


Abb. 21: Modellausschnitt Spannring - Daube

Neben der Übertragung der Schubkraft müssen die Verbindungsmittel auch das jeweilige Versatz - Moment ( $\text{Querkraftzuwachs} \times \text{Daubenbreite}$ ) in den Zylinder übertragen.

#### 4 Ergebnisse exemplarischer Berechnungen

Es wurde ein System gerechnet, bei dem die Höhe der Zylinderschale ca. 12 m und der Durchmesser ca. 6 m beträgt. Die Gesamthöhe der Konstruktion incl. Stahlunterbau beträgt ca. 21 m ab OK Fundament.

Wie den nachfolgenden Darstellungen gut zu entnehmen ist, stellt sich im Zylinder ein Tragsystem ein, bei dem der Abtrag der Windlast durch zwei Teilsysteme mit jeweils Zug- und Druckkomponenten erfolgt. Entsprechend stellen sich auch die Auflagerreaktionen ein.

Durch die Lasteinleitung der Windlast in den Querschnitt entsteht Biegung in Daubenquerrichtung mit entsprechend großen lokalen Verformungen und einer zusätzlichen Schubbeanspruchung zwischen den Dauben.

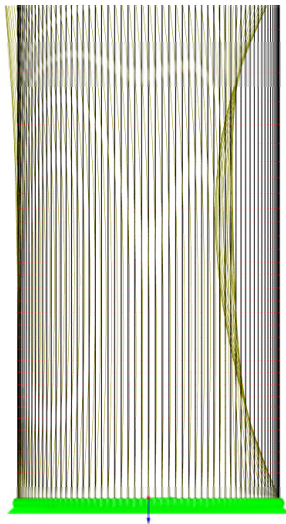


Abb. 22: *Verformung unter Wind (Ansicht - überzeichnete Darstellung)*

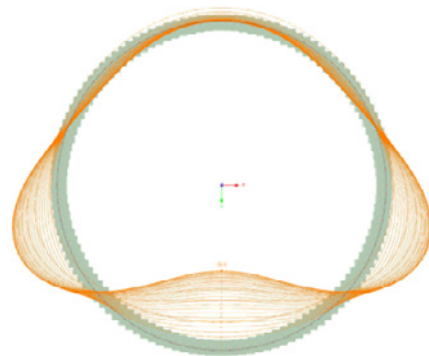


Abb. 23: *Verformung unter Wind (Draufsicht)*

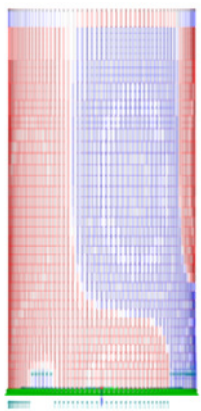


Abb. 24: *Normalkräfte in den Dauben*

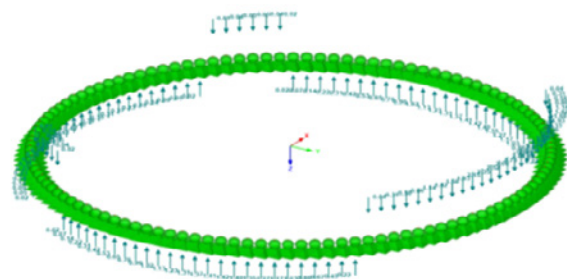


Abb. 25: *Auflagerreaktion der Dauben*

Man sieht an den exemplarischen Ergebnisdarstellungen deutlich den Unterschied der Verteilung der Zug- und Druckspannungen bzw. der Auflagerreaktionen im Vergleich zu einem schlanken Kragträger, bei dem bekanntlich auf der einen Seite Zug, auf der anderen Seite Druck entsteht.

Die max. Schubbeanspruchung zwischen den Dauben war im dargestellten Beispiel ca. doppelt so hoch wie bei einem schlanken Kragträger, bei dem die Last schubspannungskonform in den Querschnitt eingeleitet wird.



Abb. 27: Anordnung eines „steifen“ Ringes

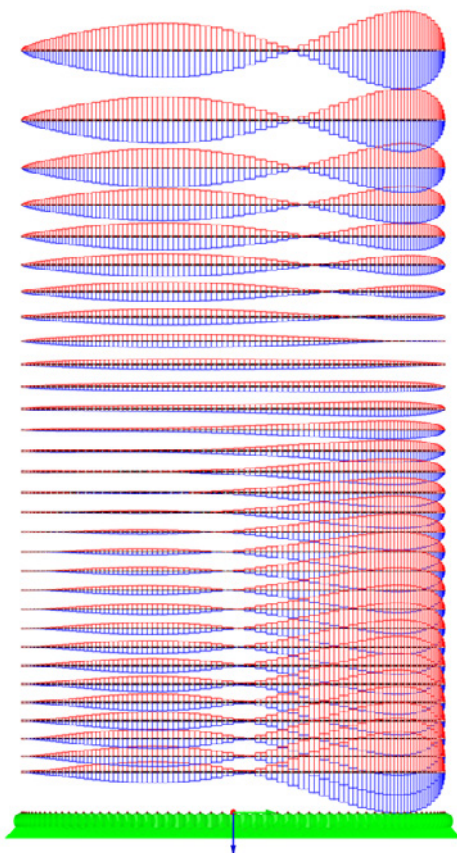


Abb. 26: Querlast  $V_z$  in den Daubenkopplungen

Erheblich günstiger und damit einer vereinfachten statischen Betrachtung eher zugänglich gestaltet sich die Situation, wenn durch konstruktive Maßnahmen sowohl die Erhaltung der Querschnittsform unter Windlast als auch die schubkonforme Lasteinleitung in den Gesamtquerschnitt sichergestellt werden. Dies kann z. B. durch Einbau biegesteifer Ringe, verteilt über die Zylinderhöhe in einem Abstand  $\leq$  dem Durchmesser, erfolgen.

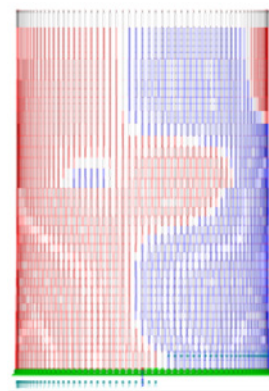


Abb. 28: resultierende Lagerreaktionen

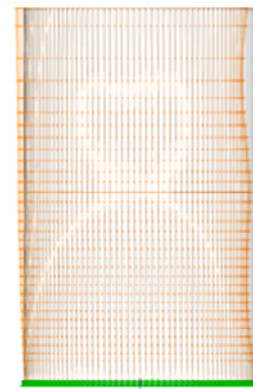


Abb. 29: resultierende Verformung

Für diesen Fall konnte durch Vergleichsrechnungen gezeigt werden, dass sich die Verteilung der Biege- und Schubspannungen (und der Auflagerreaktionen) durch eine Handrechnung gut abschätzen lässt.

Alternativ kann zur Aufnahme der Beanspruchung aus Wind auch auf ein additives Tragsystem zurückgegriffen werden, bei dem zusätzliche äußere



Diagonalen eingebaut werden. Hierbei ist es jedoch wichtig darauf zu achten, dass jeweils zwei entgegengesetzt orientierte Diagonalen an den Viertelpunkten des oberen Kreisringes angreifen. Bei Anordnung dieser Diagonalen an lediglich zwei gegenüberliegenden Seiten des Kreisringes sind diese nicht wirksam für den Fall, dass die betrachtete Windrichtung rechtwinklig zum Anschlusspunkt verläuft.

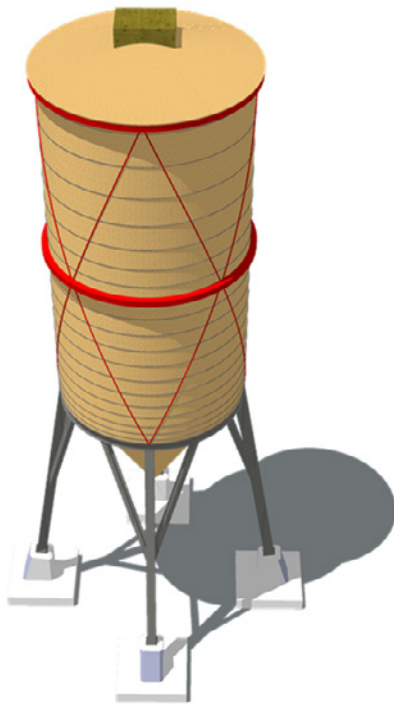


Abb. 30: Stahlkorsett + Abspannung

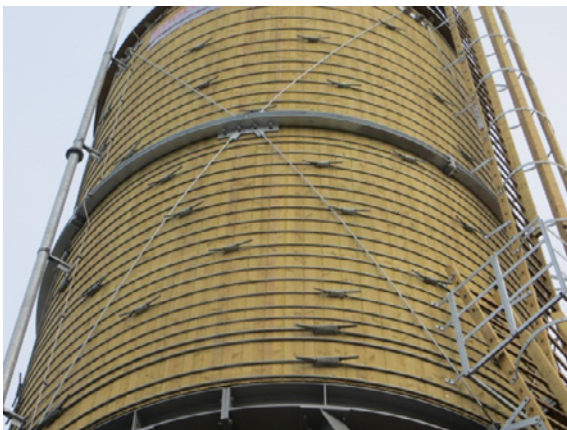


Abb. 31: ausgeführtes Stahlkorsett

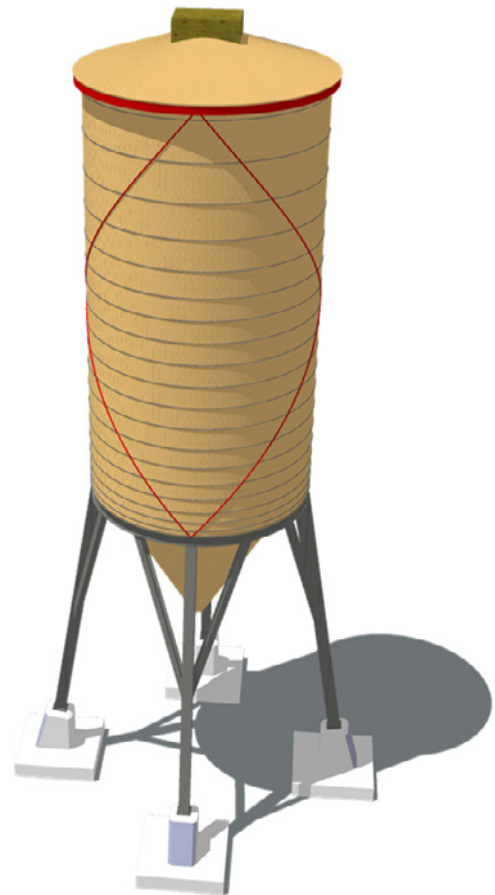


Abb. 32: unzureichende Abspannung

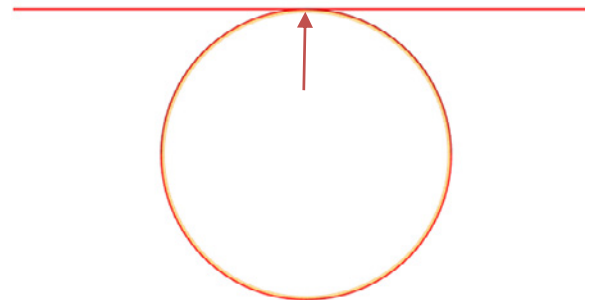


Abb. 33: Lastzerlegung nicht möglich

Abschließend sei (aus gegebenem Anlass) noch auf die Selbstverständlichkeit hingewiesen, dass die untere Stahlkonstruktion für die Stabilitätsbetrachtung im Rechenmodell realistisch abzubilden ist.



## 5 Autoren

Prof. Dr.-Ing. Martin Speich  
M. Eng. Robert Bernstein

shl ingenieure gmbh  
Hannover

Kontakt: [www.shl-ing.com](http://www.shl-ing.com)  
[info@shl-ing.com](mailto:info@shl-ing.com)

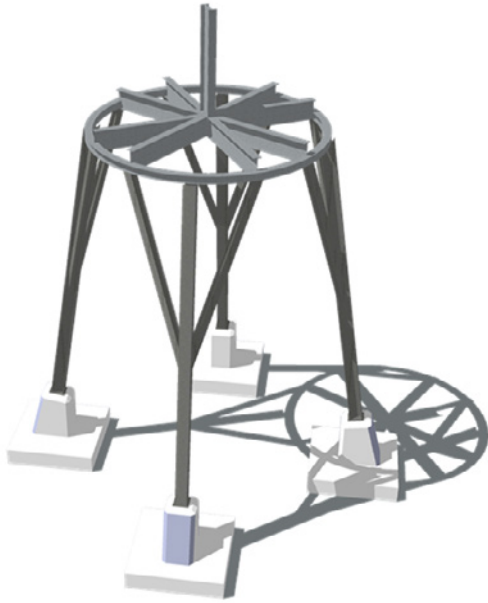


Abb. 34: unzulässiges Unterbaumodell mit Zusatzstäben

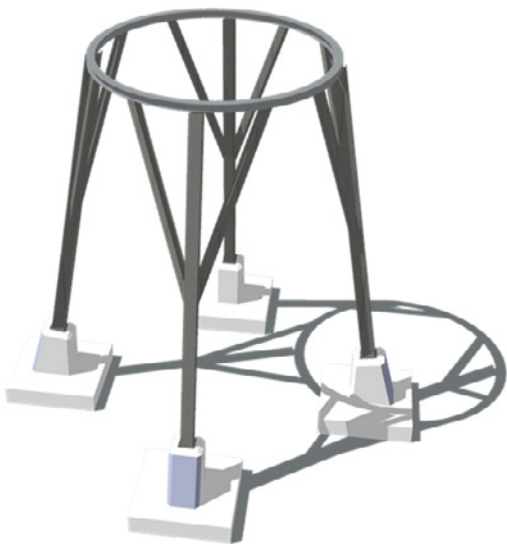


Abb. 35: Unterbau

Im Rechenmodell willkürlich zusätzlich eingebaute biegesteife Stäbe, mit denen eine evtl. vorh. stützende Wirkung des Schüttgutes modelliert werden soll, ist ohne adäquaten Beleg dieser Annahme, auch im Hinblick auf DIN EN 1991-4:2010-12, Absatz 4.1 (2), nicht zulässig.

# Bambus als Konstruktionswerkstoff

Mike Sieder

## Zusammenfassung

In der jüngsten Vergangenheit erlebt Bambus gerade im asiatischen Raum eine Renaissance und findet dort vermehrt Anwendung als konstruktiver Baustoff bei innovativen Bauprojekten. Sein schnelles Wachstum, die leichte Verarbeitbarkeit in Verbindung mit den herausragenden Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften haben ihn seit Jahrhunderten zu einem grundlegenden Konstruktionswerkstoff im asiatischen, afrikanischen und südamerikanischen Raum gemacht. Bis heute werden Bambuskonstruktionen in rein handwerklicher Weise, entsprechend der überlieferten baukonstruktiven Prinzipien, ausgeführt. Für den Nachweis der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit im Sinne einer tragwerksplanerischen Betrachtung fehlen in der Regel systematisch aufbereitete Materialkennwerte oder durchgängige Bemessungskonzepte für den Konstruktionswerkstoff Bambus. Die Materialkennwerte des Bambus' sind zwar teilweise von ähnlichen Einflussfaktoren abhängig wie die beim ebenfalls natürlich wachsenden Konstruktionsstoff Holz, jedoch spielen auch unterschiedliche Faktoren eine entscheidende Rolle. In den letzten Jahren wurden in verschiedenen Ländern Versuche gestartet, Bemessungskonzepte aufzustellen, die sich oftmals an die Bemessung von Holz anlehnen, jedoch teilweise nicht detailliert genug ausgearbeitet sind, um eine schlüssige Bemessung von Bambus als Konstruktionsstoff durchzuführen. Im ersten Teil dieses Beitrages werden einige der aktuellen Bemessungskonzepte für Bambus mit ihren jeweiligen spezifischen Randbedingungen vorgestellt. Im zweiten Teil wird die Anwendung des Werkstoffes Bambus bei einem umgesetzten Projekt, dem Bambuspavillon „Deutsch-chinesisches Haus“ auf der EXPO Shanghai 2010, in Form eines Werkberichtes aufgezeigt

## 1 Ausgangslage

Bambus ist im Gegensatz zu Holz ein Gras, das keinen Vollquerschnitt besitzt. Hieraus resultieren im Vergleich zu Holz zwei wesentliche Vorteile des Bambus, denn zum einen wird durch den Hohlquerschnitt das Verhältnis zwischen Tragfähigkeit und Einsatz von Biomasse optimiert. Zum anderen hat der Bambus als Gras, unter anderem durch seine geringere Masse, ein wesentlich schnelleres Wachstum als Holz und erreicht seine optimalen Ernteeigenschaften etwa fünfmal früher als Holz. Für eine bautechnische Verwendung des Bambus ist eine Ernte der Halme im Alter zwischen 3 – 6 Jahren optimal. Die optimale Erntezeit ist abhängig vom Standort und insbesondere der Bambusart. Obwohl Bambus ein Gras ist, sind der lignifizierende Zellaufbau des Bambusgewebes und seine technischen Eigenschaften dem Holzgewebe sehr ähnlich. Während Holz jedoch einen härteren Kern hat (Kernholz) und nach außen hin weicher wird (Splintholz), ist der Bambus außen hart und innen weich. Bezogen auf das statische Trägheitsmoment des Hohlquerschnittes beim Bambus hat das Vorteile. Die reißfesteren Faserstränge liegen dort am dichtesten, wo die statische Beanspruchung am größten ist. Die für Konstruktionszwecke relevanten Eigenschaften des Bambus sind allerdings schwer zu bestimmen, insbesondere weil entsprechende Verfahren zur Qualitäts- und Eigenschaftenbestimmung noch nicht definiert sind. Weltweit gibt es etwa 500 verschiedene Bambusfamilien, die sich teilweise in hunderte von Unterarten unterteilen lassen. Die verschiedenen Bambusarten stammen aus unterschiedlichen Regionen und entstehen unter völlig verschiedenen Voraussetzungen. Klima, Bodenbeschaffenheit, Höhenregion und insbesondere die Bambusgattung haben einen großen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften des Bambus. Somit muss man bei der Angabe von Festigkeitseigenschaften stark differenzieren, solange Sortierungsklassen, wie beim Holz, für Bambus nicht definiert sind. Vorwiegend in China und Kolumbien werden Bambusarten für anspruchsvolle Bauvorhaben kultiviert. Es handelt sich um zwei verschiedene Bambusarten, mit denen in den vergangenen Jahren einige Untersuchungen und Tests zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften durchgeführt wurden. Aus Kolumbien

stammt vorwiegend die Bambusart *Guadua Angustifolia*, wohingegen aus China die Bambusart *Phyllostachys* stammt. Diese beiden Bambusarten eignen sich gut als Konstruktionswerkstoff, weisen aber teilweise deutlich unterschiedliche Materialeigenschaften auf. So zeichnet sich zum Beispiel der *Guadua Angustifolia* Bambus durch eine höhere Spaltfestigkeit im Vergleich zum *Phyllostachys* aus.

Zwar wird weltweit schon seit tausenden von Jahren mit Bambus gebaut, allerdings basieren die Konstruktionskonzepte vorwiegend auf handwerklichem Geschick und konstruktiver Erfahrung mit dem lokalen Baustoff Bambus. Test-, Bemessungs- und Nachweismethoden nach internationalen Standards existieren in den meisten Ländern nicht, oder sind nur unvollständig für bestimmte Anwendungsbereiche vorhanden. Würden für Bambus ähnliche Klassifizierungsprozesse und Bemessungskonzepte wie für Holz existieren, könnte Bambus eine interessante Baustoffalternative zu den derzeit vorwiegend verwendeten Baustoffen bieten.

## 2 Physikalische und mechanische Eigenschaften von Bambus für Konstruktionszwecke

Bambus ist ein natürlicher Werkstoff, dessen physikalische und mechanische Eigenschaften durch verschiedene Einflussfaktoren z.T. große Streuungen aufweisen. So werden beispielsweise Materialeigenschaften nicht nur durch Wuchsunregelmäßigkeiten beeinflusst, sondern auch durch weitere Einflussgrößen, die beispielsweise beim Holz nicht von Relevanz sind. Da Bambus ein sehr schnell wachsendes Gras ist, und bereits nach 3 Jahren erntereif sein kann, spielt z.B. das Pflanzenalter eine ganz besondere Rolle und hat starken Einfluss auf die Materialeigenschaften.

### 2.1 Die Bambusgattung als Einflussgröße

Je nach Quelle und Unterteilung in Bambusfamilien und deren Unterarten spricht man von 500 bis 1.500 Bambusarten, die weltweit vorzufinden sind. Oft ist die Bambusart schwer zu bestimmen, weil äußerliche Ähnlichkeiten bei verschiedenen Arten bestehen und die Wuchsregionen einer Bambusart aus-

gedehnt sind und sich mit Wuchsregionen anderer Gattungen überschneiden. In Kolumbien allein werden etwa 25 verschiedene Riesenbambusarten gezählt, die für Bauzwecke verwendet werden können. Zu diesen gehört auch der in diesem Beitrag oft zitierte Bambus *Guadua Angustifolia* Kunth.

Zur Bestimmung der Materialeigenschaften verschiedener Bambusarten mit dem Ziel einen ableitbaren Zusammenhang zwischen der Bambusart und deren Materialeigenschaften herzustellen, wurden in den letzten Jahrzehnten einige Untersuchungen unternommen. Eine dieser Untersuchungen wurde im Jahre 1994 von S. Rajput [1] zur Bestimmung der Festigkeitswerte und der zulässigen Spannungen mit 16 verschiedenen Bambusarten durchgeführt. Für diese Untersuchung wurden Testreihen mit 4-Punkt-Biegetests für die Bestimmung der Biegefestigkeit und des E-Moduls, sowie Drucktests parallel zur Faserrichtung zur Bestimmung der zulässigen Druckspannung durchgeführt. Bei der Dokumentation dieser Testreihen wurden die Bambusarten und der jeweilige Wassergehalt festgehalten, jedoch wurde die Rohdichte der einzelnen Proben nicht dokumentiert. Somit ist weder eine Übertragbarkeit oder Vergleichbarkeit mit anderen Testreihen möglich, noch lässt sich ein möglicher Zusammenhang zwischen Rohdichte und Bambusart untersuchen. Als Ergebnis dieser Studie wurden die Bambusarten in 3 Kategorien eingeteilt und diesen Kategorien zulässige Spannungen für Druck und Biegung, sowie ein entsprechendes E-Modul zugeteilt. Im Vergleich mit Ergebnissen anderer Versuchsreihen liegen diese Werte relativ niedrig.

Tab. 1 Kennwerte für verschiedene Bambusarten [1]

Gruppe A	<i>Bambusa gjaucescenes</i> (Syn. <i>B. nana</i> ), <i>Dendrocaiumus strictus</i> , <i>Oxytenanthera abyssinica</i>		
Gruppe B	<i>Bambusa balcooa</i> / <i>pallida</i> / <i>nutans</i> / <i>tuids</i> / <i>auriculata</i> / <i>burmanica</i>		
Gruppe C	<i>Bambusa ventricosa</i> / <i>vuigaris</i> / <i>bambos</i>		
	Kennwerte für ständige Lasten [N/mm <sup>2</sup> ]		
	Druck	Biegung	E-Modul
Gruppe A	9,8	17,2	1.960
Gruppe B	8,3	12,3	1.370
Gruppe C	6,9	7,4	680

Ein Grund für die niedrigen Werte der zulässigen Bemessungswerte dieser Untersuchung liegt in der hohen Streuung der Messwerte innerhalb einer Bambusart. Ähnliche Werte wurden bei den praxisorientierten Untersuchungen von Janssen [2] festgestellt, bei der Testreihen ohne Bezug auf die verwendeten Bambusarten durchgeführt wurden. Janssen untersuchte mit verschiedenen Bambusarten die Korrelationen zwischen mechanischen und physikalischen Materialeigenschaften. Hierbei stellte er ein lineares Verhältnis zwischen Dichte und Spannung fest und definierte Abhängigkeitsfaktoren, auf die im Weiteren noch genauer eingegangen wird. Vergleicht man Janssens Ergebnisse, die er auf die Rohdichte bezieht, mit den Ergebnissen der Gruppe C aus Rajputs Untersuchung, erhält man mit einer angenommenen Dichte von 600 kg/m<sup>3</sup> für erntefrischen Bambus relativ ähnliche Werte für die zulässigen Spannungen. Es ergeben sich nach Janssen folgenden zwei Gleichungen:

- $0,015 \times 600 = 9 \text{ N/mm}^2$  als maximal zulässige Biegespannung und
- $0,011 \times 600 = 6,6 \text{ N/mm}^2$  als maximal zulässige Druckspannung.

Diese Werte liegen relativ nah an den von Rajput gefundenen Werten, wie sie hier in Tabelle 1 zusammengefasst sind und sind unabhängig von der Bambusgattung. Es zeigte sich also einerseits bei den Untersuchungen von Rajput, dass die Streuung der Steifigkeits- und Festigkeitswerte innerhalb einer Bambusart sehr hoch sind. Andererseits zeigt sich bei den Untersuchungen von Janssen, dass ähnliche Werte mit ähnlicher Streuung ohne Berücksichtigung der Bambusgattung festzustellen sind. Eine Zuordnung von spezifischen Steifigkeits- und Festigkeitswerten zu einer Bambusart erscheint allein deswegen nicht sinnvoll, weil aufgrund der großen Streuung nur relativ niedrige mechanische Widerstandswerte angenommen werden können. Dies würde letztendlich zu einer nicht optimalen Ausnutzung des Bambus' führen. Wenn jedoch die Streuungen der Materialwerte innerhalb einer Bambusart sehr groß sind, kann es zweckmäßig sein, eine Klassifizierung der Bambusfestigkeitsklassen nicht direkt mit der Bambusart zu verbinden. Somit wäre dann die Berücksichtigung der Bambusart für die Bestimmung der Festigkeitswerte, und insbe-

sondere für eine mögliche Klassifizierung des Bambus' in Festigkeitsklassen, von untergeordneter Relevanz.

## 2.2 Der Feuchtigkeitsgehalt als Einflussgröße

Die physikalischen Eigenschaften des Bambus sind stark abhängig vom Feuchtigkeitsgehalt des Bambusrohres. Ähnlich wie beim Holz steigt die Festigkeit des Bambus mit abnehmendem Feuchtigkeitsgehalt. Verschiedene Faktoren beeinflussen den Feuchtigkeitsgehalt des Bambus. Äußere Faktoren, die die Eigenschaften beeinflussen, sind zum Beispiel das Klima im Anbaugebiet, der Erntezeitpunkt sowie die Luftfeuchtigkeit am Anwendungsort. Innere Faktoren kommen noch hinzu und sind weitestgehend von der Bambusart, dem Alter des Bambus sowie der Halmzonen abhängig. Insbesondere bei den Untersuchungen der Halmzonen unterscheidet sich der Feuchtigkeitsgehalt signifikant an unterschiedlichen Stellen der Halmlänge, sowie auch innerhalb der Wanddicke des Bambusrohres. Hierzu haben Walter Liese und P.N. Grover in Indien umfangreiche Untersuchungen gemacht, die die unterschiedlichen Feuchtigkeitsgehalte der Bambusrohre und die daraus resultierenden Auswirkungen auf die Festigkeit darlegen [3]. Natürlich getrockneter Bambus hat etwa einen Feuchtigkeitsgehalt von 12 %. In dem kolumbianischen Standard NSR-10 [4] wird für die Bemessung von Bambuskonstruktionen der Gattung *Guadua Angustifolia* Kunth ein Feuchtigkeitsgehalt von 12 % zugrunde gelegt. Bei höherem Feuchtigkeitsgehalt sieht diese Norm entsprechende Abminderungsfaktoren für die Tragfähigkeit der Bambuskonstruktion vor.

## 2.3 Das Bambusalter als Einflussgröße

Das Alter von Bambushalmen ist ein Schlüsselfaktor, der die Materialeigenschaften von Bambus als Konstruktionsstoff beeinflusst. Bambus wächst sehr schnell und verändert signifikant seine Halmstruktur während der Wachstumsphase. Folglich verändern sich physikalische und mechanische Eigenschaften des Bambus im Laufe der Wachstumsphase entsprechend rapide im Vergleich zu Holz, das Jahrzehnte benötigt, um als Konstruktionsstoff verwendet werden zu können. Liese und Weiner untersuchten 1996 mit zahlreichen Testreihen die Beziehung zwi-

schen der Bambusalterung und -reifung. Im Rahmen dieser Studie konnte allerdings keine aussagefähige Verbindung zwischen Alter und Druckfestigkeit hergestellt werden [5].

Erst im Jahre 2010 wurde an der Universidad de los Andes in Bogotá eine umfangreiche Studie mit verschiedenen Testreihen durchgeführt, um den Einfluss des Bambusalters auf die Materialeigenschaften des Bambus' genauer zu untersuchen. Zum ersten Mal wurden als Teil einer Studie Schub und Druck parallel zur Faserrichtung sowie Biegetests nach ISO 22157 [7] an 2, 3, 4 und 5 Jahre alten *Guadua Angustifolia* Kunth Halmen durchgeführt. Zusätzlich wurden jeweils Proben an drei verschiedenen Höhenpositionen entlang der Halme (unten, Mitte, oben) untersucht, um festzustellen, ob die Höhenposition am Halm ebenfalls einen Einfluss auf die Materialkennwerte hat. Auffällig war bei den Testergebnissen, dass während der ersten 3 bis 4 Jahren der stärkste Reifungsprozess stattfindet und sich während dieser Phase die Struktur, und somit auch die Materialeigenschaften, stark verändern. Dieser Prozess lässt dann zunehmend wieder nach und der Alterungsprozess setzt ein, der mit zunehmendem Alter eine Verringerung der Festigkeitswerte mit sich bringt. Grundsätzlich deckt sich diese Erkenntnis auch mit anderen Untersuchungen, wie sie beispielsweise von Walter Liese in einer Veröffentlichung aus dem Jahre 2004 [6] beschrieben wurde.

## 3 Übersicht zum Stand der Standardisierung für die Bestimmung der Materialeigenschaften

In Europa gibt es derzeit keine Bauvorschriften für die Verwendung von Bambus für Baukonstruktionen. Da Bambus kein bauaufsichtlich zugelassener Baustoff ist, müssen für jedes Bauvorhaben Zustimmungen im Einzelfall von den jeweiligen Behörden eingeholt werden. Die Vorschriften und Grundlagen für die Erteilung einer Genehmigung für die Verwendung von Bambus sind in den einzelnen Ländern unterschiedlich. In den meisten Fällen läuft die Genehmigung über Laboruntersuchungen und Testreihen zur Bestimmung der Materialeigenschaf-



ten oder aufgrund von Belastungstests an Modellen, die mit dem zur Verwendung geplanten Bambusmaterial erstellt werden. Aufgrund der auf diese Weise ermittelten Belastbarkeiten der Bambuskonstruktion werden die entsprechenden Nachweise der Trag- und Gebrauchsfähigkeit erbracht. Die ISO 22157 [7] bietet für die Durchführung der Tests und die Herleitung der Materialeigenschaften von Bambus eine geeignete Richtlinie. Bei der Bestimmung der mechanischen Eigenschaften werden allerdings wichtige Bemessungskriterien des Bambusmaterials, wie zum Beispiel die Materialfeuchte, in dieser Richtlinie nicht durchgängig berücksichtigt. In der ISO 22156 [8], die Grundsätzliches zum Bauen mit Bambus enthält, werden in Kapitel 7.2.2 drei alternative Wege zur Bestimmung der Festigkeit und der Steifigkeit angeboten. Die ISO 22156 gibt dort an, dass sofern die Stabilität dem entsprechenden Anwendungszweck entspricht, entweder Tests entsprechend der Belastungsarten des jeweiligen Bauteils durchgeführt werden können, oder Vergleiche mit gleichen Bambusarten angestellt werden, oder die Festigkeitswerte aufgrund bekannter Beziehungen zwischen den verschiedenen Eigenschaften hergeleitet werden können. Allein diese Vielfalt an möglichen Herangehensweisen eröffnet ein weites Spektrum für die Bestimmung der Materialeigenschaften, die unterschiedliche Ergebnisse für die Materialeigenschaften erwarten lassen. Auch der Aufbau und Ablauf der Materialtests ist in der Norm nicht genau definiert, weshalb weitere unbestimmte Parameter einfließen, die nur eine eingeschränkte Belastbarkeit der ermittelten Materialeigenschaften zulässt.

Auf internationaler Ebene gibt es weitere Verfahrensanweisungen, die mit unterschiedlicher Detailtiefe und Vollständigkeit die Bestimmung von Materialeigenschaften von Bambus beschreiben, jedoch ebenfalls keine uneingeschränkt belastbare Herleitung der Materialeigenschaften liefern. In den USA wurde im Jahre 2000 die Vorschrift AC162 mit „Akzeptanzkriterien für Bambusstrukturen“ [9] veröffentlicht, in der unter anderem dargelegt wird, wie Tests für die Bestimmung der Materialeigenschaften von Bambusstrukturen und Bambusverbindungen durchzuführen sind. Das Internationale Netzwerk für Bambus und Rattan (INBAR) gab im Jahr 2001 eine detaillierte allgemeine Regelung heraus, wie Parameter wie Feuchtigkeit, Druck, Zähigkeit, Zugfestigkeit

und Biegefestigkeit zu bestimmen sind. In dem indischen National Building-Code IS 6874 [10] werden ebenfalls Testmethoden zur Bestimmung der Materialeigenschaften definiert. Umfangreiche Vorschriften für das Bauen mit Bambus und insbesondere für die Verwendung von *Guadua Angustifolia* Kunth, die gebräuchlichste Bambusart in Lateinamerika, sind in Kolumbien zu finden. Die kolumbianischen Standards NSR-98 „Seismic Design and Construction Code (Reglamento colombiano de construcción sismo resistente)“ und auch insbesondere das Kapitel G 12 der neueren Norm NSR- 10 „Seismic Design and Construction Code (Reglamento colombiano de construcción sismo resistente)“ stellen gut entwickelte Bambusvorschriften dar. Sie wurden teilweise basierend auf den ursprünglichen Versionen der ISO Normen 22156 und 22157 weiterentwickelt und für kolumbianische Bauanforderungen optimiert.

Anhand eines Beispiels soll hier gezeigt werden, wie wichtig eine eindeutige Beschreibung des Testablaufs und der Test- und Messapparaturen ist. Auch die Abgrenzung zu Vorgehensweisen beim Testen von Holzwerkstoffen soll an diesem Beispiel augenscheinlich gemacht werden, denn Holzproben können beispielsweise für einen Drucktestversuch einfach zwischen zwei Stahlplatten eines Drucktestgerätes eingespannt werden, um dann entsprechende Drucktests durchzuführen. Da Bambus im Vergleich zu Holz jedoch keinen Vollquerschnitt, sondern einen Hohlquerschnitt aufweist, hat Bambus bezogen auf den Querschnitt eine andere Massenverteilung. Bei gleicher Querschnittsfläche eines Voll- und eines Hohlquerschnittes hat ein Hohlquerschnitt einen größeren Außendurchmesser und somit liegt die Querschnittsmasse bei einem runden Hohlquerschnitt weiter vom Querschnittsmittelpunkt entfernt, als bei einem vergleichbaren Vollquerschnitt. Dadurch wirkt sich der Poisson-Effekt, der die Querdehnung von Materialien unter Zug- und Druckbelastung beschreibt, drastischer aus. Bei Druckbelastung verkürzt sich das Bambusrohr in Druckrichtung und dehnt sich entsprechend senkrecht zur Druckrichtung aus. Es muss also berücksichtigt werden, dass die durch Reibung und Behinderung der Ausdehnung an den Kontaktstellen zwischen Bambusprobe und Druckzylinder zusätzlich entstehenden Querkräfte höher sind als bei einer Vollholzprobe. Diese Querkräfte beeinflussen das Spannungsver-

halten in der Bambusprobe und können Bambusproben bis zu 20 % widerstandsfähiger gegen Druck erscheinen lassen, wie Oscar Arce 1993 in einer speziellen Testreihe festgestellt hat [11]. Nur in wenigen Standards, wie zum Beispiel der ISO 22157 und in der IS 6874 wird explizit bei der Beschreibung des Versuchsaufbaus für Druckversuche darauf hingewiesen, dass um die Reibung zwischen den Kontaktstellen des Prüfzylinders und des Prüfkörpers zu minimieren, die Kontaktstellen der Prüfzylinder möglichst reibungsfrei beschaffen sein sollten.

### 3.1 Wesentliche Internationale Standards

#### Indian Standard IS 6874: Method of Tests for Bamboo

Die älteste „Bambus-Norm“ zur Bestimmung der Materialeigenschaften ist der Indian Standard IS 6874 [10] aus dem Jahre 1973, der zuletzt im Jahre 2008 angepasst und revidiert wurde. Neue Testmethoden wurden in der letzten Auflage implementiert, um zusätzliche Materialeigenschaften zu bestimmen. Auch die oben erwähnte Erkenntnis, dass kleine Proben keine hinreichende Aussage zum Materialverhalten liefern, solange noch kein direkter Bezug zu großen Proben aus ganzen Bambusrohren hergestellt werden konnte, wurde in die Testabläufe aufgenommen. Aus den Testvorgängen lassen sich die folgenden drei physikalischen, sowie vier mechanische Eigenschaften bestimmen:

- Wassergehalt
- Dichte
- Schrumpferhalten
- Biegesteifigkeit
- Druckfestigkeit parallel zur Faser
- Zugfestigkeit parallel zur Faser
- Schubkraft parallel zur Faser

#### Norma Technica Colombiana: NTC 5525 Metodos De Ensayo Para Determinar Las Propiedades Fisicas y Mecanicas de da Guada Angustifolia Kunth (Testmethoden zur Herleitung physikalischer und mechanischer Eigenschaften der Bambusart Guadua Angustifolia Kunth)

Seit 1997 gilt in Kolumbien das Baugesetz „Ley 400“, das die Mindestanforderungen an Design und technische Überwachung vorgibt, was zur Erarbeitung von Standards und Verfahrensanweisungen für das Bauen mit Bambus geführt hat. Es gibt in Kolumbien etliche Verfahrensanweisungen für den Bau mit Bambus, die es fachlich und handwerklich versiertem Bauwilligen erlauben, mit diesem Material hinreichend sicher zu bauen. Zudem entstanden fünf Standards, die das Bauen mit Bambus von der Ernte bis zur konstruktiven Verwendung beschreiben. Alle Standards beziehen sich allerdings ausschließlich auf die in Kolumbien gut kultivierbare Bambusart *Guadua Angustifolia* Kunth. Im Einzelnen handelt es sich um die Standards NTC-5300 „Ernte und Nachbehandlung von Bambus *Guadua Angustifolia* Kunth“, NTC-5301 Haltbarmachung und Trocknung von Bambus *Guadua Angustifolia* Kunth, NTC-5407 „Konstruktive Verbindungen von Bambus *Guadua Angustifolia* Kunth“, NTC-5525 „Testmethoden zur Herleitung physikalischer und mechanischer Eigenschaften von *Guadua Angustifolia* Kunth“ sowie um die NSR-10 „Erdbebenresistente Konstruktionen aus Holz und Bambus“. Die Bemessungsgrundlagen für erdbebensicheres Bauen mit Bambus sind im Kapitel G der NSR-10 beschrieben und bauen auf den mit der NTC-5525 hergeleiteten Materialeigenschaften auf. Es sind in der NTC-5525 jeweils die Vorbereitungsmaßnahmen und der Versuchsaufbau sowie die Herleitung der folgenden Materialeigenschaften beschrieben:

- Wassergehalt
- Dichte
- Schrumpfung
- Druckfestigkeit
- Biegesteifigkeit
- Spaltkraftfestigkeit
- Zugfestigkeit

#### ISO 22157 Bamboo - Determination of physical and mechanical properties (Bambus - Herleitung physikalischer und mechanischer Eigenschaften)

Im Jahre 2004 wurde erstmals die ISO 22157 herausgegeben. Dieser Standard umfasst Tests an Bambusproben, um Werte zu erhalten, mit denen die charakteristischen Festigkeiten und zulässigen Spannungen bestimmt werden können. Die Werte

können auch verwendet werden, um die Beziehung zwischen den mechanischen Eigenschaften und Faktoren wie Feuchtigkeit, Dichte, Wachstumsregion, Position entlang des Halmes, die Anwesenheit von Knoten und Internodium etc. herzuleiten, die alle für die Qualitätskontrolle von Relevanz sind. Dieses Dokument legt Methoden zur Prüfung des Bambus' für die Bewertung der folgenden charakteristischen physikalischen Eigenschaften und Festigkeitseigenschaften fest:

- Wassergehalt
- Dichte
- Schrumpfung
- Druckfestigkeit
- Biegefestigkeit
- Schubfestigkeit
- Zugfestigkeit

Die Norm ist in zwei Teile unterteilt. In Teil 1 werden die Anforderungen für aussagefähige Materialtests zur Bestimmung von Materialeigenschaften beschrieben. Teil 2 ist eine praktische Verfahrensanweisung und beschreibt, wie diese Tests im Labor durchzuführen sind. Grundsätzlich wird in der ISO 22157-1 zwischen Tests für wissenschaftliche Untersuchungen und Tests für wirtschaftliche Zwecke unterschieden. Bei wirtschaftlichen Anwendungen ist es wichtig, dass verschiedene Proben aus breit gestreutem Gebiet genommen werden, damit für die spätere Verwendung des Bambus eine realistische Streuung der lokalen Unterschiede berücksichtigt wurde. Für wissenschaftliche Forschung ist jedoch die Vergleichbarkeit und Auswertbarkeit der Ergebnisse wichtig, weshalb nur genau definierte Erntegebiete für die Proben in Frage kommen. Grundsätzlich bieten die beiden Teile der ISO 22157 zusammen mit der ISO 22156 eine weiterentwickelte Möglichkeit für die Bemessung von Bambus. Sämtliche Erfahrungen aus früheren Holz- und Bambus-Standards wurden ganz oder teilweise in diesem Standard implementiert. So wird z.B. bei der Bestimmung der Dichte nach Wassergehalt des Bambus unterschieden und Biegetests werden an großen Probestücken mit mindestens 30-facher Länge des Außendurchmessers durchgeführt. In der neuesten Revision der ISO 22157 ist zusätzlich ein Zugtest parallel zur Faser implementiert, was insbesondere für die derzeit noch ingenieurmäßig relativ uner-

forschte Bemessung von Bambusverbindungen eine wichtige Rolle spielt.

#### AC-162 Acceptance Criteria for Structural Bamboo (Bewertungskriterien für Bambuskonstruktionen)

In den USA wurde im Jahr 2000 vom ICBO Evaluation Service eine Verfahrensanweisung in enger Zusammenarbeit mit INBAR erarbeitet und herausgegeben. In diesem Dokument wird im Anhang A die Bestimmung der physikalischen und mechanischen Eigenschaften von Bambus beschrieben. Auch dieses Dokument baut auf dem indischen Standard IS 6874 auf und gilt für Materialtests an Proben für sämtliche Bambusarten. Die Daten der ausgewerteten Testergebnisse sollen verwendet werden, um Funktionen der charakteristischen Festigkeiten und die zulässigen Spannungen des jeweiligen Bambusmaterials zu bestimmen. Die Daten können ebenfalls verwendet werden, um die Abhängigkeiten zwischen mechanischen Eigenschaften und Faktoren wie Feuchtigkeitsgehalt, Dichte, Wachstumsregion, Position entlang des Halmes, die Anwesenheit von Knoten und Internodien etc., die alle für die Qualitätskontrolle von hoher Relevanz sind, zu bestimmen. Dieser Standard enthält Methoden zur Prüfung des Bambus' um eine Beurteilung der folgenden charakteristischen physikalischen Eigenschaften und der Festigkeitseigenschaften durchführen zu können:

- Wassergehalt
- Dichte
- Schrumpfung
- Druckfestigkeit
- Biegefestigkeit
- Schubfestigkeit
- Zugfestigkeit

## 4 Einflussfaktoren

In den letzten Jahrzehnten wurden viele Anstrengungen unternommen, um Bemessungsstandards für die Verwendung von Bambus als konstruktives Baumaterial aufzustellen. Insbesondere die Standards ISO 22156 und NSR-10 liefern hierzu die fortschrittlichsten Ansätze. Vor der Bemessung steht jedoch immer eine Bestimmung der Materialeigen-

schaften. Eine Standardisierung der Bestimmungsmethoden, wie beim Holz, mit standardisierter und maschineller Festigkeitssortierung wäre sehr sinnvoll und sehr erstrebenswert für Bambus, ist aber derzeit noch nicht verfügbar. Ein technisches Komitee der internationalen Organisation für Standardisierung ISO hat hierzu im Oktober 2013 eine Arbeitsgruppe WG12 gegründet, die sich ab 2015 auf die Untersuchung der möglichen maschinellen Festigkeitssortierung von Bambusrohren konzentrieren wird. Die Entwicklung eines Entwurfs für eine maschinelle Festigkeitsuntersuchung ist das gewünschte Ziel dieser Untersuchung.

Tab. 2 Einflussfaktoren auf die Festigkeit von Bambus

Einflussfaktor	Effekt
Bambusart	Verschiedene Bambusarten haben unterschiedliche Festigkeitswerte, jedoch lassen sich Festigkeiten nicht automatisch der Bambusart zuordnen [1].
Dichte	Es deutet sich an, dass sich zwischen der Dichte eines Bambusrohres und der Festigkeit eine Korrelation herstellen lässt [12].
Alter	Der optimale Erntezeitpunkt variiert je nach Bambusart und Wuchsregion, jedoch liegt der typische Erntezeitraum zwischen 3 bis 6 Jahren [13], [3]. Die Bambusart Guadua A.K. erreicht die maximalen Festigkeitswerte bei relativ gleichmäßiger Verteilung über die gesamte Länge zwischen 3 bis 4 Jahren [14].
Nodien und Internodien	Die mechanischen Eigenschaften variieren zwischen Nodien und Internodien, weil die Fasern in Nodien und Internodien jeweils anders ausgerichtet sind [15].
Zonen der Wanddicke	Der äußere Bereich der Bambusrohrwand hat aufgrund des höheren Silikatgehaltes eine höhere Festigkeit als die inneren Bereiche. Die Festigkeit nimmt nach innen ab [16].
Position entlang des Bambusrohres	Die Festigkeit, das E-Modul und die Dichte nehmen mit der Höhe des Bambusrohres zu [18]. Die Wanddicke des Rohres nimmt jedoch mit der Höhe des Bambusrohres ab [15]. Dadurch entstehen über die Rohrlänge veränderliche Festigkeitswerte.
Aufspaltung	Risse und Aufspaltungen können die Widerstandsfähigkeit eines Bambusrohres gegen Druck, Biegung und Schub stark vermindern.
Geometrische Abweichungen	Krümmungen und Verjüngungen der Bambusrohre reduzieren die Widerstandsfähigkeit gegen Druckbelastungen.
Belastungsdauer	Bambus bei kurzzeitiger Belastung widerstandsfähiger als bei langfristiger Belastung [3].

Diese Entwicklung wird ein wichtiger Schritt sein, um die Transparenz des Materialverhaltens von Bambus zu erhöhen, die Testabläufe zeitlich zu optimieren und letztendlich Bambus als Konstruktionsmaterial attraktiver werden zu lassen.

#### 4.1 Korrelation von Dichte und Festigkeit/Steifigkeit

Um eine maschinelle Festigkeitssortierung zu ermöglichen ist es wichtig, eine starke Korrelation zwischen zerstörungsfrei messbaren Eigenschaften und den Steifigkeits- bzw. Festigkeitswerten des Materials herzustellen. Als einer der ersten Ingenieure, die Bambus auf seine Korrelation zwischen physikalischen und mechanischen Materialkennwerten untersuchten, stellte Julius Joseph Antonius Janssen 1981 in seiner Dissertation in mehreren Versuchsreihen fest, dass Bambus im Vergleich zu Holz weniger Unregelmäßigkeiten aufweist, weil es keine Äste und keine Abweichung der Faserneigung von der Bauteilachse gibt [3]. Daher könnte eine Bestimmung der Festigkeitswerte durch zerstörungsfreie Prüfung bei Bambus einfacher sein, als bei Holz. In dieser Dissertation sowie in späteren Arbeiten aus den Jahren 1995 und 2000 stellte Janssen einen direkten Zusammenhang zwischen Steifigkeits- bzw. Festigkeitswerten und der Dichte verschiedener Bambusproben fest. Eine Übersicht zu der jeweils festgestellten Korrelation zeigt die folgende Tabelle:

Tab. 3 Korrelation von Dichte und Spannung sowie Dichte und E-Modul [17]

	Testergebnisse [3]		E-Modul [18]
	Trocken (MC=12%)	Erntefrisch	
Druck	0,094 * ρ	0,075 * ρ	
Biegung	0,140 * ρ	0,011 * ρ	24 * ρ
Schub		0,021 * ρ	

ρ=Dichte [kg/m<sup>3</sup>], MC=Wassergehalt [%]

#### 4.2 Korrelation von Biegefestigkeit und Elastizitätsmodul

Im Jahre 2001 wurden von J. Sánchez Pineda und Prieto Sánchez [19] 117 Biegeversuche mit Guadua

Angustifolia Kunth aus zwei verschiedenen Gegenden in Kolumbien durchgeführt. Es wurden Probe­stücken mit vier verschiedenen Längen verwendet (1,5m; 2,0m; 2,5m und 3,0m). Die kürzeren Proben versagten aufgrund von Abscheren oder Zerstörung an den Auflagerpunkten. Daraufhin entschied man sich die Auflagerpunkte an den äußeren Internodien mit Beton auszufüllen. Für die Versuche wurden Herkunft, Längenposition entlang des Bambusrohres, Verformungen, Bruchspannungen, Dimensionen und Wassergehalt der einzelnen Proben dokumentiert. Die Dichte wurde bei diesen Versuchsreihen leider nicht dokumentiert. Die Daten wurden vom Autor erneut analysiert, um festzustellen, ob es eine erkennbare Korrelation zwischen dem E-Modul und der Biegefestigkeit gibt. Es wurden nur die Daten der 2,5 m und 3 m Spannweite-Tests mit Betonfüllung berücksichtigt, um einerseits sicherzustellen, dass der Versagensfall aufgrund von Biegung und nicht aufgrund von Abscheren oder Zerstörung am Auflagerpunkt zustande kam. Somit konnten hier nur 19 Testergebnisse analysiert werden. Bei der linearen Regressionsanalyse mit allen 19 Testergebnissen, ohne eine Berücksichtigung der Halmposition, wurde ein lineares Bestimmtheitsmaß von  $r^2 = 0,411$  ermittelt. Eine Darstellung der 19 Testergebnisse zeigt die Grafik in Abbildung 1. Es wurden dann jeweils für die unteren und mittleren Halmpositionen Regressionsgraden errechnet (siehe Tabelle 4) und zur besseren Übersichtlichkeit in zwei getrennten Diagrammen dargestellt (Grafiken in Abbildung 2 und 3). Bei einer Berücksichtigung der Halmposition wurde dann eine noch stärkere Korrelation mit  $r^2 = 0,794$  festgestellt.

Tab. 4 Funktionen der Regressionsgeraden in Abhängigkeit der Biegefestigkeit

Halmposition	Funktion der Regressionsgeraden	Lineares Bestimmtheitsmaß
Gesamte Halmlänge	$E = 8.472 + 129 * f_m$	$r^2 = 0,411$
unterer Bereich	$E = 13.773 + 80 * f_m$	$r^2 = 0,729$
mittlerer Bereich	$E = 2.152 + 199 * f_m$	$r^2 = 0,794$

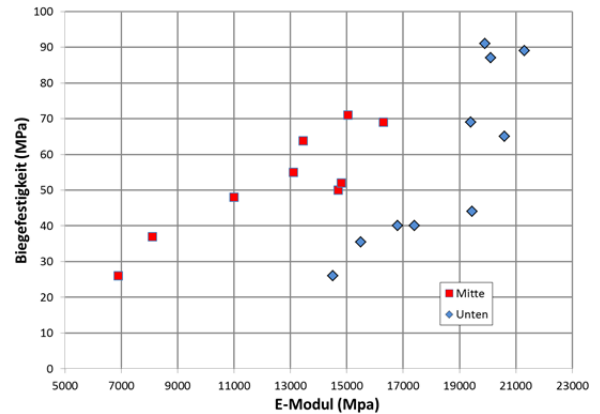


Abb. 1 Korrelation von Biegefestigkeit und E-Modul (gesamte Halmlänge)

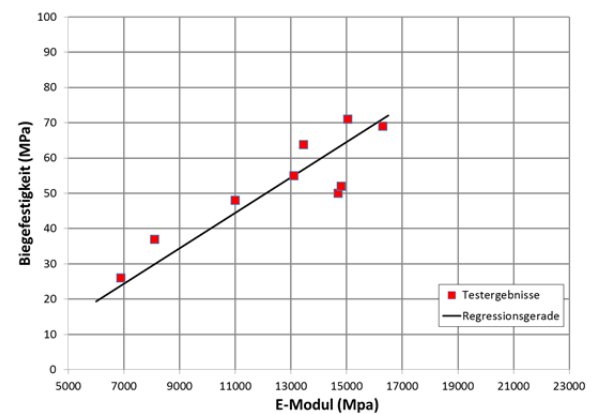


Abb. 2 Korrelation von Biegefestigkeit und E-Modul (mittlerer Halmbereich)

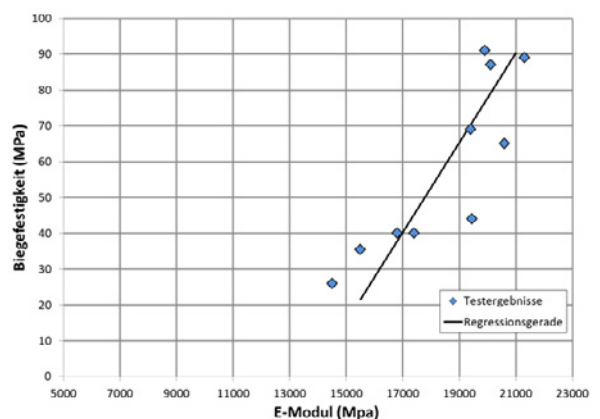


Abb. 3 Korrelation von Biegefestigkeit und E-Modul (unterer Halmbereich)



### 4.3 Korrelation von Druckfestigkeit und Dichte

Uribe und Duran [20] haben im Jahre 2002 mit 90 mm bis 3.000 mm langen *Guadua Angustifolia* Kunth Bambusrohren 45 Druckversuche durchgeführt und Verformung, Bruchlast, Fehlerarten, Abmessungen, Feuchtigkeitsgehalt und Dichte aufgezeichnet. Dabei hielten sie sich bei der Durchführung der Tests an den Entwurf der ISO 22157, was die Ergebnisse der Tests relativ gut verwertbar macht. Die Daten wurden ebenfalls erneut analysiert, um herauszufinden, ob es eine erkennbare Korrelation zwischen Druckfestigkeit, E-Modul (Druck), Dichte und dem Feuchtigkeitsgehalt gibt. Es wurden nur 30 Proben für diese Untersuchung herangezogen. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst. Hier wird ersichtlich, dass die Korrelation zwischen dem Elastizitätsmodul und der Druckspannung überraschend gering war.

Tab. 5 Korrelation von Druckspannung und Dichte [17]

Variable	Funktion der Regressionsgeraden	Lineares Bestimmtheitsmaß
E-Modul <sub>Druck</sub>		$r^2 = 0,063$
$\rho$	$\sigma_{\max, \text{Druck}} = 13,38 + 0,0499 * \rho$	$r^2 = 0,45$
$\rho$ und MC	$\sigma_{\max, \text{Druck}} = 46,72 + 0,0439 * \rho - 1,699 * MC$	$r^2 = 0,55$

$\sigma_{\max, \text{Druck}}$  = Maximale Druckspannung bei Belastung parallel zur Faser;  $\rho$  = Dichte; MC = Feuchtigkeitsgehalt < 18%

### 4.4 Zusammenfassung Materialeigenschaften

In den vergangenen Jahren wurden viele Testreihen und Untersuchungen mit Bambus mit unterschiedlichen Zielen und Ergebnissen durchgeführt, die eine Tendenz zeigen, dass die Anlehnung der Prozessabläufe an die Festigkeitsbestimmung von Holz in vielen Bereichen sinnvoll ist. Jedoch sind grundsätzliche Anpassungen des Bestimmungsprozesses notwendig, um den spezifischen biologischen und strukturellen Eigenschaften des Bambus gerecht zu werden. Um verlässliche Bemessungswerte zu erhalten und die Belastbarkeit des Baustoffs Bambus optimal nutzen zu können, bedarf es einer teilweisen Umorientierung bei den Prozessabläufen für die Bestimmung der Festigkeitswerte sowie einer Anpassung der grundsätzlichen Gruppierung in Festig-

keitsklassen. Hierbei spielen teilweise andere Faktoren als beim Holz eine Rolle, die letztendlich prozessbestimmend sein können. Wie bereits im Jahre 1993 bei Untersuchungen im Rahmen der Doktorarbeit von Oscar Antonio Arce-Villalobos [11] festgestellt wurde, sind die Materialeigenschaften von Bambus nicht, wie die von Holz, einer biologischen Art zuzuordnen, sondern hängen viel stärker von der geographischen Herkunft des Bambus und des Alters der Pflanzen ab.

Obwohl einige Grundsätze für die visuelle Festigkeitssortierung in den vorhandenen Standards enthalten sind, ist es unklar, wie präzise und wirksam diese Prozesse in die Realität umsetzbar sind. Aufgrund des derzeitigen Stands der Technik für die Bestimmung der Materialeigenschaften von Bambus scheint eine zufallsgenerierte Zerstörungsprüfung von Bambusproben innerhalb einer Charge als zuverlässigstes Verfahren, um die Festigkeiten zu bestimmen. Um eine angemessene statische Bemessung sicherzustellen, können gemäß der ISO 22156 zwei Sicherheitskonzepten herangezogen werden. Es besteht gemäß der Norm die Möglichkeit, nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept mit entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten, oder nach zulässigen Beanspruchungen zu bemessen. Für beide Konzepte sieht die Norm vor, aus der statistischen Verteilung der Testergebnisse charakteristischen Festigkeiten zu ermitteln und dann entsprechenden Sicherheitsfaktoren zur Risikoabdeckung zu beaufschlagen. Beide Konzepte liegen dann bei der Bemessung der Konstruktionselemente bei einer maximalen Auslastung von einem Siebtel der durchschnittlichen Bruchfestigkeit der Testergebnisse. Mit diesem Ansatz liegt man stark auf der sicheren Seite, was jedoch bei einer derartig unsicheren Situation erforderlich ist. Ein sichereres und effektiveres Bemessungsverfahren wäre absolut wünschenswert und möglich, wenn eine Festigkeitssortierung und bestenfalls eine maschinelle Sortierung in die Verfahrenskette implementiert werden könnte. Mit einem ausgereiften Verfahren wäre dann auch ein geringerer Sicherheitsabstand zur Bruchlast, ohne erhöhtem Versagensrisiko denkbar, und somit eine bessere Ausnutzung der Festigkeiten von Bambus möglich.

## 5 Bemessungskonzept am Beispiel der NSR-10

Im Jahre 2010 wurde in Kolumbien der Standard NSR-10 eingeführt, der derzeit die am weitesten entwickelte Norm für die konstruktive Verwendung von Bambus als Baumaterial darstellt. Dieser Standard dient grundsätzlich zur Bemessung erdbebenresistenter Bauten und bezieht sich im Kapitel G explizit auf das Bauen mit Bambus. Der Standard basiert inhaltlich auf den Erkenntnissen der vorgenannten Standards NSR-98 und ISO 22156 sowie unzähliger Forschungsarbeiten zum Bauen mit Bambus. Für die Anwendung der NSR-10 wird vorausgesetzt, dass die Normen NTC-5300 „Ernte und Nachernte von Bambus“, NTC-5301 „Konservierung und Trocknung von Bambus“, NTC-5525 „Testmethoden zur Herleitung physikalischer und mechanischer Eigenschaften von Bambus“ sowie NTC-5407 „Bambusverbindungen“ zugrunde gelegt werden. Das Kapitel G der NSR-10 bezieht sich ausschließlich auf die Bambusart *Guaia Angustifolia* Kunth und gilt für gewerbliche, industrielle, private und für Lehrzwecke konzipierte Gebäude mit einer maximalen Höhe von zwei Stockwerken. Entsprechend der Norm sollen nur 4 bis 6 Jahre alte Bambusrohre verwendet werden, was nicht ganz mit anderen Untersuchungen korreliert, bei denen ein optimales Erntealter von 2 - 3 Jahren festgestellt wurde und ein messbarer Nachlass der Festigkeitswerte ab einem Bambusalter von 5 Jahren festgestellt wurde [32]. Der Standard sieht eine Vorsortierung des Bambus vor. Eine Klassifizierung soll durch visuelle Prüfung auf erkennbare Unregelmäßigkeiten erfolgen (G.12.3.2), sowie durch Bestimmung der mechanischen Eigenschaften (G.12.3.4). Die mechanischen Eigenschaften werden hierbei nach den Vorgaben der NTC-5525 bestimmt und nach der jeweiligen Widerstandsfähigkeit des Bambus gegen Druck parallel zur Faser, Abscheren, Biegung, Zug und E-Modul klassifiziert.

Anders als in der ISO 22156 werden in der NSR-10 im Kapitel B.2.3.1 auch Angaben zu den zu betrachtenden Lastfällen und Lastfallkombinationen gemacht. Des Weiteren werden neben den maximal zulässigen Spannungen (G.12.7.3) für den Tragsicherheitsnachweis auch Begrenzungen der maximal zulässigen Verformungen (G.12.8.9) für den Ge-

brauchstauglichkeitsnachweis vorgegeben. Zudem wird verlangt, dass nicht nur Einwirkungen aus Lastfällen auf das Gebäude berücksichtigt werden, sondern auch Lastfälle während der Bauphase berücksichtigt werden (G.12.6.1.3). Bei der statischen Berechnung dürfen die einzelnen Elemente der Konstruktion als homogen und linear angenommen werden, obwohl dies bei einem natürlichen Baustoff nicht der Fall ist. Diese Vereinfachung der Bemessung wird in den Sicherheitsfaktoren mitberücksichtigt, um Risiken durch Materialunregelmäßigkeiten auszuschließen.

### 5.1 Zulässige Spannungen

Das Bemessungskonzept der NSR-10 beruht auf dem globalen Sicherheitskonzept, obwohl dieses Konzept in internationalen Normen und Vorschriften in den letzten Jahren weitestgehend durch ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept ersetzt wurde. Bei der Bemessung nach einem globalen Sicherheitskonzept erfolgt der statische Nachweis über die Unterschreitung der zulässigen Spannungen. Als zulässige Spannungen werden in der NSR-10 folgende Werte für einen Wassergehalt von 12 % angegeben:

Tab. 6 Zulässige Spannungen  $F_i$  [MPa] gemäß NSR-10, Tab. G.12.7-1 [4]

$F_b$	$F_t$	$F_c$	$F_p$	$F_v$
Biegung	Zug	Druck    Faser	Druck $\perp$ Faser	Schub
15	18	14	1,4	1,2

Die in der Tabelle angegebenen zulässigen Spannungen beruhen auf charakteristischen Werten, die nach einer statistischen Verteilung aufgrund von Versuchsreihen gemäß der Vorgehensweisen der NTC 5525 ermittelt wurden. Sollten für die Bestimmungen der Materialeigenschaften des zu verwendenden Bambus projektbezogene Testreihen durchgeführt werden, müssen diese auch entsprechend der NTC 5525 durchgeführt werden. Die zulässigen Spannungen lassen sich nach der Berechnung des 5 %-Fraktilwertes  $f_{0,051}$  nach den folgenden Formeln errechnen:

$$f_{ki} = f_{0,05i} \left[ 1 - \frac{2,7 \frac{s}{m}}{\sqrt{n}} \right]$$

- $f_{ki}$  charakteristischer Wert für die jeweilige Beanspruchung i [MPa]
- $f_{0,05i}$  5%-Fraktilewerte der Testergebnisse der jeweiligen Beanspruchung i [MPa]
- s Standardabweichung der Testergebnisse
- m Mittelwert der Testergebnisse
- n Anzahl der Testreihen (mindestens 20)
- i Subindex für die jeweilige Beanspruchungsart

$$F_i = \frac{FC}{F_s \cdot FDC} \cdot f_{ki}$$

- $F_i$  zulässige Spannung für die jeweilige Beanspruchung i [MPa]
- $F_s$  Sicherheitsfaktor
- FC Reduktionsfaktor für nicht-labormäßige Durchführung von Testreihen
- FDC Belastungsdauer
- $f_{ki}$  charakteristischer Wert für die jeweilige Spannung der Beanspruchung i [MPa]
- i Subindex für die jeweilige Beanspruchungsart

Die Reduktions- und Sicherheitsfaktoren FC,  $F_s$  und FDC sind, abhängig von den Belastungsarten für Standardsituationen in der NSR-10, in nachfolgender Tabelle vorgegeben.

Tab. 7 Reduktions- und Sicherheitsfaktoren FC,  $F_s$ , FDC gemäß NSR-10, Tab. G.12.7-3 [4]

Faktor	Biegung	Zug	Druck	Druck ⊥	Schub
FC	-	0,5	-	-	0,6
$F_s$	2,0	2,0	1,5	1,8	1,8
FDC	1,5	1,5	1,2	1,2	1,1

Für beispielsweise eine Belastung durch Zug wird entsprechend dieser Sicherheitsfaktoren nur ein Sechstel der charakteristischen Zugspannung als zulässige Zugspannung zugelassen. Weitere Beiwerte zum Beispiel für die Berücksichtigung der Halmzone, der Nodien, von Rissen, des Wassergehaltes, der Belastungsdauer, der Schlankheit oder andere Mo-

difikationsbedingungen, die die zulässige Beanspruchung der Konstruktionselemente beeinflussen [4], werden zusätzlich noch gemäß Kapitel G.12.7.5 berücksichtigt und reduzieren noch einmal die zulässige Spannung. Die tatsächlich zulässige Spannung  $F'_i$  wird dann aus der zulässigen Spannung  $F_i$  durch die Multiplikation mit den relevanten Faktoren nach der folgenden Vorgehensweise berechnet.

$$F'_i = F_i \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_r \cdot C_p \cdot C_C$$

- $F_i$  zulässige Spannung für die jeweilige Beanspruchung i [MPa]
- $C_D$  Faktor für die Dauer der Belastungseinwirkung (für 10 Jahre gilt  $C_D = 1,0$ ; Bestimmung des Faktors mit Tab. G.12.7-4 [4])
- $C_m$  Faktor für Wassergehalt (für WC = 12% gilt  $C_m = 1,0$ ; Bestimmung des Faktors mit Tab. G.12.7-5 [4])
- $C_t$  Faktor für Temperatur (für  $T \leq 37^\circ\text{C}$  gilt  $C_t = 1,0$ ; Bestimmung des Faktors mit Tab. G.12.7-6 [4])
- $C_L$  Faktor für Stabilität bei Trägern aus mehreren Rohren (für  $d/b = 1,0$  gilt  $C_L = 1,0$ ; Bestimmung des Faktors mit Tab. G.12.8-5 [4])
- $C_F$  Formfaktor (keine Angaben in der Norm)
- $C_r$  Lastverteilungsfaktor ( $C_r = 1,1$  bei gleichmäßiger Flächenlastverteilung auf mindestens 4 gleich steife Pfetten mit maximal 0,6 m Abstand)
- $C_p$  Faktor für Stabilität von Stützen (keine Angaben in der Norm)
- $C_C$  Faktor für kurze Elemente (für Halm länge/Halmdurchmesser > 15 gilt  $C_C = 1,0$ ; Bestimmung des Faktors mit Tab. G.12.8-3 [4])

In der NSR-10 sind jedoch nicht für alle Faktoren genaue Berechnungsgrundlagen oder Tabellen zur Bestimmung der Faktoren angegeben, was für den Tragwerksplaner eine gewisse Freiheit und Unsicherheit bei der Bestimmung der Faktoren und der tatsächlich zulässigen Spannungen bedeutet. Der Tragwerksplaner muss an diesem Punkt genügend einschlägige Erfahrung mit dem Konstruktionsstoff Bambus haben, um die jeweiligen Faktoren fachgerecht bestimmen zu können.

## 5.2 Verformungen

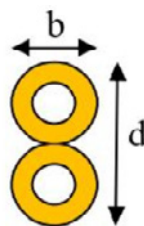
Im Kapitel G.12.8.9. der NSR-10 werden die Anforderungen und Begrenzungen für die maximal zulässigen Verformungen definiert. Maximal zulässige Verformungen werden in diesem Standard abhängig von verschiedenen Belastungsarten sowie für verschiedene Gebäudeteile in Tabelle G.12.8-2 angegeben. Um die Verformung für einzelne Bauteile zu berechnen, soll grundsätzlich das aus den Materialtestergebnissen ermittelte durchschnittliche E-Modul herangezogen werden. Für die Berechnung der Verformung dürfen die allgemeinen Formeln der Elastizitätstheorie angewendet werden.

## 5.3 Biegefestigkeit

Die Biegesteifigkeit von Bambus lässt sich nach der gleichen Vorgehensweise wie bei anderen elastischen Konstruktionsmaterialien bemessen. Dies ist möglich, weil Bambus ein flexibler und torsionssteifer Baustoff ist und, wie bereits festgestellt wurde, eine relativ hohe Korrelation von Festigkeit und Biegesteifigkeit hat. Allerdings muss grundsätzlich beachtet werden, dass bei Bambus-Verbindungstechniken das Reduzieren des Querschnittes durch Bohrlöcher meist unvermeidbar ist. Bohrlöcher in biegebeanspruchten Bauteilen reduzieren die Tragkraft und erhöhen die Verformung. Die NSR-10 gibt hierfür einige Beschränkungen für die Ausführung der Bohrungen im Kapitel G.12.8.6. vor. Für den Nachweis der Einhaltung der zulässigen Biegespannung kann der in der Tabelle G.12.7-1 angegebene Wert herangezogen werden, oder die tatsächlich zulässige Spannung  $F'_i$  unter Berücksichtigung der relevanten Abminderungsfaktoren berechnet werden. Für die Berechnung der tatsächlich zulässigen Spannung  $F'_i$  muss bei biegebeanspruchten Bambusträgern auch eine laterale Kippsicherheit berücksichtigt werden, weil oftmals Biegeträger aus mehreren parallelliegenden Bambusrohren zusammengesetzt sind. Neben der Kippsicherheit bei Trägern aus mehreren parallel liegenden Bambusrohren ist auch die an den Auflagern entstehende hohe Scherkraft kritisch zu beachten, da bei übereinanderliegenden Rohren keine gleichmäßige Verteilung der Kräfte zwischen den einzelnen Rohren erfolgen kann. Konstruktionsbedingt erhalten die Bambusrohre, die direkt auf dem Auflager aufliegen, höhere

Querkräfte als darüber liegende Rohre, weshalb die zulässige Spannung des Trägers aus mehreren Rohren entsprechend abgemindert werden muss. Diese Abminderung erfolgt über den Abminderungsfaktor  $C_L$ , der sich abhängig vom Verhältnis zwischen Höhe ( $d$ ) und Breite ( $b$ ) des aus mehreren Rohren bestehenden Trägers bestimmen lässt. Tabelle G.12.8-5 der NSR-10 gibt Werte für den Abminderungsfaktor  $C_L$  an.

Tab. 8 Abminderungsfaktor  $C_L$  in Abhängigkeit von  $d/b$  gemäß NSR-10, Tab. G.12.8-5 [4]

	$d/b$	$C_L$
	1	1
	2	0,98
	3	0,95
	4	0,91
	5	0,87

Der Nachweis des zulässigen Biegemomentes erfolgt über die tatsächlich zulässige Biegespannung  $F'_b$ , die, unter Berücksichtigung der relevanten Faktoren  $C_i$ , wie zuvor beschrieben, ermittelt werden kann.

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F'_b$$

$f_b$	im Träger vorhandene Biegespannung [MPa]
$M$	maximales Biegemoment im Träger [Nmm]
$S$	Widerstandsmoment des Trägerquerschnittes [mm <sup>3</sup> ]
$F'_b$	tatsächlich zulässige Biegespannung unter Berücksichtigung der relevanten Faktoren $C_i$ [MPa]

## 5.4 Schubfestigkeit

Für den Nachweis der Schubfestigkeit muss gewährleistet sein, dass die auftretende Schubkraft  $f_v$  nicht die tatsächlich zulässige Schubkraft  $F'_v$  überschreitet. Die zulässige Schubkraft  $F'_v$  ist in der NSR-10 in Tabelle G.12.7.1 angegeben und muss noch mit den relevanten Faktoren  $C_i$  multipliziert werden, um  $F'_v$  zu erhalten.

$$f_v = \frac{2V}{3A} \left( \frac{3D_e^2 - 4D_e t + 4t^2}{D_e^2 - 2D_e t + 2t^2} \right) \leq F'_v$$

$f_v$	Schubspannung parallel zur Faser [MPa]
$A$	Querschnittsfläche des Bambusrohres [mm <sup>2</sup> ]
$D_e$	äußerer Durchmesser des Bambusrohres [mm]
$t$	Wanddicke des Bambusrohres [mm]
$F'_v$	tatsächlich zulässige Schubspannung [MPa]
$V$	maximale Querkraft [N]

$$\lambda = \frac{l_e}{r}$$

$$l_e = l_u \cdot k$$

$l_e$	effektive Länge [mm]
$r$	Trägheitsradius [mm]
$l_u$	Abstand zwischen den Auflagerpunkten [mm]
$k$	Faktor für die Auflagerbedingungen ( $k = 1$ für gelenkige Lagerung; $k = 2,1$ für Einspannung)

### 5.5 Normalkraft

Für den Nachweis der Zugkräfte in einem Bambusrohr muss gewährleistet sein, dass die tatsächliche Zugkraft  $f_t$  nicht die tatsächlich zulässige Zugkraft  $F'_t$  überschreitet. Die zulässige Zugkraft  $F_t$  ist in der NSR-10 in Tabelle G.12.7.1 angegeben und muss noch mit den relevanten Faktoren  $C_i$  multipliziert werden, um  $F'_t$  zu erhalten. Der Nachweis gilt nur für rein zugbelastete Bambusrohre und nicht für Rohre die auch eine Biegebeanspruchung erfahren. Der Nachweis erfolgt dann für reine Zugbeanspruchung nach folgender Formel:

$$f_t = \frac{T}{A_n} \leq F'_t$$

$f_t$	tatsächliche Zugspannung [MPa]
$T$	maximale Zugkraft in Richtung der Längsachse [N]
$F'_t$	tatsächlich zulässige Zugspannung unter Berücksichtigung der relevanten Faktoren $C_i$ [MPa]
$A_n$	Netto-Querschnittsfläche des Konstruktionselementes [mm <sup>2</sup> ]

Bei druckbelasteten Elementen muss ein mögliches Knicken des Elements mitberücksichtigt werden. Die NSR-10 teilt die Druckelemente anhand eines Knickbeiwertes  $\lambda$  in drei Kategorien ein, für die der Nachweis auf unterschiedliche Weise geführt wird. Der Knickbeiwert  $\lambda$  bestimmt über das Verhältnis der effektiven Länge  $l_e$  zum Trägheitsradius  $r$  letztendlich die Schlankheit des Druckelementes.

### 5.6 Normalkraft und Biegung

Für die gleichzeitige Belastung eines Bauteils mit Normalkraft und Biegebeanspruchung muss für den Spannungsnachweis ebenfalls zwischen einer Druck- oder Zugbelastung unterschieden werden. Bei einer Zugbeanspruchung mit gleichzeitiger Biegebeanspruchung reicht eine einfache Addition der beiden Anteile der Spannungsauslastung aus, um nachzuweisen, dass die gesamte Belastungskapazität des Bauteils nicht überschritten wird. Bei einer gleichzeitigen Belastung des Bauteils mit Druck und Biegung muss auch das Knickverhalten des Bauteils mit berücksichtigt werden. Die NSR-10 sieht hierfür vor, dass die vorhandene Biegespannung  $f_b$  mit einem Vergrößerungsfaktor  $k_m$  multipliziert wird, um der möglichen Knickgefahr Rechnung zu tragen. Der Vergrößerungsfaktor errechnet sich über das Verhältnis der tatsächlichen Drucklast zur kritischen Last, der Knicklast. Die Knicklast wird mit der sogenannten Euler-Formel errechnet. Als Voraussetzung für die Anwendung der Euler-Formel gilt jedoch die Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes, eine ideal gerade Stabachse, ideal mittiger Lastangriff und die Homogenität und Isotropität des Konstruktionsstoffes. Nachdem dies beim Bambus nicht gewährleistet ist, wird das Verhältnis der vorhandenen Drucklast zur kritischen Last mit einem Sicherheitsfaktor von 1,5 multipliziert und geht somit in den Vergrößerungsfaktor  $k_m$  ein. Der Nachweis erfolgt für kombinierte Belastung aus Zug und Biegung mit folgender Formel:

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b} \leq 1,0$$



$f_t$	Zugspannung [MPa]
$F'_t$	tatsächlich zulässige Zugspannung unter Berücksichtigung der relevanten Faktoren $C_i$ [MPa]
$f_b$	Biegespannung [MPa]
$F'_b$	tatsächlich zulässige Biegespannung unter Berücksichtigung der relevanten Faktoren $C_i$ [MPa]

$E_{0,05}$	Elastizitäts-Modul (5%-Quantilwert) [N/mm <sup>2</sup> ]
$l_e$	effektive Länge [mm]
$I$	Trägheitsmoment [mm <sup>4</sup> ]

## 6 VOM HALM ZUM TRAGWERK - Bambuspavillon EXPO Shanghai 2010

Der Nachweis erfolgt für kombinierte Belastung aus Druck und Biegung mit folgenden Formeln:

$$\frac{f_c}{F'_c} + \frac{k_m \cdot f_b}{F'_b} \leq 1,0$$

$f_c$	Druckspannung [MPa]
$F'_c$	tatsächlich zulässige Druckspannung unter Berücksichtigung der relevanten Faktoren $C_i$ [MPa]
$f_b$	Biegespannung [MPa]
$F'_b$	tatsächlich zulässige Biegespannung unter Berücksichtigung der relevanten Faktoren $C_i$ [MPa]
$k_m$	Momenten-Vergrößerungsfaktor

$$k_m = \frac{1}{1 - 1,5 \cdot (N_a / N_{er})}$$

$N_a$	tatsächliche Druckkraft [N]
$N_{er}$	kritische Euler-Knicklast [N]

$$N_{er} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I}{l_e^2}$$

Das deutsch-chinesische Haus, welches das Goethe-Institut auf der EXPO 2010 in Shanghai unter dem Motto „Deutschland und China – Gemeinsam in Bewegung“ repräsentierte, sollte nicht nur Ausstellungsfläche bieten und das Themenspiel „Nachhaltige Urbanisation“ beherbergen, sondern auch für Konferenzen eingerichtet und zudem variabel beispielbar sein. Um diese Anforderung mit der zugewiesenen Grundfläche auf dem EXPO-Gelände übereinzubringen, wurde ein zweigeschossiges Gebäude, ein Pavillon mit einem innen frei begehbaren Obergeschoss, konzipiert. Das Design des Pavillons beinhaltet Stilelemente und Hightech aus beiden Kulturen. Dach, Fassaden und Innenraumstützen sind wie Bambusfächer oder Schirme analog zu Papierfalt-Techniken entworfen. Das Obergeschoss in vier Metern Höhe ist über eine Stahltrappe mit geflochtener Tragsäule erreichbar. Hier befindet sich ein 80 Quadratmeter großer Lounge-Konferenzraum. Die Einrichtung besteht aus eigens entworfenen Bambusmöbeln. An beiden Enden des Baukörpers ergibt sich ein Freiraum mit einer Deckenhöhe von acht Metern.



Abb. 4 Ansicht des Pavillons „Deutsch-chinesisches Haus“

## 6.1 DIE ENTWICKLUNG: Vom Prinzip zum Detail

Die klaren gestalterischen und architektonischen Vorgaben in Bezug auf Formensprache und Materialität stellten hohe Anforderungen an die statisch-konstruktiven Lösungen, die in einem iterativen tragwerksplanerischen Prozess optimiert wurden. Die angedachte Zwischenebene mit dem Naturmaterial Bambus in Form von Naturrohren und den bis dato bewährten einfachen Stahl-Verbindungselementen zu konstruieren, erschien nur schwerlich umsetzbar. Für die statisch-konstruktive Umsetzung des Obergeschosses wurde die Idee eines Tragsystems aus Bambuslaminat, ähnlich dem im klassischen Holzbau etablierten Brettschichtholz (Stäbchenlamellen), verfolgt. Aus dem Bambuslaminat wurden Balkenquerschnitte zu Rahmen zusammengefügt, die parallel hintereinander angeordnet und zueinander schräg gestellt wurden, sodass eine Affinität zur asiatischen Papierfaltarbeiten entsteht. Um für den zweigeschossigen Pavillon die erforderliche Höhe von acht Metern zu erreichen, kamen die imposanten Rohrquerschnitte des Julong-Bambus, einer Riesenbambusart aus der Provinz Yunnan in Südchina, zur Anwendung. Wie die Balkenquerschnitte aus Bambuslaminat für das Zwischengeschoss im Inneren sind auch die tragenden Bambusrohre des räumlichen Stabwerks schräg gestellt; sowohl in Längs- als auch in Querrichtung streben sie V-förmig nach oben auseinander und auf die stählernen Verbindungsknoten unter dem Dach zu, die der filigranen Konstruktion Halt geben. Das Dach des Pavillons besteht aus einer PVC-Membran, die direktes Sonnenlicht abhält, aber bei Tag genügend Licht in das Obergeschoss lässt. Auch die Dachform ist nach dem Vorbild asiatischer Papierkunst wechselweise diagonal gefaltet, zeigt also leicht gekippte V-förmige Segmente, die das Dach stabilisieren und das Wasser zu zwei Seiten abfließen lassen. An den Außenfassaden kommen Elemente aus transparenter EFTE(Ethylen-Tetrafluorethylen)-Folie zum Einsatz, die im Verein mit den rhythmisch gleichmäßig schräg stehenden Bambusrohren kristalline Formen suggerieren.

Zur Wiederverwendbarkeit ist der Bau zerlegbar konstruiert und detailliert, sodass er an anderer Stelle wieder errichtet werden kann. Die eingesetzten Materialien und Bauteile wurden weitest-

gehend vor Ort oder im Land beschafft und gefertigt. Das dominierende Material Bambus wurde für alle wesentlichen Tragwerkselemente des Pavillons gewählt. So bilden Bambusrohre mit Durchmesser zwischen 15 und 22 Zentimetern die Stabwerkskonstruktion des Haupttragwerks, Bambus-Schichtbalken die Tragelemente für Fassade und innere Zwischenebene. Besonders aufmerksam mussten die Verbindungselemente des Bambusstabwerks konzipiert werden, um die unterschiedlichen Anforderungen aus Design, Tragfähigkeit, Funktionalität, Montagefähigkeit und Justagemöglichkeit optimal erfüllen zu können. Für die Verbindung der schräg vom Fundament nach oben gehenden Bambusstützen mit den liegenden Bambusstäben der Dachebene wurden tellerförmige Stahlknoten entwickelt, die den Anschluss von bis zu drei Stützen und sieben Stäben erlauben.



Abb. 5 Innenansicht des Pavillons

## 6.2 DIE LÖSUNG: Von der Theorie in die Praxis

Die konstruktiven Konzepte wurden sukzessive in ein 3D CAD-Modell überführt, wobei die anstehenden Herausforderungen, z.B. die komplexe Geometrie der Verbindungsstellen, die Durchdringungen und die Kollisionsbereiche schnell ersichtlich wurden. Das für den Pavillon angewandte Material Bambus stellt keinen bauaufsichtlich geregelten Baustoff nach unserem nationalen und europäischen Verständnis dar. Es gibt keine spezifisch abgesicherten Materialkennwerte und Bemessungsregeln oder normative Grundlagen; weiterhin existieren keine Angaben zur Tragfähigkeit der Verbindung an den Knoten. Zur Ermittlung der für die statische Berechnung notwendigen Materialkennwerte und Tragfähigkeitsangaben wurde deshalb ein umfangreiches Versuchsprogramm in Anlehnung an europäische Prüf- und Bemessungsnormen erarbeitet. Für das Bambusmaterial selbst und die daraus hergestellten Schichtbalken wurden die richtungsabhängigen Zug- und Druckfestigkeiten, die Biegefestigkeit sowie die entsprechenden Elastizitätsmoduln ermittelt. Darüber hinaus wurden Pullout-Versuche durchgeführt, um die Tragfähigkeit der speziellen Verbindung – der mittels Spezialbetonmischung in die Bambusrohre eingelassenen Stahlteile – zu eruiieren. Neben der stetigen Verfeinerung der Tragstruktur, der Entwicklung und Ausarbeitung der Details, musste somit auch in kürzester Zeit ein umfassender Prüfplan für Werkstoff- und Bauteiltests aufgestellt werden. Die Tongji-Universität Shanghai war neben der Durchführung der Material- und Bauteiltests auch für die Prüfung aller statischen Berechnungen und Konstruktionsdetails zuständig.



Abb. 6 Materialtest an Bambus-Schichtbalken



Abb. 7 Materialtest an Bambus-Rohren

Ein besonderes Augenmerk musste auf die Verbindungstechnik gelegt werden. Ziel war es dabei, die Lastaufnahmefähigkeit der aus den Knotenpunkten in die einzelnen Bambusrohre einzuleitenden Zug- oder Druckkräfte im Vergleich zu dem bislang zur Anwendung kommenden Bambus-Verbindungstechniken deutlich zu verbessern. Dabei sollte das äußere Erscheinungsbild der Bambusrohre nicht oder nur wenig beeinträchtigt werden. Vorversuche mit Klebstoffen und üblichen Betonen zeigten keine zufriedenstellenden Ergebnisse. Die Wasseraufnahme des Bambus sowie die Schwindeigenschaften des Betons waren hier ursächlich. In Zusammenarbeit mit der Universität Darmstadt wurde hierfür eine Lösung erarbeitet. Letztendlich kam ein speziell entwickelter Beton mit hohem Flugasche-Anteil und geringen Schwind- und Kriechmaßen zum Einsatz in Verbindung mit einer Vorbehandlung Bambusoberfläche. Um die aus dem Dachtragwerk bzw. in den Stützen anfallenden Kräfte bestmöglich in den Bambus einleiten zu können, kommen Stahlverbinder zum Einsatz. Diese werden in die offenen, randliegenden Hohlkammern des Bambus (Internodien) eingebracht, die zuvor mit Frischbeton verfüllt wurden. Um die innerseitigen Oberflächen des Bambusrohrs kraftschlüssig und wasserundurchlässig auszubilden, wurden im Rahmen umfassender Vorversuche verschiedene Epoxid- und Polyurethanharze (PU-Harze) getestet.





Abb. 8 Vorbereitung der Bambusrohre

Die Bambusrohre der Stabwerkskonstruktion wurden im numerischen Berechnungsmodell als Rohrquerschnitt mit ideellen Querschnitts- und Steifigkeitswerten unter Verwendung der versuchsbasierten Kennwerte diskretisiert. Die polygonale Dachstruktur besteht aus dreieckigen Membranflächen, die über diagonal verlaufende Grate gegenseitig geknickt sind, sowie einer Primär-Stahlkonstruktion aus Fachwerksrohrträger in den Systemquerachsen, die untereinander mit Füllstäben verbunden und ausgesteift sind. Sie wurde als hybride Struktur berechnet, um die Interaktion zwischen Membran und Unterkonstruktion erfassen und für einen minimalisierten Materialeinsatz nutzen zu können.

Die transparente Membranfassade aus ETFE-Folie und Bambus-Schichtbalken verläuft zwischen den inneren und äußeren Stützenpaaren jeder Vierer-Stützengruppe und schneidet die Stabwerkskonstruktion in der Dachebene aufgrund der Schrägstellung der Stützen sowie der polygonalen Struktur in den Stabwerksfeldern, weshalb ein direkter Anschluss der Fassade an die Knoten der Hauptstruktur nicht möglich war. Die Fassade konnte daher nur im Fundamentbereich aufgestellt und im Bereich der Dachebene horizontal gehalten werden. Verbindungsflaschen nach außen und Seilabspannungen nach innen zu den nächstgelegenen Knoten der Hauptstruktur gewährleisteten den Lastabtrag sowohl für Winddruck- wie auch für Windsogbeanspruchung und eine ausreichende Stabilisierung der Fassade. Aufgrund der Lagerungsbedingungen der Fassade, welche den Abtrag vertikaler Lasten nur im Fußpunktbereich erlauben, und der Schlankheit der

Profilstäbe sowie der geknickten Ausführung jedes zweiten vertikalen Fassadenprofils sind diese stark stabilitätsgefährdet. Die Sicherstellung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit unter Beibehaltung der limitierten Querschnitte konnte nur durch Reduzierung der maßgebenden Knicklänge realisiert werden. Hierfür wurden Seilverspannungen in den kritischen Fassadenbereichen eingeführt und gefährdete Bereiche durch horizontale Versteifungsrohre stabilisiert.

Die schräg gestellten Rahmen der Zwischenebene wurden dreiteilig aus Bambusschichtholz-Balken hergestellt, die im Rahmeneckbereich biegesteif verbunden wurden. Durch die Schrägstellung der Rahmen senkrecht zur Ebene und die Kopplung im Obergurtbereich der Rahmenriegel tritt im Eckbereich der Rahmen eine biaxiale Momentenbeanspruchung auf, für welche die Riegel-Stützen-Verbindung konstruiert und statisch ausgelegt werden musste. Die Kopplung wurde über eine bereits bei der Herstellung der Bambusschichtholz-Balken berücksichtigte Schlitzblechverbindung realisiert. Als Verbindungsmittel kamen Stabdübel in Kombination mit Bolzen zur Anwendung. Die strengen Auflagen der chinesischen Baubehörde verlangten eine Auslegung der gesamten Tragkonstruktion des Zwischengeschosses auf eine Feuerwiderstandsklasse F60.

### 6.3 DIE UMSETZUNG: Von Hand - nicht vom Band

Einer der wichtigsten Punkte für die Umsetzung der Konstruktion war eine durchgängige und strenge Qualitätskontrolle bei der Materialauswahl und der Fertigung, um sicherzustellen, dass die in die statische Berechnung eingeflossenen Annahmen und Materialkennwerte auch in situ vorlagen. Unter der Vorgabe zulässiger Maßtoleranzen wurde in der Provinz Yunnan der Riesenbambus ausgewählt und geerntet.



Abb. 9 Ernte und Auswahl der Bambusrohre

Aus den geernteten Bambusrohren wurde mit den aufgestellten Qualitätskriterien nochmals eine Endauswahl getroffen. Weniger maßhaltige Stämme wurden für die Herstellung der Laminat-/Schichtträger verwendet. Dazu wurden die Stämme der Länge nach in ca. 15 bis 30 mm breite Streifen geteilt, bearbeitet, gepresst und getrocknet und nach Konditionierung dann miteinander verklebt.



Abb. 10 Bambus-Schichtbalken

Die Einzelquerschnitte der Rahmensysteme für die Zwischenebene wurden in einer Fertigungshalle zusammengefügt und in einer Probemontage auf ihre Maßhaltigkeit hin überprüft.

Die bereits zu Beginn der Planung erlangte Kenntnis zum Zeitdruck und zu den Baustellen-Randbedingungen hatte wesentlichen Einfluss auf die konstruktive Gestaltung der Zwangspunkte der Konstruktion. Diese wurden simpel gehalten und zum Ausgleich der baulichen Toleranzen flexibel und justierbar konstruiert. Das anschließende Aufrichten der Stabwerks-Struktur erfolgte mittels Kran und per Hand vom umlaufend errichteten Gerüst aus. Die Einzelteile der Laminatbalken wurden überwiegend per Hand auf die Baustelle gebracht und zu den Rahmen der Zwischenebene zusammengesetzt. Die Fassadenelemente wurden ebenfalls vormontiert und nach Ausrichtung der Hauptstruktur in die dafür vorgesehenen Verschneidungsbereiche, welche nur sehr geringe Toleranzen aufwiesen, eingesetzt.



Abb. 11 Montage des Primärtragwerkes

Als schwebender Abschluss wurde das Dach des Pavillons montiert. Die filigrane Unterkonstruktion aus seilverspanntem Stahlrohr-Tragwerk wurde punktuell auf die Knoten des Bambus-Stabwerkes aufgesetzt. Die Befestigung der Dachhaut aus PVC-Membrane auf der Stahl-Unterkonstruktion erfolgte mittels Schnürung, da dies die schnellste, kostengünstigste und flexibelste Lösung darstellte.





Abb. 12 Montage des Dachtragwerkes

Die ETFE-Folie für die Fassadenelemente wurde segmentweise vorkonfektioniert und mittels Keder-Profilschienen auf den Bambus-Schichtbalken befestigt. Ein bereichsweiser transluzenter Sonnenschutz sorgte für eine Reduzierung der direkten solaren Einstrahlung und damit der Überhitzung des Innenraumes.



Abb. 13 Ansicht Fassade

## 7 Literatur

[1] Rajput, S.S., Inder Dev und Jain, V.K. (1994). Classification, grading and processing of bamboos for structural and other applications. Wood news, Volume 4 Number 1, Ganesh Publications Pvt Ltd 57, P.O. Bangalore 560 086, Indien

[2] Janssen, J. J. A. (1995). Building with bamboo – a handbook, Practical Action Publishing Ltd, Rugby, UK.

[3] Liese, W; Grover, P. N. (1961). Untersuchung über den Wassergehalt von indischen Bambushalmen. Bericht der Deutschen Botanischen Gesellschaft Nr. 74

[4] Asociacion Colombiana de Ingenieria Sismica (2010). Reglamento Colombiano de construccion sismo resistente NSR-10, Bogotá, D. C., COLOMBIA

[5] Gritsch, C.S., Kleist G., Murphy R.J. (2004). Developmental changes in cell wall structure of phloem fibres of the bamboo *Dendrocalamus*. Ann.Bot. 94: 497-505

[6] Liese, W. (2004). Preservation of a bamboo culm in relation to its structure, Syposio Internacional Guadua, Pereira, Kolumbien

[7] Technical Committee ISO/TC 165 (2004). ISO 22157 Bamboo – Determination of physical and mechanical properties. ISO copyright office, Genf, Schweiz

[8] Technical Committee ISO/TC 165 (2004). ISO 22156 Bamboo – Structural design. ISO copyright office, Genf, Schweiz

[9] ICBO Evaluation Service, Inc. (2000). ACCEPTANCE CRITERIA FOR STRUCTURAL BAMBOO AC162, Whittier, California

[10] Bureau of Indian Standards (2008). Method of testing for bamboo, ICS 79.060.20, Indian Standard, New Delhi

[11] Arce-Villalobos, Oscar Antonio (1993). Fundamentals of the design of bamboo structures. Doktorarbeit, Eindhoven University of Technology, Holland

[12] Johansson, C. J. (2003). Grading of Timber with Respect to Mechanical Properties. In Thelandersson, S. and Larsen, H. J. editors, Timber Eng., Wiley, NJ, USA. 4

[13] Liese, W. (1985). Bamboos – Biology, Silvics, Properties, Utilisation. Schriftreihe der GTZ, Nr. 180, Eschborn

[14] Correal, D; Arbeláez C. (2010). Influenz of age and height position on Colombian GuanuaAngustifolia bamboo mechanical properties, ISSN online 0718-221X

[15] Otto, F. (1985). Bambus – Bamboo – IL 31. Mitteilung des Instituts für leichte Flächentragwerke (IL) der Universität Stuttgart, Stuttgart

[16] Dunkelberg, K. (1978). Bambus als Baustoff – Seine elementar handwerkliche Anwendung an Beispielen aus Südostasien. Dissertation an der TU-München

[17] Third International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies Kyoto, Japan (2013). <http://www.claisse.info/Proceedings.htm>

[18] Janssen, J. J. A. (2000). Designing and Building with Bamboo, Technical Report No. 20, International Network for Bamboo and Rattan, Beijing, People's Republic of China

[19] Sánchez Pineda, J. and Prieto Sánchez, E. (2001). Comportamiento de la guadua angustifolia sometida a flexión. Undergraduate dissertation, Univ. Nacional de Colombia, Bogotá

[20] Uribe Vallejo, M. and Durán Contreras, A. (2002). Estudio de elementos solicitados a compresión armados por tres guadas. Undergraduate dissertation, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá

## 8 Autor

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder

Technische Universität Braunschweig  
Institut für Baukonstruktion und Holzbau (iBHolz)  
Schleinitzstraße 21A  
38106 Braunschweig

Kontakt:  
[m.sieder@tu-braunschweig.de](mailto:m.sieder@tu-braunschweig.de)



# Robuste dauerhafte Holzbrücken – die Möglichkeiten semi- und vollintegraler Bauweisen

Simon Aicher

## Zusammenfassung

Brücken aus Holz haben gänzlich anders als Hochbauwerke aus Holz, die im letzten Jahrzehnt einen enormen Zuwachs erfuhr, bei Baulastträgern heute weit überwiegend kein gutes Image. Und dies, obwohl der Werkstoff in der Öffentlichkeit und bei Fachleuten als nachhaltig, ressourcenschonend, CO<sub>2</sub>-speichernd und somit durchweg als innovativ bewertet wird. Die Ursachen für diese häufige bauwerksspezifische Geringschätzung des Werkstoffs resultieren aus einer Vielzahl von Schäden an Holzbrücken, die aus werkstoffspezifisch völlig unzureichenden konstruktiven Detailausbildungen resultieren. Dem negativen Ansehen von Holzbrücken in Bezug auf deren Dauerhaftigkeit kann und muss eindeutig entgegen gewirkt werden, da Holz für Verwendungen in der Nutzungsklasse 2 einen nachweislich exzellent geeigneten Werkstoff darstellt. Grundvoraussetzung für robuste dauerhafte Holzbrücken ist die Eliminierung einer durch Feuchte- und Erdkontakt bedingten Degradation. Ein diesbezüglich erfolgversprechender (Teil-)Ansatz ist bei Holzbrücken die integrale oder semi-integrale Bauweise, die bei Stahlbeton- und Stahlverbundbrücken seit langem etabliert ist. Bei lager- und fugenlosen integralen Bauwerken sind Schäden im Widerlager- und Übergangsbereich, die bei Holzbrücken häufig sind, weitestgehend ausgeschlossen, womit auch die Robustheit und Schadensresistenz des gesamten Bauwerks deutlich zunimmt.

Im Beitrag werden zunächst grundlegende Definitionen und spezifische Merkmale integraler und semi-integraler Bauweisen, wie aus dem Massivbau bekannt, erläutert. Im Folgenden werden verallgemeinert Auswirkungen der speziellen Bauweisen auf Last- und Zwangsschnittgrößen skizziert. Es werden dann Bauteilver suche an monolithischen biegesteifen Stößen von Verbundbauteilen aus Brettschichtholz mit Stahlbetonfortsätzen erläutert. Abschließend wird über Konzeption, Bau und erste positive Erfahrungen mit einer vollmaßstäblichen, semi-integralen Holz-Stahlbetonbrücke berichtet, die als Prototyp einer neuzeitlichen Holzbrückenkonstruktion auf dem Campus der Universität Stuttgart gebaut wurde.

## 1 Einleitung

Der Baustoff Holz hat speziell im letzten Jahrzehnt eine so kaum voraussehbare zunehmende Verwendung erfahren. Die Tatsache, dass sich Holz oder besser, die hieraus hergestellten verklebungsbasierten Ingenieurholzbau-Produkte wie Brettschichtholz (BSH), Brettsperrholz (BSP), Furnierschichtholz (FSH), keilgezinktes Vollholz (KZV) – neben Stahlbeton und Stahl als gleichwertige, häufig favorisierte Baustoffvarianten etabliert haben, beruht auf mehreren Sachverhalten. Hier sind zum einen die technischen Fortschritte der Produkte BSH, BSP und FSH zu nennen, neue Anschlusstechnologien sowie die Vorteile des im Allgemeinen elementierten, modularen Bauens mit BSP, die seitens der Architekten aufgegriffen wurden, und sodann wesentlich das Attribut der Nachhaltigkeit in Verbindung mit der CO<sub>2</sub>-Speicherung. Die ausgeprägte Hinwendung zur Holzbauweise erstreckt sich, zumindest in Mitteleuropa, nahezu ausschließlich auf den Hochbau. Im Gegensatz hierzu repräsentiert der Baustoff Holz im Brückenbau eine Randerscheinung mit verschwindend geringer Verwendung im Vergleich zu Stahlbeton und dem Verbundbau. So sind in der Bundesrepublik zufolge BMBVS [1] lediglich 0,06% aller Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen in Holz gebaut. In Baden-Württemberg beträgt der Anteil an Holzbrücken in der Baulast des Bundes und des Landes 0,7% [2]. Für Fußgängerbrücken gibt es keine belastbaren Statistiken; die Verhältnisse sollten hier jedoch nur unwesentlich besser sein. Der Grund für die extrem geringe Verwendung von Holz im Brückenbau liegt in der hohen Schadensanfälligkeit, respektive in der überwiegend sehr niedrigen Dauerhaftigkeit von Holzbrücken. Ursächlich hierfür ist jedoch nicht die generelle Ungeeignetheit des Werkstoffes, der sich auch für den Einsatz in der Nutzungsklasse 2 ausdrücklich anbietet, sondern häufige gravierende Fehler bei der konstruktiven Bauwerksauslegung. Hier wird der werkstoffinhärenten Degradation des organischen Baustoffes Holz in Verbindung mit anhaltendem Wassereintritt häufig nur in völlig unzureichender Weise Rechnung getragen. Für den Entwurf und die konstruktive Detailauslegung von robusten, langlebigen Holzbrücken sind zwingend eine Vielzahl von werkstoff-

spezifischen Details zu beachten [3], die in dieser Art bei anderen Baustoffen meist nicht relevant sind.

Eine sehr häufige Schadensstelle von Holzbrücken liegt, wie auch bei Brücken aus anderen Werkstoffen (siehe nachfolgend), im Überbau-Widerlagerübergang [3],[4]. Integrale und semi-integrale Bauweisen, die Fugen- und Lagerschäden weitestgehend ausschließen und die sich im Stahlbeton- und Verbundbau bereits seit langem etabliert haben, bieten auch für Holzbrücken einen grundsätzlich neuen Ansatz, einige wesentliche Schwachstellen in der Brückenauslegung zu beseitigen. Es lässt sich sodann zeigen, dass das Prinzip der (semi-)integralen Brückenbauweise im Falle der Verwendung des Baustoffes Holz werkstoffspezifisch im Vergleich zu Stahlbetontragwerken noch weitere Vorteile aufweist. Im vorliegenden Aufsatz wird versucht, das Potential der integralen Bauweisen als Chance für den Werkstoff Holz im Brückenbau aufzuzeigen.

## 2 Integrale und semi-integrale Brücken

### 2.1 Allgemeines, Stahlbetonbauweisen

Integrale Bauwerke sind zufolge des Entwurfs [5] der RE-ING, Teil XX, Abschn. XX, nachfolgend „Richtlinie Integrale Bauwerke“ genannt, ohne Fugen und Lager ausgeführt. Zuzufolge der Begriffsdefinitionen in [5] ist der Überbau einer integralen Brücke über die gesamte Brückenlänge fugenlos durchlaufend und weder von den Pfeilern noch von den Widerlagern durch Fugen oder Lager getrennt. Alle Bauteile sind monolithisch miteinander verbunden. Die Abb. 1a,b veranschaulichen schematisch die genannten wesentlichen Unterschiede eines üblichen Brückenbauwerkes mit Lagern und Dehnfugen im Widerlager-Übergangs- (ÜKO) sowie einem verschiebliche Pfeiler-Überbauanschluss mit dem rahmenartigen, integralen Tragwerk. Einfeldrige integrale Rahmenbauwerke werden u.a. bedingt durch die starke Beeinflussung durch Zwangsschnittgrößen nach [5] in Abhängigkeit von der Bauweise (Stahlverbund, Stahlbeton, Spannbeton) und Stützweite in vier verschiedene Schwierigkeitsklassen eingeteilt (vgl. Tab. 1). In Abhängigkeit von den Schwierigkeitsklassen sind nach [5] sodann deutlich unterschiedliche



Anforderungen an den Baugrund, respektive die diesbezüglichen geotechnischen Nachweise, zu erfüllen.

Tab. 1: Einteilung von einfeldrigen integralen Brücken-Rahmenbauwerken in Abhängigkeit von der Bauweise und Stützweite nach [5]

Schwierigkeitsklasse	Stahlverbund	Stahlbeton	Spannbeton
1	< 20 m	< 20 m	-
2	20-50 m	20-40 m	< 30 m <sup>1)</sup>
3	50-65 m	40-55 m	30-50 m
4	> 65 m	> 55 m	> 50 m

<sup>1)</sup> Bei Spannbetonfertigteilträgern: < 35 m

Als semi-integrale Bauwerke werden nach [5] solche verstanden, die keine integralen Bauwerke sind und bei denen mindestens in zwei Achsen die Unterbauten monolithisch an den Überbau angeschlossen sind (Abb. 1c). Die Widerlager sind sodann durch Fahrbahnübergänge und Lager vom Überbau getrennt. Bezüglich semi-integraler Bauwerke ist anzumerken, dass hierzu in der Literatur unterschiedliche Definitionen vorherrschen. So werden in den USA und einigen europäischen Ländern als semi-integrale Brückenbauwerke solche bezeichnet, die entweder Lager oder Übergangsfugen aufweisen, jedoch nicht beides [6],[7]. Nach [8],[9] müssen bei semi-integralen Brücken lediglich der Überbau und die Mittelstützung(en) monolithisch, d.h. lager- und fugenlos miteinander verbunden sein; die Forderung nach einer monolithischen Verbindung von Unterbau und Überbau in mindestens zwei Achsen wird hierbei nicht gestellt. Abb. 1d veranschaulicht das Prinzip einer semi-integralen Brücke nach [8],[9]. In Erweiterung der Begriffsfassung semi-integral nach [5] wird hier speziell auch eine Brücke mit einseitig monolithischem Überbau-Widerlageranschluss und in Längsrichtung beweglichem Lager am gegenüberliegenden Brückende als semi-integrale Bauweise verstanden. Diese Definition folgt aus [5] als Grenzfall, bei dem der aus zwei monolithisch angeschlossenen Pfeilerachsen gebildete Rahmen bei sehr kurzer Riegellänge zu einem Widerlager verschmilzt und der gesamte Überbau lediglich einseitig auskragt.

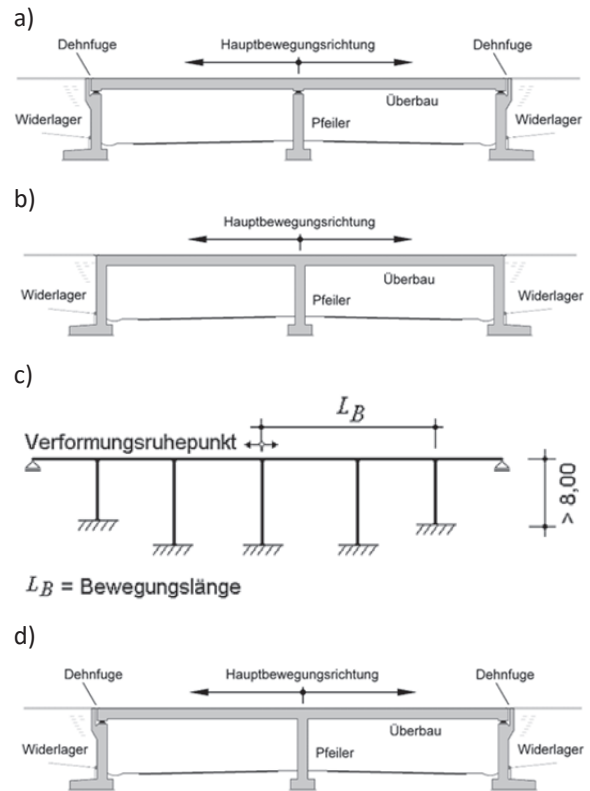


Abb. 1: Schemaskizzen von Brückentypen mit unterschiedlichen Anschlüssen von Überbau, Widerlagern und Pfeilern  
 a) Überbau auf Lagern, ÜKO mit Dehnfugen,  
 b) voll-integrales Bauwerk [11],  
 c) semi-integrales Bauwerk nach [5],[12],  
 d) semi-integrales Bauwerk nach [8],[9]

Bei semi-integralen Bauwerken ist die Schwierigkeitsklasse neben der Bauweise (Stahlverbund, Stahlbeton, Spannbeton) abhängig von der Bewegungslänge vom ideellen Verformungsnulldpunkt bis zur entferntesten monolithisch angeschlossenen Stütze. Da die Zwangsbeanspruchungen bei semi-integralen Bauwerken im Allgemeinen deutlich unkritischer sind, wird bei diesen in Abhängigkeit von der Bewegungslänge  $L_B$  und der Bauweise nur in drei Schwierigkeitsklassen unterschieden [5]. Bezüglich Besonderheiten beim Entwurf semi-integraler Spannbetonbrücken vgl. [10].

Integrale Brückenbauten, die bislang nahezu ausschließlich in Stahlbeton- und Stahlverbundbauweise realisiert wurden, weisen gegenüber üblichen verschieblich gelagerten und fugenbehafteten Brücken eine Reihe von wesentlichen Vorteilen auf.

Der wichtigste Vorteil besteht in der vollständigen Einsparung von Lagern und Übergangskonstruktionen (ÜKOs), die besonders schadensanfällig und unterhaltsaufwändig sind. Für den Bereich des Stahlbetonbaus liegen hierzu genauere Angaben vor. So liegen die Erhaltungskosten der beiden genannten Bauteilgruppen etwa bei 10% der gesamten Erhaltungskosten, während ihr Anteil an den reinen Baukosten gerade 3% beträgt [10]. Des Weiteren gehen von Lagern und Dehnfugen auch Schäden für die Gesamtkonstruktion aus, was in erheblichem Maße auch für Holzbrücken zutrifft [4]. Ein weiterer wesentlicher Vorteil, der aus dem monolithischen Verbund des Überbaus mit den Widerlagern resultiert, sind die infolge der Einspannwirkung deutlich geringeren Schnittgrößen, die schlankere, ästhetischere und kostengünstigere Konstruktionen ermöglichen (vgl. nachfolgend). Integrale Bauwerke sind gesamtheitlich gesehen robuster und weisen infolge der statischen Überbestimmtheit Lastumlagerungsreserven auf. Bezüglich des heutigen Sachstandes zu integralen Brücken vgl. [13],[14],[15]. Jedoch: kein Vorteil, wo nicht auch ein Nachteil. Nachteilig wirken sich bei integralen Bauwerken die aus Temperatur und ungleichmäßiger Stützensenkung resultierenden Zwangsschnittgrößen aus, die in hohem Maße mit den Baugrundgegebenheiten, d.h. der Baugrundsteifigkeit, interagieren. Bei integralen Brücken kommt daher einer realistischen Erfassung und Abbildung der Bodenkennwerte ein gegenüber verschieblich gelagerten Brücken deutlich erhöhter Stellenwert zu, wobei es nicht ausreicht, mit charakteristischen unteren Kennwerten zu arbeiten [5],[11]. Abhängig von der jeweiligen Baugrundsteifigkeit erfahren integrale Bauwerke in der Summe vergleichbare Längsverformungen wie verschieblich gelagerte Brücken. Diese Verschiebungen und Verdrehungen werden über die monolithisch angeschlossenen Widerlager direkt an die Hinterfüllung weitergegeben. Im Jahreswechsel mit positiven und negativen Zwangsschnittgrößen stellen sich somit monotone und zyklische Verformungen der Widerlagerwand ein, die auf die Hinterfüllung einwirken (vgl. Abb. 2).

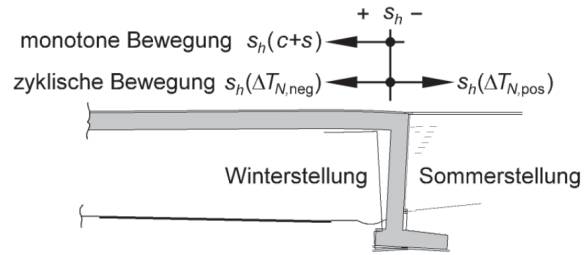


Abb. 2: Widerlagerbewegungen integraler Brücken nach [5]

Neben den Zwangsschnittgrößen infolge Temperatur, Widerlagersenkung bzw. -verdrehung sind bei integralen Brücken insbesondere die Tragwerksverformungen an den Widerlagern zu berücksichtigen, die naheliegender von der Brückenlänge abhängen. Bei kurzen Stahlbetonbrücken mit Gesamtlängen  $< 18$  m ist nach Richtzeichnung (RIZ), Abs. 4, wie in Abb. 3a gezeigt, ein Anschluss des Fahrbahnbelags an die Hinterfüllung ohne besondere Fugenausbildung möglich. Es resultiert aus der Schwerkraft, dass der Dehnweg des Überbauriegels auf  $\leq 10$  mm beschränkt ist. Bei Bauwerkslängen  $\geq 35$  m, bei denen die horizontale Gesamtverschiebung am Brückende bei Ausführung in Stahlbeton  $\leq 20$  mm anzunehmen ist, sollte die Dehnwegüberbrückung zur Hinterfüllung mittels eines konstruktiv bewehrten Auflagerbalkens gemäß Abb. 3b erfolgen. Bei Dehnungen  $> 20$  mm sind die Übergänge durch Schleppplatten-Anbindungen auf einen konsolenartigen Widerlagerwandvorsprung über eine Gleitschicht zu regeln (vgl. Abb. 3c).

Im Falle integraler Holz-Fußgänger- und Radwegbrücken sind infolge der geringen Dehnwege (siehe nachfolgend) die Übergänge zwischen Bauwerk und Hinterfüllung bei Bauwerkslängen bis ca. 20-25 m wie in Abb. 3a ausgeführt ohne besondere Maßnahmen möglich. Bei darüber hinausgehenden Längen bis ca. 40-45 m sollte der Übergang zur Asphalt-schicht mittels konstruktiv bewehrter Auflagerbalken durchgeführt werden.

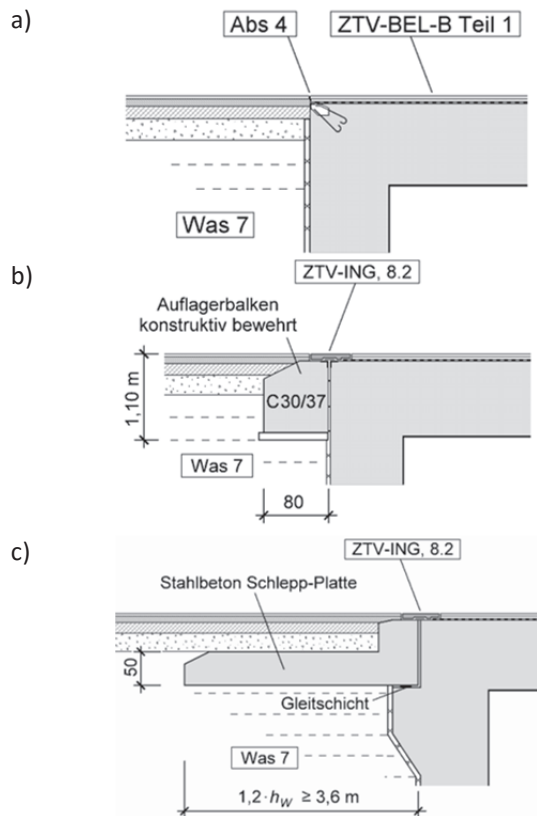


Abb. 3: Übergänge von Widerlagern zu Hinterfüllungsbereich bei integralen Brücken [11]  
 a) ohne besondere Fugenausbildung,  
 b) mit Auflagerbalken,  
 c) mit Schlepp-Platte

## 2.2 Integrale Holzbrücken – Stand der Technik

Der Gedanke einer integralen Holz-Verbundbauweise wurde wahrscheinlich erstmalig bei der Planung und Ausführung von zwei Fuß- und Radwegbrücken (Rokoko- und Bahnhofsbrücke) anlässlich der Landesgartenschau 2014 in Schwäbisch Gmünd aufgegriffen. Die seitens Graf Ingenieure [16] geplanten, weitgehend baugleichen und durch das Unternehmen Schaffitzel + Miebach ausgeführten Holz-Beton-Verbundbrücken repräsentieren sehr spezielle Formen einer integralen Bauweise. Bei dieser resultiert die Rahmentragwirkung im Widerlagerbereich ausschließlich aus der monolithischen, vierzig Zentimeter dicken Stahlbetonplatte, die sich sodann im Feldbereich ab dem Momentennullpunkt auf zwanzig Zentimeter zum ausschließlich druckbeanspruchten Querschnittsbereich verjüngt. Die Biegezugspannungen werden sodann mittels eines mit abgestufter Querschnittsdicke ausgeführten BSH-Verbundbauteils übertragen. Dieses ist mit der

Stahlbetonplatte kraftschlüssig mittels eingeklebter/einbetonierter Bügel und Kerfen verbunden.



Abb. 4: Integrale Stahlbeton-Holzbrücken (Rokoko- und Bahnhofsbrücke) in Schwäbisch Gmünd  
 (Foto: Schaffitzel + Miebach, 2014)

Im Zusammenhang mit dem Forschungsvorhaben [3] legten Knippers-Helbig den in Abb. 5 gezeigten Entwurf einer integralen Holzbrücke für einen Brückenbau in Weinstadt (BW) anlässlich der interkommunalen Gartenschau 2019 vor. Das Bauwerk, das an ausgeführte integrale Stahlbetonbauwerke angelehnt ist, greift in prägnanter Weise den Momentenverlauf des beidseitig eingespannten Stabes auf (vgl. nachfolgend). Ein rechnerischer Nachweis unter Berücksichtigung alternativer Anschlussvarianten wurde in [17] geführt.



Abb. 5: Entwurf einer integralen Holzbrücke (Rendering: Knippers Helbig, 2014)

## 3 Vereinfachte Betrachtungen zu Schnittgrößen

Die Vorteile und Nachteile integraler und semi-integraler Bauweisen im Vergleich zu üblichen Brückenbauwerken mit unbekanntem Längs- und Verdrehungsverformungen an den Widerlagern lassen sich anschaulich an den sehr stark vereinfachten Ersatzmodellen eines voll- bzw. einseitig eingespannten Trägers im Vergleich zu einem verschieblich gelagerten Einfeldträger aufzeigen. Dieser Ver-

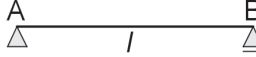
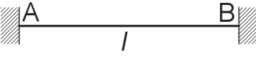
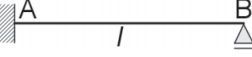
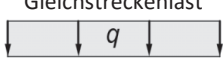
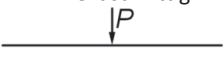
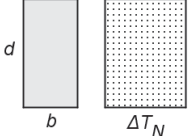
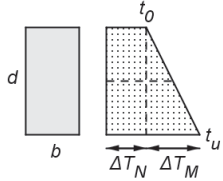
gleich stellt den theoretischen Grenzfall einer unendlich starren Einspannung der Widerlager(stiele) dar, die realiter durch Stielhöhe und endliche Hinterfüllungssteifigkeit nachgiebig ist. Diesen Baugrund- und Stiel-/Riegelsteifigkeits-abhängigen Gegebenheiten ist im jeweiligen Nachweis geeignet Rechnung zu tragen. Aus dem skizzierten Grenzfall der starren Einspannung lassen sich jedoch unmittelbar die folgenden Schlussfolgerungen ziehen:

- Bei integralen einfeldrigen Rahmenbauwerken reduziert sich das Bemessungsmoment auf bis zu 50% des verschieblichen Systems. Bei semi-integralen Bauwerken liegen die Schnittgrößenverringerungen im Lastspannungszustand bei bis zu rd. 30%.
- Im Gegensatz zu verschieblich gelagerten Überbauten treten bei integralen Bauwerken Zwangs-Normalkräfte aus Temperatur- und Feuchteänderungen auf, die sich bei verschieblich gelager-

ten Überbauten ausschließlich in axialen Längsverformungen und hierdurch implizierte Dehnfugenkonsequenzen manifestieren.

- Bei integralen und semi-integralen Bauwerken führen ungleichmäßige Temperatur- und Feuchteänderungen zu Einspannmomenten, die so dann bei semi-integralen Bauwerken deutlich höher ausfallen. Unsymmetrische Stützensenkungen  $\Delta S > \Delta S_B - \Delta S_A$ , die sich bei verschieblich gelagerten Überbauten nicht in Zwangsschnittgrößen auswirken, ergeben bei integralen und semi-integralen Bauwerken erhebliche Stütz-momente. Dies unterstreicht die bereits oben erwähnte deutlich größere Relevanz sehr zutreffender Baugrundkennwerte und eingehender grundbaumechanischer Nachweise, deren Bedeutung mit zunehmender Überbaulänge deutlich zunimmt.

Tab. 2: Schnittgrößen und Verformungen für typische Last- und Zwangseinwirkungen bei Einfeldsystemen mit unterschiedlichen Lagerungen

Lastfall	A  B	A  B	A  B
 Gleichstreckenlast $q$	$M_{max} = \frac{q l^2}{8}$	$M_{A,B} = -\frac{q l^2}{12}$ $M_{max} = \frac{q l^2}{24}$	$M_A = -\frac{q l^2}{8}$ $M_{max} = \frac{q l^2}{14,2}$
 Einzellast mittig $P$	$M_{max} = \frac{P l}{4}$	$M_{A,B} = -\frac{P l}{8}$ $M_{max} = \frac{P l}{8}$	$M_A = \frac{P l}{5,3}$ $M_{max} = \frac{P l}{6,4}$
Gleichmäßige Temperaturänderung über Querschnittshöhe  $d$ , $b$ , $\Delta T_N$	$M_{max} = 0$ $\Delta l_{max} = \alpha_T \Delta T_N l$	$M_{A,B} = 0$ $N_{A,B} = \alpha_T \Delta T_N EA$ $\Delta l_{A,B} = 0$	$M_A = 0$ $N_A = 0$
Ungleichmäßige Temperaturänderung über Querschnittshöhe  $d$ , $b$ , $t_o$ , $t_u$ , $\Delta T_N$ , $\Delta T_M$	$M_{max} = 0$	$M_{A,B} = -\alpha_T \Delta T_M \frac{EI}{d}$	$M_A = -1,5 \alpha_T \Delta T_M EI$
Stützensenkung $\Delta S = \Delta S_B - \Delta S_A$	$M_{max} = 0$	$M_{A,B} = \mp 6 \Delta S \frac{EI}{l^2}$	$M_A = -3 \Delta S \frac{EI}{l^2}$

#### 4 Zwangsschnittgrößen infolge Feuchte und Temperatur

Mit Blick auf die bei integralen Stahlbetonbauwerken in Wechselwirkung mit den Baugrundgegebenheiten wesentlichen Zwangsschnittgrößen infolge Temperaturänderungen wird nachfolgend der bei dem Werkstoff Holz überlagert vorliegende Einfluss von Feuchte- und Temperaturänderung analysiert. Streng genommen ist hierbei zu berücksichtigen, dass die Einflüsse von Temperatur- und Feuchteänderungen mit Ausnahme der äußersten Randzonen des Holzträgerquerschnitts phasenversetzt wirken, da die Temperaturleitung und damit die Temperaturangleichung im Vergleich zur Wasserdampfadsorption/-desorption wesentlich schneller verlaufen. Die zur Abschätzung der Dehnungen bzw. Zwangsschnittgrößen infolge Temperatur- und Feuchteinflüsse benötigten Temperaturdehnungskoeffizienten von Holz sind in Tab. 3 zusammen mit den Werten für Betonstahl und Stahlbeton aufgeführt. Tab. 4 enthält die Feuchtedehnungskoeffizienten.

Tab. 3: Temperaturdehnungskoeffizienten von Stahl, Stahlbeton und Holz

Baustoff	Temperaturdehnungskoeffizienten $\alpha_T$ [ $1/K \times 10^{-5}$ ]
Betonstahl	1,2
Stahlbeton	1,0
	0,37 – 0,54 [18]
Holz (Fi/Ta) parallel zur Faserrichtung	0,30 – 0,60 [19] 0,32 – 0,35 [20] $\approx 0,4$
	3,4 – 5,8 [18]
Holz (Fi/Ta) rechtwinklig zur Faserrichtung	2,4 – 3,5 [20] $\approx 4,0$

Tab. 4: Feuchtedehnungskoeffizienten bei unbehindertem Schwinden und Quellen

Baustoff	Feuchtedehnungskoeffizienten $\alpha_u$ [ $1/1\% \Delta u \times 10^{-5}$ ]
Betonstahl	0
Stahlbeton	0
Holz (Fi/Ta) parallel zur Faserrichtung	10 [21]
Holz (Fi/Ta) rechtwinklig zur Faserrichtung	250 [21]

Wie ersichtlich beträgt der Temperaturdehnungskoeffizient von Holz parallel zur Faserrichtung ca. 30-50% des Wertes von Stahlbeton und wird im Weiteren

zu  $0,4 \times 10^{-5}$  [ $1/K$ ] angenommen. Die niedrige Größenordnung der Temperaturdehnung von Holz parallel zur Faserrichtung relativiert sodann die im Holzbau übliche Nichtberücksichtigung des Temperatureinflusses. So ist in DIN EN 1995-1-1/NA [21], NPD zu 2.3.1.2 (2) P ausgeführt: „Bei Holzbauteilen darf der Einfluss von Temperaturänderungen vernachlässigt werden“. Diese Annahme resultiert aus den in der Regel zwangsfrei ausgeführten Holzkonstruktionen und würde im Falle einer integralen Brücke einen Verzicht auf eine in Verbindung mit der Feuchteänderung entlastende Zwangseinwirkung darstellen.

Der Feuchtedehnungskoeffizient von Holz parallel zur Faser bei unbehindertem Schwinden und Quellen beträgt nach [21], Tabelle NA.7,  $\alpha_{u,||} = 10 \times 10^{-5}$  [ $1/1\% \Delta u$ ] und liegt damit etwa um den Faktor 25 über dem Temperaturdehnungskoeffizienten  $\alpha_{T,||}$  und den Faktor 10 über dem thermischen Dehnungskoeffizienten von Stahlbeton. Nach [21] (NA.2) darf das Quellmaß von Vollholzprodukten bei behindertem Quellen (jedoch nicht bei Schwinden) geringer angenommen werden, wobei hierzu keine quantitativen Angaben gemacht werden. Im Folgenden wird für die Reduzierung der in der vormaligen DIN 1052-1:1988 [22] in Abschnitt 4.2.5 genannte Faktor  $\frac{1}{2}$  angesetzt, wobei sich diese Reduzierung seinerzeit streng genommen nur auf die Quellbehinderung rechtwinklig zur Faserrichtung bezog.

Für eine realistische Abschätzung der Dehnungen bzw. Zwangsschnittgrößen werden des Weiteren realistische Feuchte- und Temperaturänderungen benötigt. Belastbare Untersuchungen zu Feuchteänderungen über längere Zeiträume in großen Blockträgerquerschnitten bei Nutzungsklasse 2-Klimabedingungen sind mit Ausnahme von [23],[24] bislang nur in geringem Umfang vorhanden. Sehr relevant sind in diesem Zusammenhang auch die Untersuchungen [25],[26] an üblichen BSH-Querschnittsgrößen. In erster Näherung kann basierend auf den verfügbaren Literaturangaben der in Abb. 6 dargestellte Sommer- und Winterfeuchteverlauf angesetzt werden, der für Berechnungen zweckmäßig wie gezeigt linear abgestuft angenommen wird. Für die äußeren 10 cm eines hinreichend großen Verbundbauteilquerschnitts kann danach mit einer mittleren Feuchteänderung von  $\pm 4\%$  gegenüber der



Ausgangslage von  $u = 12\%$  gerechnet werden. Im Inneren des Blockquerschnitts erscheint die Annahme einer Änderung von  $\Delta u = \pm 2\%$  ausreichend. Der 10 cm breite Randstreifen entspricht bei der in Abschnitt 6 skizzierten Stuttgarter Brücke ( $h/4$ ) ( $h =$  Bauteildicke).

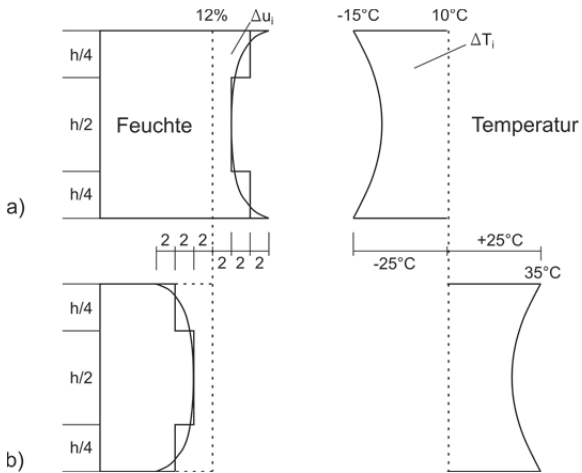


Abb. 6: Schematische Darstellung der anzunehmenden Feuchteänderungen in einem BSH-Verbundbauteil im Sommer und Winter in der Nutzungsklasse 2

Für die gleichmäßige Temperaturänderung  $\Delta T_{N, \text{pos}}$  bzw.  $\Delta T_{N, \text{neg}}$  (pos: Sommer, neg: Winter) können vereinfacht  $\pm 25\text{K}$  gegenüber einer Bauausgangssituation von  $10^\circ\text{C}$  angesetzt werden. Mit den genannten Eingangsgrößen erhält man als Verhältnis der Feuchte- und Temperaturzwangs-Normalkräfte bzw. Dehnungen:

$$\frac{N_T}{N_u} = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_u} = \frac{\alpha_T \Delta T_N}{\alpha_u \Delta u}$$

Für den Sommerlastfall im Querschnittsrandbereich ergibt sich

$$\left[ \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_u} \right]_{\text{Sommer}} = \frac{0,4 \cdot 10^{-5} \cdot 25}{10 \cdot 10^{-5} \cdot (-4)} = -\frac{1}{4}$$

für den Winterlastfall folgt

$$\left[ \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_u} \right]_{\text{Winter}} = \frac{0,4 \cdot 10^{-5} \cdot (-25)}{10 \cdot 10^{-5} \cdot 0,5 \cdot 4} = -\frac{1}{2}$$

Wie ersichtlich liegt das Verhältnis von Temperatur- zu Feuchtedehnung jahreszeitlich abhängig bei ca. 25-50%. Für die überlagerte Zwangsnormalkraft  $N_{T,u}$  ergibt sich sodann für den Sommerlastfall ( $E = E_{0, \text{mean}}$ )

$$\begin{aligned} N_{T,u, \text{Sommer}} &= (\alpha_T \Delta T_N + \alpha_u \Delta u) EA \\ &= (0,4 \cdot 25 - 10 \cdot 4) \cdot 10^{-5} \cdot EA \\ &= |-3 \cdot 10^{-6}| \cdot EA \quad (\text{Zugkraft}) \end{aligned}$$

und für den Winterlastfall

$$N_{T,u, \text{Winter}} = 1 \cdot 10^{-6} \cdot EA \quad (\text{Druckkraft})$$

Der erhebliche Einfluss der Annahmen zur Zulässigkeit und zum Ausmaß verringerter Quell-/Schwindkoeffizienten bei Verformungsbehinderung geht aus der vorstehenden Abschätzung anschaulich hervor.

## 5 Biegesteife Stahlbeton-BSH-Verbundbauteilanschlüsse

Für die Ausführung biegesteifer quasi-monolithischer Stöße eines großformatigen BSH-Verbundträgers mit einem Stahlbetonbauteil, z.B. einer Konsole oder einer voutenartigen Auskrägung eines Stahlbeton-Widerlagers, kommen prinzipiell einige Alternativen infrage, so z.B. auch übergreifende verschraubte und verdübelte Stahlplatten-/Stahlstreifenverbindungen. Neben der technischen Leistungsfähigkeit ist vor allem aber auch die Robustheit der Anschlussausführung gegenüber unvermeidlichen Baustellentoleranzen zu berücksichtigen. Diese können im Falle einer Volleinsparung eines BSH-Verbundbauteilträgers zwischen zwei Stahlbetonwiderlagern nicht durch Fugentoleranzen oder Langlöcher ausgeglichen werden. Als bauausführungs-unempfindlichste Anschlussart zeichnet sich der Anschluss der beiden Bauteilkörper – Holzträger und Stahlbetonwiderlager – über Betonstabstähle aus, die auf der Seite des Holzbauteils eingeklebt sind und auf der Stahlbetonseite in Verbindung mit weiterlaufender Anschlussbewehrung vergossen sind.

Zum Verguss derartiger Anschlüsse, bei denen mehrere bzw. sehr viele in BSH (hirnholzseitig) sowohl faserparallel wie schräg eingeklebte Stahlstäbe zur Weiterleitung aller Schnittgrößen in ein direkt anschließendes Stahlbetonteil dienen, liegen nur sehr wenige Untersuchungen und Erfahrungen vor. In der vormaligen Sowjetunion wurden in den 80iger und 90iger Jahren hybride BSH-Stützen mittels Betonstahlverklebung und -verguss mit angefügten Betonsockeln zum anschließenden Direktverguss der

Betonsockel in Köcherfundamente, vergleichbar heute üblicher Stahlbetonstützenbauweisen, hergestellt [27]. Ungeachtet der Tatsache, dass der skizzierte Holz-Stabstahl-Stahlbetonanschluss kein prinzipielles Novum darstellt, lag es nahe, vor einer erstmaligen Anwendung bei einem großformatigen Holz-Stahlbeton-Widerlageranschluss Erfahrung mit der Ausführung, der Leistungsfähigkeit und der Berechenbarkeit eines derartigen Anschlusses zu gewinnen.

### 5.1 Untersuchte Verbundbauteil-Stahlbetonträger

Es wurden zwei BSH-Stahlbeton-Biegeprüfkörper (P1 und P2) in unterschiedlichen Konfigurationen und Bewehrungsdichten hergestellt. Bei beiden

Prüfkörpern betragen die Querschnittsabmessungen (Höhe x Breite) 54 cm x 60 cm. Das Holzteil der Prüfkörper bestand jeweils aus einem BSH-Verbundbauteil, aufgebaut aus drei BSH-Einzelteilen der Festigkeitsklasse GL24h. An jeweils einer der beiden Stirnseiten der BSH-Verbundbauteile wurden mittels eingeklebter, weit überstehender Betonstabstähle unterschiedlich lange und unterschiedlich dimensionierte Stahlbetonteile aus Ortbeton anbetoniert (vgl. Abb. 7a,b)

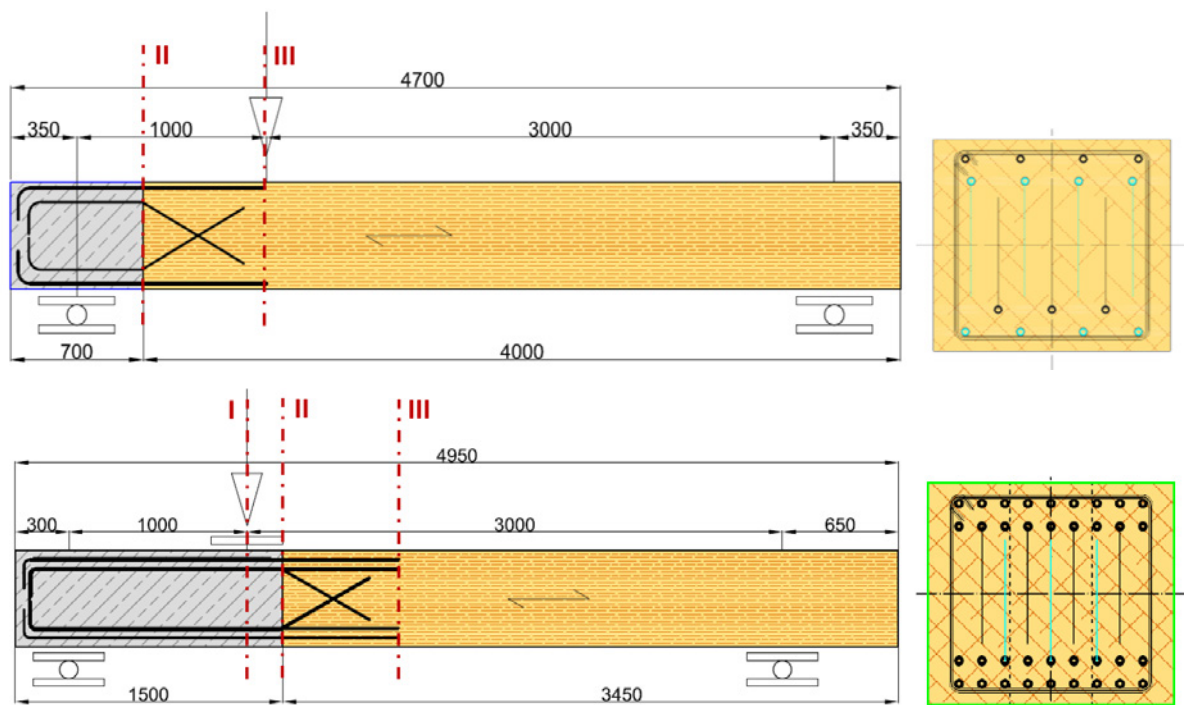


Abb. 7: Ansichten, Abmessungen und Versuchsanordnungen der Stahlbeton-BSH-Verbundbauteilträger  
 a) Prüfkörper P1  
 b) Prüfkörper P2

Bei dem Prüfkörper P1 schloss an den 4 m langen BSH-Verbundträger ein 0,7 m langes Betonteil an. Die Verbindung erfolgte mittels insgesamt 15 Betonstabstäben (B 500 B) mit 16 mm Durchmesser. Hierbei waren 8 Betonstabstäbe fasernparallel und 7 Betonstabstäbe geneigt um  $\pm 30^\circ$  im Holzteil eingeklebt. Der Prüfkörper P2 unterschied sich im Wesentlichen durch ein längeres Betonteil (1,5 m) so-

wie durch eine deutlich dichtere Betonstahlstabordnung (36 Betonstahlstäbe davon 28 fasernparallel und 8 schräg ( $30^\circ$ )). Die Einklebelänge im Holz betrug bei beiden Prüfkörpern einheitlich rd. 64 cm.

Das Einkleben der Betonstabstähle erfolgte mit dem für das Einkleben von Stahlstäben in tragende Holzbauteile aus Nadelholz allgemein bauaufsichtlich

zugelassenen Zweikomponenten-Epoxidharzklebstoff WEVO EP 32 S mit Härter B 22 TS (Z.9-1.705 [28]). Nach Aushärtung der Betonstahlverklebungen wurden an beiden Prüfkörpern die Betonteile in Ortbetonqualität C35/45 (CEM II-42,5 R, Konsistenzklasse F3, Größtkorn 16) hergestellt. Rückstellproben ergaben eine 28-Tage Betondruckfestigkeit von  $f_{c,cube} = 60,9 \text{ N/mm}^2$ . Abb. 8 zeigt eine Ansicht des Prüfkörpers mit den eingeklebten und bügelbewehrten Stahlstäben. Abb. 9 zeigt den eingeschalteten Stahlbetonabschnitt nach dem Betonieren. Zur Aufnahme von Spaltzugkräften wurde bei dem Prüfkörper P2 der Anschlussbereich der eingeklebten Betonstahlstäbe mit Vollgewindeschrauben des Typs SWG Timtec (ETA-12/0197 [29]) querzugverstärkt. Die Abb. 7a,b zeigen die bei den beiden Prüfkörpern angewandten unterschiedlichen Lastanordnungen der 3Punkt-Biegeversuche.



Abb. 8: Ansicht des Prüfkörpers P2 mit eingeklebten Betonstahlstäben einschließlich Bügelbewehrung



Abb. 9: Eingeschalteter und mit Beton verfüllter Stahlbetonfortsatz des Prüfkörpers P2



Abb. 10: Ansicht der in zwei Achsen im Stahlbeton-Holz-Anschlussbereich angeordneten Querkzugbewehrung des Prüfkörpers P2



Abb. 11: Ansicht des Versuchsaufbaus des 3Punkt-Biegeversuchs mit dem Prüfkörper P2

## 5.2 Versuchsergebnisse

Beide Prüfkörper P1 und P2 versagten bei den weggesteuert durchgeführten Biegeversuchen in extrem duktiler Weise. Nach Erreichen der Höchstlast trat durch Plastizieren der Stahlstäbe, Entfestigung und Rissbildung im Beton eine Lastabnahme bei zunehmender Verformung ein. Die Versuche wurden jeweils bei großen Verformungen abgebrochen, wobei die Resttragfähigkeiten der Prüfkörper noch jeweils  $> 0,5 F_{max}$  waren. Die Schädigung ging jeweils von den Stahlbetonteilen aus. Abb. 12 zeigt die typische Biegezug-/Schubrissbildung des Stahlbetonfortsatzes des Prüfkörpers P2 bei Erreichen der Höchstlast.





Abb. 12: Rissbildung im Stahlbetonteil des Prüfkörpers P2 im Traglastbereich

Die Tabellen Tab. 5 und Tab. 6 beinhalten Zusammenstellungen der Schnittgrößen und Spannungen bei Traglastniveau. Wie ersichtlich, wurde bei bei-

den Prüfkörpern die Fließgrenze des Betonstahls erreicht bzw. deutlich überschritten, wobei es in keinem Fall zu einem Versagen der Klebfugen der Stabstahl-Holz fügen kam.

Die Versuche an den Prüfkörpern belegten die Machbarkeit der Verbindungsherstellung, die sehr hohen Verbindungstragfähigkeiten, das ausgeprägt duktile Versagen, das extrem ausgeprägte Nachtragverhalten nach Überschreitung der Höchstlast sowie eine auf der sicheren Seite liegende Berechenbarkeit. Des Weiteren wurden trotz langer und klimatisch sehr exponiert warmer Lagerung der Prüfkörper nach der Herstellung bis zur Prüfung keine faserparallelen Rissbildungen im Holz festgestellt.

Tab. 5: Schnittgrößen der Prüfkörper P1 und P2 bei Höchstlast

Prüfkörper	Bruchlast	Maximale Schnittgrößen					
		im Betonbereich Schnitt I		im Holz-Beton-Übergang Schnitt II		im Holzträger Schnitt III	
Nr. [-]	$P_{\max}$ [kN]	$V_{\max}$ [kN]	$M_{\max}$ [kNm]	$V_{\max}$ [kN]	$M_{\max}$ [kNm]	$V_{\max}$ [kN]	$M_{\max}$ [kNm]
P1	840	-	-	630	220	210	588
P2	1208	909	866	302	850	302	654

Tab. 6: Stahl-, Holz- und Klebefugenspannungen der Prüfkörper P1 und P2 bei Höchstlast

Prüfkörper	Spannungen und Ausnutzungen im Bruchzustand					
	Stahlspannungen Schnitt II		Klebefugenspannungen Schnitt II		Holzspannungen Schnitt III	
Nr. [-]	$\sigma_{St,u}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{St,u}/f_{y,k}$ [-]	$\tau_{Fuge,u}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Fuge,u}/f_{k1,k}$ [-]	$\sigma_{my,u}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{my,u}/f_{m,BSH,k}$ [-]
P1	622	1,24	3,9	1,53	20,5	0,85
P2	734	1,47	4,6	1,80	23,1	0,96

## 6 Semi-integrale Stuttgarter Holzbrücke

### 6.1 Allgemeines zum vollmaßstäblichen Prototyp

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens „Dauerhaftigkeitsnachweis blockverklebter Holzbrücken“ [30] auf dem Campus der Universität Stuttgart in den Jahren 2015-2016 erstellte, vollmaßstäbliche Geh- und Radwegbrücke „Stuttgarter Brücke“ dient primär dem experimentellen Nachweis, dass langfristig dauerhafte Holzbrücken durchaus machbar sind. Hierzu ist die konsequente Vermeidung aller holzbrückenspezifischen Schadenstypen, die in einem vorhergegangenen Forschungsvorhaben auf

der Basis einer umfangreichen Feld- und Literaturstudie typisiert und klassifiziert wurden[3],[4], unabdingbar. Insgesamt wurden 15 Schadenstyp-Untergruppen abstrahiert, deren Auftretenshäufigkeiten/-wahrscheinlichkeiten speziellen Brückentypen, wie z.B. Fachwerkbrücken oder Trogbrücken, zugeordnet wurden. Als insgesamt bester Brückentyp bei summarischer Bewertung der Kriterien Standsicherheit (S), Verkehrssicherheit (V) und Dauerhaftigkeit (D) gemäß Vorgaben und Auswertung nach RI-EWB-PRÜF [32] ergab sich die Deckbrücke. Wesentliches Merkmal dieses Brückentyps ist, dass die Geh- und Fahrbahnplatte den/die Hauptträger obenliegend durchgängig geschlossen überdeckt.

Das Haupttragsystem besteht hierbei vorzugsweise aus monolithischen blockverklebten BSH-Verbundbauteilträgern. Die Leistungsfähigkeit der Deckbrücke wird hierbei entscheidend von der Befestigung der Geh- und Fahrbahn auf dem Hauptträger beeinflusst, wobei jegliche Verbindungsmitteldurchdringungen von oben kategorisch auszuschließen sind. Deckbrücken wiesen eine mittlere Zustandsnote von 2,3 auf, wobei 75% des gesamten Holzbrücken-Bauwerkstyps dem zusammenfassenden Zustandsnotenbereich 1,0 – 2,4, d.h. „gut – zufriedenstellend“ zuzuordnen waren.

Unter Berücksichtigung des vorstehend ausgeführten Sachverhalts zu Deckbrücken im Allgemeinen und spezieller Schadensvermeidungskriterien [3],[4] wurde der zukunftsweisende Brückenprototyp sodann als semi-integrale Holz-Geh- und Radwegbrücke ausgeführt. Die Entscheidung für ein semi-integrales Bauwerk im Sinne der oben (Abschnitt 2) erweiterten Definition dieses Brückentyps mit einer einseitigen Volleinspannung und verschieblicher Lagerung auf End- und Zwischenstützen gegenüber der Alternative einer (voll)integralen Brücke war mehreren Faktoren geschuldet. Zum einen hätte bei einer integralen Brücke das Bauwerk wegen Baugrundrestriktionen für das zweite Widerlager wesentlich kleiner ausgeführt werden müssen, worunter sodann der als wesentlich erachtete Aspekt der Vollmaßstäblichkeit bei allen Bauwerksdimensionen deutlich gelitten hätte. Zum anderen und mindestens ebenso wesentlich für die Entscheidung zugunsten eines semi-integralen Brückentragwerks war, dass mit der gewählten Bauweise weitere zentrale konstruktive Lösungsansätze zur Schadensvermeidung wie u.a. ein entzerrter Widerlager-Hauptträgerübergang (2tes Endauflager) sodann in Verbindung mit Schraubpfahlgründung realisiert werden konnte. Letztlich wurde die in den Abb. 13a-e in Lage, Grund- und Aufriss gezeigte, im Grundriss einfach gekrümmte Brücke konstruktiv realisiert. Aus der Gesamtheit der Ausführungsdetails zur Realisierung des robusten Bauwerks werden im Folgenden lediglich einige Details zur Herstellung und Auslegung des biegesteifen (integralen) BSH-Verbundbauteil-Widerlagerstoßes gezeigt.

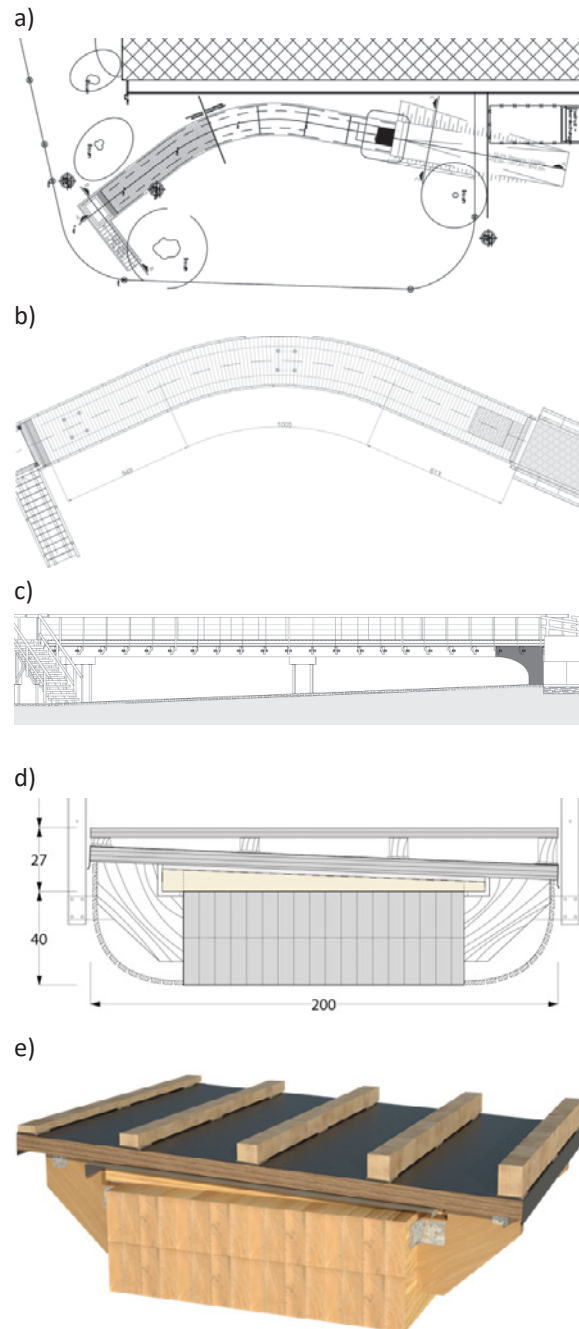


Abb. 13: Lageplan, Ansichten und Abmessungen der auf dem Campus der Universität Stuttgart gebauten Stuttgarter Brücke  
 a) Lageplan  
 b) Grundriss  
 c) Seitenansicht  
 d) Brückenquerschnitt



## 6.2 Details zur Auslegung und Herstellung

Abb. 14 zeigt eine Schnittskizze des integralen Widerlagerbereiches mit schematischer Darstellung der Bewehrungsführung. Die Auslegung des Holz-Stahlbetonanschlusses erfolgte für die Bemessungsschnittgrößen (x-, y-, z-Achse: Längs-, Horizontal-, Vertikalrichtung):

$$M_{x,d} = -7,5 \text{ kNm}, M_{y,d} = -155 \text{ kNm}, M_{z,d} = -46 \text{ kNm}, \\ V_{y,d} = -13 \text{ kN}, V_{z,d} = -125 \text{ kN}.$$

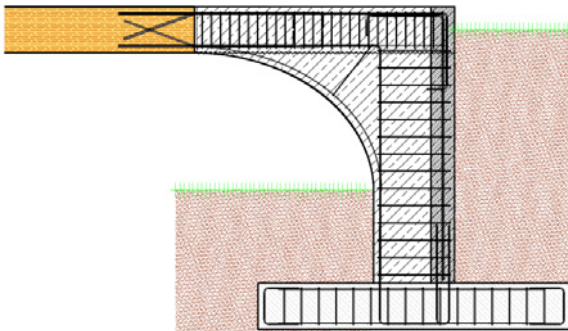


Abb. 14: Schnittskizze des integralen Widerlagers mit monolithischem BSH-Stahlbetonanschluss (Bewehrung im Stahlbeton schematisch)

Abb. 15 zeigt die Geometrie und die Abmessungen des statisch und konstruktiv gewählten BSH-Verbundbauteil-Querschnitts des Hauptträgers. Das Verbundbauteil bestand aus zwei miteinander verklebten, jeweils 200 mm dicken, homogen aufgebauten BSH-Trägern der Festigkeitsklasse GL24h; mitangeben ist die Anordnung der eingeklebten Bewehrungsstäbe (Betonstabstahl BS 500B, Durchmesser 16 mm).

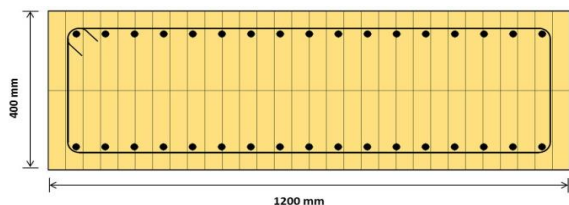


Abb. 15: Querschnittsabmessungen des als Hauptträger dienenden BSH-Verbundbauteilträgers und Anordnung der eingeklebten Betonstabstähle



Abb. 16: Ansicht des eingeschalteten Stahlbeton-Widerlagers



Abb. 17: Einheben des Hauptträgers in das Widerlager zum anschließenden gleichzeitigen Betonieren der Widerlagerwand, Ausvoutung und des Stoßbereiches nach Anordnung der Anschlussbewehrung



Abb. 18: Seitlich ausgeschalteter integraler Widerlagerbereich mit dem monolithischen BSH-Stahlbetonanschluss

### 6.3 Bisherige Erfahrungen

Das am 8. Juni 2016 fertiggestellte Prototyp-Bauwerk wird zurzeit eingehenden statischen und dynamischen Belastungsuntersuchungen unterzogen. Des Weiteren werden die Feuchte- und Temperaturentwicklungen im Querschnitt im Hinblick auf verlässliche Eingangsdaten zur Bestimmung von Zwangsschnittgrößen im Zuge eines ganzheitlichen Monitoringkonzepts kontinuierlich überwacht. Unabhängig von den experimentellen Validierungen der Leistungsfähigkeit des biegesteifen, monolithischen Widerlageranschlusses werden alle weiteren dauerhaftigkeitsrelevanten Punkte des Bauwerkes kontrolliert. Für das Bauwerk wird ein unabhängiges öffentlich rechtlich geführtes Bauwerksbuch angelegt, um über die Entwicklung des Bauwerkszustandes objektiv Rechenschaft abzulegen. Die bisherigen Belastungsversuche ergaben an allen Weg- und Dehnungsmessstellen lineare Verformungen. Die Monitoringergebnisse sind öffentlich zugänglich ([www.stuttgarter-bruecke.de](http://www.stuttgarter-bruecke.de)) und dienen der Verbreitung der werkstoffgerechten Verwendung von Holz, auch im Brückenbau.

## 7 Danksagung

Dem Land Baden-Württemberg und hierbei dem Ministerium für Ländlichen Raum und Verbraucherschutz (Programm Cluster Forst und Holz) sowie dem Europäischen Fonds für regionale Entwicklung (EFRE-Mittel) wird für die Finanzierung der Forschungsvorhaben

a) „Dauerhaftigkeitsnachweis blockverklebter Holzbrücken“ (Projekt-Nr. 051303)

b) „Stuttgarter Holzbrücke“ (Projekt-Nr.: 051203)

gedankt. Sehr großer Dank gilt ebenso den nachstehend aufgeführten Sponsoren, ohne deren Unterstützung der Bau des Prototyps „Stuttgarter Brücke“ in dem unter a) genannten Forschungsvorhaben nicht realisierbar gewesen wäre:

- Adolf Würth GmbH & Co. KG
- GODEL-BETON GmbH
- HECO-Schrauben GmbH & Co. KG
- Forum Holzbau
- Holzwerk Gebr. Schneider GmbH
- IB Rief, Ingenieurberatung

- KRINNER Schraubfundamente GmbH
- MERK Timber GmbH
- Metsä Wood Deutschland GmbH
- Paul Bauder GmbH & Co. KG
- Rettenmaier Holzindustrie Hirschberg GmbH
- Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG
- SIMPSON STRONG-TIE GmbH
- Ulrich Lübbert Warenhandel GmbH & Co. KG

## 8 Literatur

[1] BMVS (2006): Bericht über die Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung.

[2] Zembrot, M (2012): Holzbrücken in Baden-Württemberg – Eine Analyse. Vortragsfolien, Brückenbau-Symposium „Grünbrücken aus Holz“, Ostfildern.

[3] Aicher, S; Leitschuh, N und Hezel, J (2015): Schlussbericht zum EFRE Forschungsvorhaben „Stuttgarter Holzbrücke“, Projekt-Nr. 051203. MPA Universität Stuttgart.

[4] Aicher, S; Leitschuh, N (2015): Geh- und Radwegbrücken aus Holz - Ergebnisse und Konsequenzen aus 100 Brückenbegutachtungen, Tagungsband 3. Stuttgarter Holzbausymposium.

[5] RE-ING (2011): Teil XX, Abschn. XX: Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten, Teil XX Ingenieurbau, Abschnitt XX, Integrale Bauwerke. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.

[6] Burke, M P (2009): Integral and Semi-Integral Bridges. Wiley-Blackwell.

[7] Kaufmann, W (2008): Integrale Brücken – Sachstandsbericht. Forschungsaufträge AGB 2003/001 und AGB 2005/019 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Kantons Graubünden.

[8] Plötzl, M, Schlaich, J und Schäfer, K (1996): Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken. Heft 461. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuthe Verlag.

- [9] Engelsmann, S, Schlaich, J und Schäfer, K (1999): Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager. Heft 496. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag.
- [10] Schiefer, S; Fuchs, M; Brandt, B; Maggauer, G und Egerer, A (2006): Besonderheiten beim Entwurf semi-integraler Spannbetonbrücken, in Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 10, S.790-802.
- [11] Berger, D; Graubner, C-A; Pelke, E und Zink, M (2003): Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken, Heft 50-2004, Fugenloses Bauen – Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung.
- [12] Glitsch, W (2013): Richtlinie „Integrale Bauwerke“ – Sachstandesbericht. Stahlbau 82, Heft 10, S.708-714.
- [13] Schüller, M (2004): Konzeptionelles Entwerfen und Konstruieren von Integralen Betonbrücken – Entwicklung, Bedeutung und Beispiele, in Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 10, S.774-789.
- [14] Kaufmann, W (2008): Integrale Brücken – Sachstandsbericht, Forschungsaufträge AGB 2003/001 und AGB 2005/019, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Schweiz.
- [15] Geißler, K (2014): Handbuch Brückenbau – Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung, Ernst & Sohn Verlag.
- [16] Graf, J (2012): Integrale Holz – Beton - Verbundbrücken für die Landesgartenschau 2014 in Schwäbisch Gmünd. Tagungsband 18. Internationales Holzbauforum (IHF), Garmisch.
- [17] Birke, J (2014): Die integrale Holzbrücke - eine neuartige robuste Vollholzträgerbrücke mit monolithischem Anschluss zum Widerlager, Abschlussarbeit Sommersemester 2014, Hochschule für Technik Stuttgart.
- [18] Kollmann, F (1951): Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe; Band 1, 2. Auflage, Springer, Berlin.
- [19] Kuhweide, P; Wagner, G und Wiegand, T (2000): Konstruktive Vollholzprodukte. Düsseldorf: Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Holzbau Handbuch: Reihe 4: Baustoffe, Teil 2: Vollholz, Folge 3: Konstruktive Vollholzprodukte.
- [20] Niemz, P (1993): Holz: Anatomie, Chemie, Physik – Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe. Leinfelden-Echterdingen: DRW-Verlag.
- [21] DIN EN 1995-1-1/NA (2013): Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.
- [22] DIN 1052 – Teil 1 (1988): Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung
- [23] Franke, B; Müller, A; Vogel, M und Tannert, T (2012): Langzeitmessung der Holzfeuchte und Dimensionsänderung an Brücken aus blockverleimtem Brettschichtholz. Research Report, Bern University of Applied Sciences, Switzerland.
- [24] Müller, A; Franke, B und Franke, S (2016): Langzeit-Monitoring von Holzbrücken - Erkenntnisse zum Feuchteverhalten im Tragquerschnitt. Tagungsband Internationale Holzbrückentage (IHB 2016). S. 127-145.
- [25] Gamper, A; Dietsch, P; Merk, M und Winter, S (2014): Gebäudeklima- Langzeitmessung zur Bestimmung der Auswirkungen auf Feuchtegradienten in Holzbauteilen. Schlussbericht Forschungsvorhaben. Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktionen. Technische Universität München.
- [26] Gamper, A; Dietsch, P; Merk, M und Winter, S (2014): Gebäudeklima – Auswirkungen auf Konstruktion und Dauerhaftigkeit von Holzbauwerken, Tagungsband: Karlsruher Tage, S. 87-105.
- [27] Turkowskij, B (1991): Prefabricated joints of timber structures on inclined glued-in bars. International Timber Engineering Conference, London, Vol. 3, S. 3:143-3:156.
- [28] Z-9.1-705 (2014): Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung „2K-EP-Klebstoff WEVO-Spezialharz EP 32 S mit WEVO Härter B 22 TS zum Einkleben von Stahlstäben in Holzwerkstoffe“, Deutsches Institut für Bautechnik, Antragsteller: WEVO-Chemie GmbH, Ostfildern-Kemnat.
- [29] ETA-12/0197 (2013): European Technical Approval: SWG „Timtec“, “Timtec Isotec and Timtec Plus VG” screws, self-tapping screws for use in timber structures, ETA-Danmark. Holder of approval: SWG Schraubenwerk Gaisbach GmbH, Waldenburg.

[30] Aicher, S und Hezel, J (2016): „Dauerhaftigkeitsnachweis blockverklebter Holzbrücken“ (Projekt-Nr. 051303), Schlussbericht, MPA Universität Stuttgart.

[31] Hezel, J und Aicher, S (2016): „Die Stuttgarter Brücke – Ein neuer Robustheitsansatz.“ Tagungsband: 4. Internationale Holzbrückentage (IHB2016), S. 25-38.

[32] RI-EBW-PRÜF (2013): „Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076.“ Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.

## 9 Autor

Dr. rer. nat Simon Aicher

Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart,  
Abteilung Holzkonstruktionen  
Pfaffenwaldring 4  
70569 Stuttgart

Kontakt:

Simon.Aicher@mpa.uni-stuttgart.de

# Autorenverzeichnis

## Karlsruher Tage 2016 – Holzbau

Forschung für die Praxis

**Dr. rer. nat. Simon Aicher**

Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart, Abteilung Holzkonstruktionen, Pfaffenwaldring 4,  
70569 Stuttgart

**Robert Bernstein, M.Eng.**

shl ingenieure GmbH, Lange Laube 19, 30159 Hannover

**Dipl.-Ing. Henning Ernst**

SWG Schraubenwerk Gaisbach GmbH, Geschäftsbereich Engineering, Eisenbahnstraße 20,  
76761 Rülzheim

**Prof. Dr. Andrea Frangi**

ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Stefano-Frascini-Platz 5, 8093 Zürich

**Dr. sc., Dipl.-Ing, Dipl.-Wirt.-Ing. Michael Klippel**

ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Stefano-Frascini-Platz 5, 8093 Zürich

**DDipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Meisel**

WKC Hamburg GmbH, Tempowerkring 1b, 21079 Hamburg

**Dipl.-Ing. Nico Meyer**

Holzbau und Baukonstruktionen, Karlsruher Institut für Technologie, R.-Baumeister-Platz 1  
76131 Karlsruhe

**Dipl.-Ing. Joachim Schmid**

ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Stefano-Frascini-Platz 5, 8093 Zürich

**Tobias Schmidt, M.Eng.**

Holzbau und Baukonstruktionen, Karlsruher Institut für Technologie, R.-Baumeister-Platz 1  
76131 Karlsruhe

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder**

Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Schleinitzstraße 21, 38106 Braunschweig

**Prof. Dr.-Ing. Martin Speich**

shl ingenieure GmbH, Lange Laube 19, 30159 Hannover





# Tagungsprogramm

## Donnerstag, 06.10.2016

KIT Campus Süd, Kollegiengebäude II, Gebäude 10.50 großer Hörsaal

- Ab 12:15 Uhr *Anmeldung, Tagungsunterlagen, Erfrischungen*
- 13:00 Uhr bis 13:15 Uhr **Eröffnung und Begrüßung**  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß (KIT)
- 13:15 Uhr bis 14:45 Uhr **Zugbeanspruchte Verbindungen in Buchenfurnierschichtholz**  
Dipl.-Ing. Nico Meyer (KIT)
- Neue Impulse für Fachwerkträger durch Alternativen für Materialien, Verbindungstechniken und Konstruktionen**  
Dipl.-Ing. Henning Ernst (SWG)
- 14:45 Uhr bis 15:30 Uhr *Kaffeepause*
- 15:30 Uhr bis 17:00 Uhr **Schubverbindungen für zusammengesetzte Brettsperrholzscheibe**  
Tobias Schmidt, M.Eng. (KIT)
- Brettsperrholz im Brandfall – Bauteilprüfung und Tragfähigkeitsberechnung**  
Dipl.-Ing. Joachim Schmid (ETH Zürich)
- Ab 19:00 Uhr *Einladung zum Erfahrungsaustausch im Südwerk,  
Henriette-Obermüller-Str. 10, Karlsruhe, mit Buffet und Getränken.*

## Freitag, 07.10.2016

KIT Campus Süd, Kollegiengebäude II, Gebäude 10.50 großer Hörsaal

- 09:00 bis 10:30 Uhr **Historische Dachwerke – globale Tragwirkung und Tragverhalten von Blattverbindungen**  
DDipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Meisel (WKC Hamburg GmbH)
- Streusalzsilos in Holz-Dauben-Bauweise**  
Prof. Dr.-Ing. Martin Speich (shl ingenieure GmbH)
- 10:30 Uhr bis 11:30 Uhr *Kaffeepause*
- 11:30 Uhr bis 13:00 Uhr **Bambus als Konstruktionswerkstoff**  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder (TU Braunschweig)
- Robuste dauerhafte Holzbrücken – die Möglichkeiten semi- und vollintegraler Bauweisen**  
Dr. rer. nat. Simon Aicher (MPA Universität Stuttgart)
- Ab 13:00 Uhr *Abschlussgespräche im Prüflabor Holzbau (mit Imbiss).*



# 2016<sup>W</sup>

## KARLSRUHER TAGE 2016

2016 finden wieder die Karlsruher Tage mit dem Schwerpunkt Holzbau statt. Sie sind das Bindeglied zwischen Forschung und Praxis und ermöglichen einen intensiven Erfahrungsaustausch. Folgende Themen werden behandelt:

Leistungsfähige **Verbindungen** müssen zur Verfügung stehen, um die hohe Zugfestigkeit von BauBuche zu nutzen. Hierzu eignen sich eingeklebte Gewindestangen und selbstbohrende Schrauben. Bei **Fachwerkträgern** sind neue Materialien und Verbindungstechniken für eine Steigerung der Wirtschaftlichkeit erforderlich.

Für die Anwendung von **Brettsperrholz** sind weiterhin Forschungs- und Entwicklungsarbeiten notwendig. So wird in einem Beitrag über Schubverbindungen zwischen einzelnen Brettsperrholzscheiben berichtet, während ein weiterer Beitrag sich mit dem Verhalten von BSP im Brandfall beschäftigt.

Die statische Berechnung von **historischen Dachtragwerken** ist für den Tragwerksplaner eine große Herausforderung. Über die globale Tragwirkung und das Tragverhalten von Blattverbindungen wird berichtet.

**Salzsilos** in Holz-Dauben-Bauweisen werden mit immer größerem Volumen erstellt und erfordern ein neues, realitätsnahes Nachweiskonzept.

Die Eigenschaften von **Bambus** als Konstruktionswerkstoff werden dargestellt und seine Eignung an einem Beispiel erläutert.

**Holzbrücken** sollen robust und dauerhaft sein. Ermöglicht wird dies mit semi- und vollintegralen Bauweisen.

