


Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine 

Tagungsband

KARLSRUHER TAGE 2018

# HOLZBAU

Forschung für die Praxis

04. – 05. Oktober 2018





Rainer Görlacher und Carmen Sandhaas (Hrsg.)

**Karlsruher Tage 2018 – Holzbau**

Forschung für die Praxis

Karlsruhe, 04. Oktober – 05. Oktober 2018





# Karlsruher Tage 2018 – Holzbau

Forschung für die Praxis

Karlsruhe, 04. Oktober – 05. Oktober 2018

Herausgegeben von

Rainer Görlacher und Carmen Sandhaas

## 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 a Creative Commons Attribution-Share Alike 4.0 International License  
(CC BY-SA 4.0): <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/deed.en>*



*The cover page is licensed under a Creative Commons  
Attribution-No Derivatives 4.0 International License (CC BY-ND 4.0):  
<https://creativecommons.org/licenses/by-nd/4.0/deed.en>*

Print on Demand 2018 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISBN 978-3-7315-0827-4

DOI 10.5445/KSP/1000085050









# Vorwort

2018 finden die Karlsruher Tage wieder mit dem Schwerpunkt Holzbau statt, dies ermöglicht einen intensiven Erfahrungsaustausch zwischen Forschung und Praxis. In diesem Jahr wird die Abwicklung der Tagung durch die KIT Campus Transfer GmbH unterstützt.

Folgende Themenschwerpunkte werden behandelt:

## **Eurocode 5: 2022**

Zurzeit wird der Eurocode 5, die Bemessungsnorm für den Holzbau überarbeitet. Erste Entwürfe über die Bemessung von Brettspertholz, Verstärkungen und Holz-Beton-Verbunddecken werden vorgestellt.

Daneben gibt es auch neuere Forschungsarbeiten als Grundlage für den neuen Eurocode 5: es gibt einen neuen Lösungsansatz zur verformungsbasierten Bemessung bei Querdruck und einen erweiterten Ansatz für die Berechnung von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln. Auch für die Bemessung von aussteifenden Decken in Holztafelbauart gibt es neue Empfehlungen, die ebenfalls Eingang in den Eurocode 5 finden könnten.

## **Nachwachsende Rohstoffe**

Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen entlasten die Umwelt, indem sie Ressourcen schonen, und leisten einen bedeutenden Beitrag zur Minderung von CO<sub>2</sub>-Emissionen. Über die Forschungsergebnisse, die eine Anwendbarkeit dieser Produkte ermöglichen sollen, wird berichtet.

## **Holzkonstruktionen**

Die letzten Jahre zeigen, dass der Holzbau auch in die Höhe gehen kann: dies zeigen Aussichtstürme aus Holz, aber auch 15 Jahre Erfahrung mit Brettspertholzbauten führen zu immer höheren Bauwerken aus Holz.

Karlsruhe,  
im Oktober 2018

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



# Inhalt

## **Lukas Windeck**

Verformungsbasierte Bemessung bei Querdruck ..... 1

## **Hans Joachim Blaß**

Moment-Normalkraft-Querkraft Interaktion in stiftförmigen Verbindungsmitteln  
von Stahlblech-Holz-Verbindungen..... 17

## **Tasja Schwenke, Norbert Rüther, Harald Schwab**

Die stoffliche Nutzung von nachwachsenden Rohstoffen als Dämmstoffe im Bauwesen –  
Zusatznutzen und Grenzen..... 27

## **Mike Sieder, François Colling, Martin H. Kessel, Peer Janßen**

Aussteifende Decken in Holztafelbauart – Empfehlungen für zukünftige Regelungen..... 47

## **Philipp Dietsch et al.**

Eurocode 5:2022 – Einführung in die neuen Abschnitte Brettsper Holz und Verstärkungen ..... 65

## **Jörg Schänzlin**

Eurocode 5:2022 – Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken..... 85

## **Johann Haker**

Aussichtstürme aus Holz ..... 105

## **Philipp Zumbrunnen**

15 Jahre Erfahrung mit Brettsper Holzbauten ..... 115

Autorenverzeichnis..... 125

Tagungsprogramm ..... 127





# Verformungsbasierte Bemessung bei Querdruck

Lukas Windeck

## Zusammenfassung

Unter einer Druckbelastung quer zur Faser verhält sich Holz ausgesprochen duktil. Insbesondere bei Vollholz und Brettschichtholz kann die Belastung nur bis zu einem gewissen Punkt gesteigert werden. Danach nehmen die Verformungen bei einem verhältnismäßig geringen Anstieg der Lasten deutlich zu. Bei Furnierschichthölzern tritt ein ähnliches, jedoch nicht so stark ausgeprägtes Verhalten auf. Dieses Materialverhalten lieferte den Anstoß zur Herleitung eines verformungsbasierten Bemessungsansatzes für Brettschichtholz und Furnierschichthölzer, der das Last-Verformungs-Verhalten bei einer Querdruckbelastung vollständig beschreiben soll. Er wird dem im EC5 geregelten Verfahren gegenübergestellt und in einem Anwendungsbeispiel erläutert.

## 1 Einleitung

In den meisten Fällen verhält sich Holz unter einer Druckbeanspruchung quer zur Faser sehr duktil. Selbst bei großen Verformungen ist kein Abnehmen der aufgebracht Last zu verzeichnen, wobei gleichzeitig nur eine geringe Laststeigerung stattfindet.

Das Bemessungsmodell im EC5 [1] basiert auf der Arbeit von Blaß und Görlacher [2]. Der Spannungsnachweis quer zur Faser kann dabei mit Gleichung (1) geführt werden.

$$\frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (1)$$

$A_{ef}$  ist eine wirksame Kontaktlänge, die mit der realen Auflagerlänge und einer seitlichen Verlängerung von bis zu 30 mm je Auflagerseite berechnet wird. Der Faktor  $k_{c,90}$  ist abhängig von der Auflagersituation und wird unterschieden zwischen einer Schwellen- und einer Balkenlagerung. Für Schwellen aus BSH kann dabei ein Wert von  $k_{c,90} = 1,5$  und für Balken ein Wert von  $k_{c,90} = 1,75$  angesetzt werden. Es wird nur ein Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) berücksichtigt. Eine Berücksichtigung von Verformungen, die zwangsläufig auftreten, findet nicht statt. Ebenso ist nicht klar, welche Verformungen im Holz unter einer angesetzten Belastung auftreten.

Unter Berücksichtigung des duktilen Versagens sowie der erreichten Verformungen soll den bemessenden Ingenieuren ein genauerer Blick auf die Querdruckproblematik ermöglicht werden. Sie sollen von Fall zu Fall in der Lage sein, zu entscheiden, welche Verformungen für das Tragwerk verträglich sind. Es soll ihnen ermöglicht werden, die verformungsverursachenden Lasten zu begrenzen oder die Tragfähigkeit in vollem Umfang auszunutzen, da mit keinem Versagen der Bauteile gerechnet werden muss.

Im Folgenden werden die durchgeführten Versuche sowie die Herleitung eines verformungsbasierten Bemessungsansatzes vorgestellt, der die Last-Verformungs-Kurven der Versuche beschreibt. Dabei wird gezeigt, dass die Tragfähigkeit in einen Anteil aus Druckspannungen in der Kontaktfläche und einen Anteil aus der mitwirkenden Faserlänge aufgeteilt werden kann.

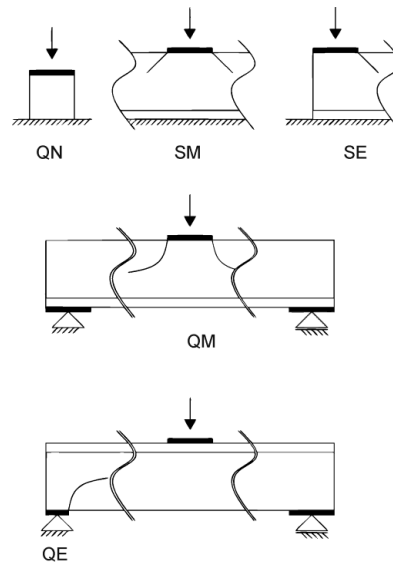


Abb. 1 In den Versuchen untersuchte Laststellungen; QN: Versuch nach EN 408, SM: mittig belastete Schwelle, SE: am Ende belastete Schwelle, QM: Zwischenaufleger eines Trägers, QE: Endauflager eines Trägers

## 2 Durchgeführte Versuche

Um das Modell im EC5 zu evaluieren und eine Basis für die Entwicklung eines neuen Ansatzes zu schaffen, wurden insgesamt 386 Versuche (101 an Brett-schichtholz, 134 an Furnierschichtholz (FSH) aus Nadelholz und 151 an FSH aus Buchenholz) durchgeführt. Bei den Versuchen an Brett-schichtholz wurden die Auflagerlänge und die Laststellung variiert (Abb. 1).

Zusätzlich wurde bei den Furnierschichthölzern die Furnierorientierung variiert. Es wurden ebenfalls Versuche in Anlehnung an EN 408:2012 [3] durchgeführt, um den Basiswert der Querdruckfestigkeit der Stichprobe zu generieren (Reihen QN). Die Versuche wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min durchgeführt und beendet, nachdem eine Gesamtverformung von 15 mm erreicht war. Die Versuche an Brett-schichtholz wurden beendet, als keine signifikante Laststeigerung mehr erreicht wurde. Dies trat bereits bei kleineren Verformungen als 15 mm ein.

## 2.1 Versuche an Brettschichtholz aus Nadelholz

Bei den Versuchen an Brettschichtholz wurde die Kontaktlänge  $\ell$  in einem Bereich von 50 bis 200 mm variiert. Dabei wurde die Trägerbreite mit 100 mm und die Höhe mit 300 mm konstant gehalten. Die Aufteilung der Versuche zeigt Tab. 1, die Laststellungen sind Abb. 1 zu entnehmen. Die Verformungen wurden dabei in drei Bereichen über die Trägerhöhe gemessen. Die oberen 50 mm direkt unterhalb der Lasteinleitung wurden separat erfasst, da nur in diesem Bereich plastische Verformungen zu erwarten waren.

Die Verformungen in den unteren 200 mm der gesamten Messlänge von 250 mm wurden in zwei 100 mm langen Messbereichen erfasst. Die unterste Lamelle des Querschnitts wurde in Buchen-FSH ausgeführt, um bei den Reihen QM und QE ein vorzeitiges Biegeversagen zu vermeiden.

Mit Hilfe der Versuche nach EN 408 (Reihe QN) wurde eine mittlere Querdruckfestigkeit  $f_{c,90,mean} = 3,24 \text{ N/mm}^2$  sowie ein Elastizitätsmodul quer zur Faser von  $E_{90,mean} = 326 \text{ N/mm}^2$  bestimmt. Mit Hilfe von EN 14358:2013 [4] wurde ein charakteristischer Festigkeitswert von  $f_{c,90,k} = 2,75 \text{ N/mm}^2$  berechnet. Die Stichprobe liegt damit oberhalb der Festigkeitswerte, die in EN 14080:2013 [5] für die Querdruckfestigkeit angegeben sind. Abb. 2 zeigt beispielhaft die Last-Verformungs-Kurven eines Versuchs der Reihe QM mit Auflagerlänge 200 mm. Erwartungsgemäß konnte während des Versuchsablaufs kein Abfallen der Last registriert werden. Dabei tritt der Hauptteil der Verformungen im oberen Messbereich direkt unter der Lasteinleitung auf. Jedoch ist der elastische Verformungsanteil in den unteren Trägerbereichen nicht zu vernachlässigen. Er beträgt für die größeren untersuchten Auflagerlängen bis zu 40 % der Gesamtverformungen. Daher können diese Verformungsanteile im Folgenden nicht vernachlässigt werden. Auf Grund dieser Erkenntnis werden im Folgenden die gesamten Verformungen über die Trägerhöhe berücksichtigt. Es ist jedoch anzumerken, dass rund 90 % der Verformungen in den oberen 150 mm der Trägerhöhe auftreten.

Tab. 1 Durchgeführte Versuche an BSH

Reihe	Auflagerlänge [mm]				Gesamt
	50	100	150	200	
EN 408 (QN)	-	-	-	20	20
Zwischenaufleger (QM)	6	6	6	6	24
Endaufleger (QE)	6	6	-	-	12
Schwellenende (SE)	5	6	4	6	21
Schwellenmitte (SM)	6	6	6	6	24

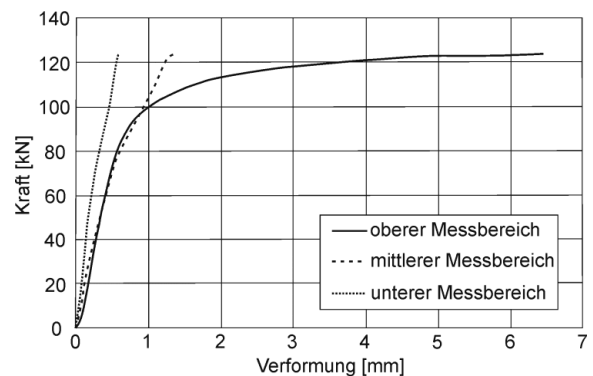


Abb. 2 Beispielhafte Last-Verformungs-Kurven eines Zwischenauflagerversuchs,  $\ell=200 \text{ mm}$

## 2.2 Versuche an Nadel-Furnierschichtholz

Die Versuche an FSH wurden lediglich an Schwellen sowie nach EN 408 durchgeführt. Insgesamt wurden 134 Versuche an Schwellen mit Auflagerlängen von 50 mm bis 400 mm durchgeführt. Untersucht wurde sowohl FSH mit ausschließlich parallelen Lagen (Typ P) sowie mit einem Querlagenanteil von etwa 20 % (Typ Q). Zusätzlich wurde die Furnierorientierung variiert, da bei FSH zwei Belastungsrichtungen quer zur Faser möglich sind: Die Last kann parallel (Abb. 3, links) oder senkrecht zu den Furnierlagen (Abb. 3, rechts) aufgebracht werden. Die Träger mit einer Belastung senkrecht zu den Furnierlagen wiesen Abmessungen von  $h = 280 \text{ mm}$  und  $b = 100 \text{ mm}$  (bei FSH Typ P  $b = 89,25 \text{ mm}$ ) auf. Eine Auflistung der Versuche ist in Tab. 2 zu finden.

Mit den Versuchen nach EN 408:2012 wurde eine charakteristische Querdruckfestigkeit  $f_{c,90,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$  sowie ein E-Modul  $E_{90,mean} = 170 \text{ N/mm}^2$  für Typ P und  $f_{c,90,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2$  sowie  $E_{90,mean} = 180 \text{ N/mm}^2$  für Typ Q bei Belastung rechtwinklig zu den Furnierlagen berechnet. Wie bei BSH war kein Lastabfall in den Last-Verformungs-Kurven zu erkennen.

Erfolgte die Belastung parallel zu den Furnierlagen ergaben sich bei Prüfkörperabmessungen von  $h = 220$  mm und  $b = 80$  mm (FSH Typ P  $b = 105,5$  mm) Festigkeitswerte von  $f_{c,90,k} = 8,0$  N/mm<sup>2</sup> sowie  $E_{90,mean} = 460$  N/mm<sup>2</sup> für Typ P und  $f_{c,90,k} = 8,2$  N/mm<sup>2</sup> und  $E_{90,mean} = 1800$  N/mm<sup>2</sup> für Typ Q. Bei diesen Versuchen trat ein Lastabfall in Folge Ausknickens der Furnierlagen auf (Abb. 3).

### 2.3 Versuche an Buchen-Furnierschichtholz

Für Buchen-FSH wurden die gleichen Auflagerlängen und Geometrien wie für Nadel-FSH untersucht. Lediglich für Buchen-FSH Typ Q wurde die Auflagerlänge von 400 mm nicht untersucht. Ein Überblick der durchgeführten Versuche ist in Tab. 3 zu finden. Für eine Belastung rechtwinklig zur Furnierorientierung wurde bei Typ P ein Abfallen der Tragfähigkeit für zunehmende Verformungen festgestellt. Dabei zeigt sich ein rollschubähnliches Versagen (Abb. 4). Eine mögliche Ursache für dieses Versagen könnte die Verwendung einer Kugelkalotte sein, die auf Grund der verwendeten Prüfmaschine notwendig war. Bei parallel zu den Furnierlagen aufgebrachter Last war lediglich in den Versuchen nach EN 408 an Typ P ein mit einem Lastabfall verbundenes Versagen zu erkennen. Auch hier knickten die Furnierlagen aus. Dieses Verhalten trat bei Schwellenversuchen nicht auf.

Das Versagen von Buchen-FSH Typ Q (Reihen QN) mit parallel zu den Furnierlagen gerichteter Belastung führt ebenfalls zu ausknickenden Furnieren (Abb. 5). Hier war auch bei Schwellenversuchen ein Lastabfall feststellbar. Erfolgte die Belastung bei Typ Q rechtwinklig zu den Furnierlagen war kein Versagen feststellbar.

An Hand der Versuche nach EN 408 wurde für Typ P bei senkrechter Belastung zu den Furnierlagen ein charakteristischer Wert der Querdruckfestigkeit von  $f_{c,90,k} = 14,8$  N/mm<sup>2</sup> und  $E_{90,mean} = 790$  N/mm<sup>2</sup> und bei paralleler Belastung von  $f_{c,90,k} = 16,3$  N/mm<sup>2</sup> und  $E_{90,mean} = 860$  N/mm<sup>2</sup> errechnet. Für Typ Q konnten bei rechtwinkliger Belastung Werte von  $f_{c,90,k} = 14,6$  N/mm<sup>2</sup> ( $E_{90,mean} = 800$  N/mm<sup>2</sup>) und bei paralleler Belastung von  $f_{c,90,k} = 18,5$  N/mm<sup>2</sup> ( $E_{90,mean} = 3100$  N/mm<sup>2</sup>) bestimmt werden.

Tab. 2 Durchgeführte Versuche an Nadel-FSH

	Lastrichtung	Auflagerlänge [mm]				Gesamt	
		Reihe	50	100	200		400
Typ Q	⊥	SE	5	5	5	5	20
		SM	5	5	5	4	19
		QN	-	-	5	-	5
		SE	5	2	5	5	17
		SM	5	5	5	4	19
		QN	-	-	5	-	5
Typ P	⊥	SE	2	3	4	3	12
		SM	4	2	2	-	8
		QN	-	-	3	-	3
		SE	3	4	3	-	10
		SM	3	4	3	-	10
		QN	-	-	6	-	6



Abb. 3 Versagen von parallel (||) belastetem FSH auf Grund ausknickender Furnierlagen (links). Belastungsrichtung rechtwinklig (⊥) zu den Furnierlagen (rechts).





Abb. 4 Ausknicken der Furnierlagen bei Buchen-FSH Typ Q unter Belastung parallel zur Furnierorientierung



Abb. 5 Rollschubähnliches Versagen von senkrecht zur Furnierlage belastetem Buchen-FSH Typ P

Tab. 3 Durchgeführte Versuche an Buchen FSH

	Lastrichtung	Auflagerlänge [mm]				Gesamt	
		Reihe	50	100	200		400
Typ Q	⊥	SE	5	5	5	-	15
		SM	5	5	5	-	15
		QN	-	-	5	-	5
		SE	5	5	5	-	15
		SM	5	5	5	-	15
		QN	-	-	5	-	5
Typ P	⊥	SE	5	5	5	3	18
		SM	5	4	5	2	16
		QN	-	-	15	-	15
		SE	4	5	3	-	12
		SM	5	5	-	-	10
		QN	-	-	10	-	10

### 3 Entwicklung eines verformungsbasierten Bemessungsansatzes

#### 3.1 Einleitung

Für den nachfolgenden Vergleich der Versuchsergebnisse zu den mit Hilfe des EC5 berechneten Werten wird eine Verformung über die gesamte Querschnittshöhe von 5 mm zu Grunde gelegt. Dies entspricht einer Stauchung von 2 % über die Messlänge von 250 mm. Abb. 6 zeigt die mit Hilfe  $f_{c,90,mean}$  berechneten Tragfähigkeiten nach EC5 im Vergleich zu den Versuchsergebnissen bei einer Verformung von 5 mm über die Trägerhöhe. Es ist erkennbar, dass die berechneten Werte für eine mittig belastete Schwelle (SM) gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen. Für die übrigen untersuchten Konfigurationen berechnen sich nach EC5 höhere Werte als in den Versuchen erreicht wurden. Dies gilt ebenfalls, wenn größere Verformungen als 5 mm angesetzt werden. Die Abweichungen betragen bis zu 24 %. Für alle untersuchten Laststellungen beträgt das Verhältnis EC5 zu Versuchen im Mittel 1,11 bei einer Standardabweichung von 0,09 (COV 8,1 %). Dies bedeutet, dass die Berechnung nach EC5 auf der unsicheren Seite liegt.

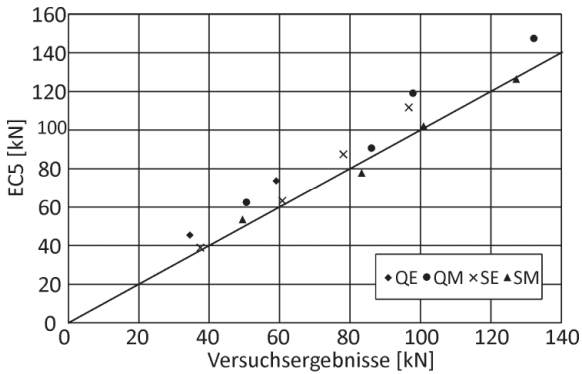


Abb. 6 Berechnete Werte nach EC5 im Vergleich zu den Versuchsergebnissen bei 5 mm Verformung

Im EC5 wird der Querdruckbeiwert  $k_{c,90}$  nach der Auflagersituation „Schwelle“ und „Balken“ unterschieden. Wird  $k_{c,90}$  mit Hilfe Gleichung (1) und den Versuchsergebnissen für alle untersuchten Lager-situationen bei einer Verformung von 5 mm rückgerechnet, ist deutlich erkennbar, dass ein Zusammenhang zwischen der Art der Lastausbreitung (Belastung am Ende oder Belastung in der Mitte) besteht. Ebenso weichen die Werte in Ihrer Größe von den Angaben im EC5 deutlich ab (Tab. 4).

Tab. 4 Berechnete Werte für  $k_{c,90}$  und nach EC5

Reihe	$k_{c,90}$	
	EC5	Versuche
QM	1,75	1,52
QE	1,75	1,37
SM	1,50	1,50
SE	1,50	1,37

Auf Grund des Zusammenhangs in der Lastausbreitung wird im weiteren Verlauf nicht mehr zwischen Balken (Reihen Q) und Schwellen (Reihen S) unterschieden. Es findet lediglich noch eine Unterscheidung zwischen einem einseitigen und zweiseitigen Überstand statt.

### 3.2 Herleitung auf Basis der Ergebnisse von Brettschichtholz

Auf Grund dieser Beobachtungen ist ein neuer Ansatz für die Querdruckbemessung notwendig. Analog zu Madsen [6] kann die Querdrucktragfähigkeit in zwei

Anteile aufgeteilt werden: Einen Querdruckanteil, der direkt in der Kontaktfläche wirkt sowie den Anteil, der als mitwirkende Faserlänge bezeichnet wird. Dies kann anhand einfacher Überlegungen gezeigt werden, die im Folgenden vorgestellt werden sollen.

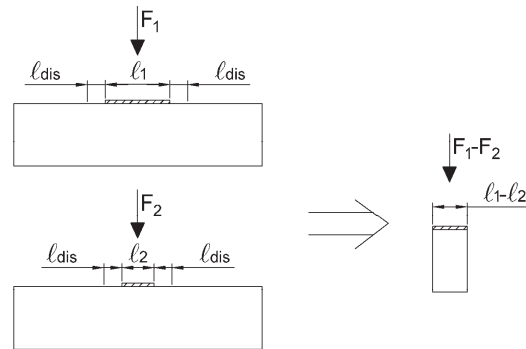


Abb. 7 Vorgehen zur Bestimmung der wirksamen Querdruckspannungen

Abb. 7 zeigt das Vorgehen, dass zur Ermittlung einer effektiven Querdruckspannung unter der Kontaktfläche herangezogen wurde. Die mittleren Last-Verformungs-Kurven der jeweiligen Versuchsreihen werden überlagert, indem jeweils die Lastverschiebungskurve für eine bestimmte Kontaktlänge  $\ell$  von der Lastverschiebungskurve für die gleiche Auflagersituation, jedoch mit einer größeren Kontaktlänge, subtrahiert wird. Ausgehend von der Annahme, dass die mitwirkende Faserlänge unabhängig von der Kontaktlänge ist, entfällt für die resultierenden Werte der Anteil der mitwirkenden Faserlänge. Ein kurzes Beispiel soll dies verdeutlichen: Werden von den Messwerten für eine mittig belastete Schwelle mit Auflagerlänge 200 mm die Messwerte einer mittig belasteten Schwelle mit Auflagerlänge 100 mm subtrahiert, erhält man eine Last-Verschiebungskurve für eine 100 mm lange Kontaktfläche ohne Überstand, ähnlich einem Versuch nach EN 408.

Die resultierenden Spannungen können so in Abhängigkeit der Verformungen  $u$  erfasst werden. Abb. 8 zeigt dies beispielhaft für die untersuchten Kombinationen an Brettschichtholz der Reihe SE. Es ist erkennbar, dass die so berechneten Spannungskurven – mit den für Holz üblichen Streuungen – auf einem ähnlichen Niveau liegen. Dies bedeutet, dass in der Kontaktfläche bei gleichen erreichten Verformungen

auch die gleichen Spannungen erreicht werden. Dabei spielt die belastete Trägerlänge keine Rolle. Die Kurven können durch eine Modifikation der Querdruckfestigkeit, die sich nach EN 408 ergibt, angenähert werden (siehe Gleichung (2)). Die Faktoren  $k_a$  und  $k_b$  sind materialabhängig und können für BSH zu  $k_a = 1,5$  und  $k_b = 0,4$  für eine einseitige Lastausbreitung bestimmt werden. Die berechneten Näherungswerte sind ebenfalls in Abb. 8 dargestellt.

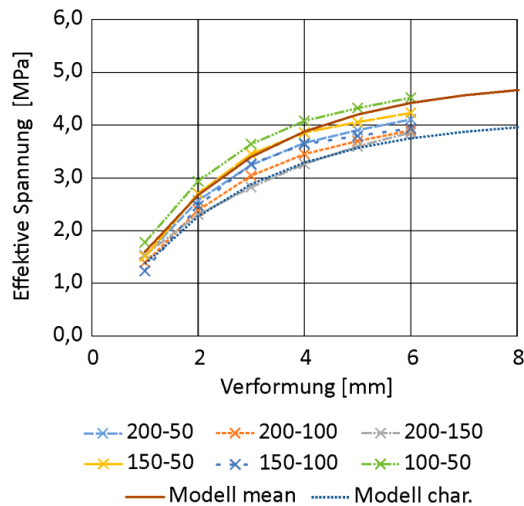


Abb. 8 Effektive Querdruckspannungen und Näherungskurven für BSH Reihe SE

Es ist eine gute Übereinstimmung erkennbar. Werden die wirksamen Querdruckspannungen mit Hilfe der charakteristischen Querdruckfestigkeit  $f_{c,90,k}$  berechnet, liegen die Werte erwartungsgemäß an der Untergrenze der Kurvenschar.

$$\sigma_{c,90,eff} = k_a \cdot (1 - e^{-k_b \cdot u}) \cdot f_{c,90} = k_{c,90} \cdot f_{c,90} \quad (2)$$

Im nächsten Schritt wird die mitwirkende Faserlänge  $\ell_{dis}$  bestimmt. Die in den Versuchen gemessenen Lasten abzüglich des Beitrags der Querdruckspannungen  $\sigma_{c,90,eff}$  in der Kontaktfläche sind diejenigen Kraftanteile, die von der mitwirkenden Faserlänge übernommen werden. Auch dieser Anteil ist verformungsabhängig. In der späteren Bemessung wird die Querdruckfestigkeit verwendet. Daher wird die mitwirkende Faserlänge mit dem Wert  $f_{c,90,mean}$  berechnet. Gleichung (3) ergibt für jeden Verformungsschritt eine mitwirkende Faserlänge, die in Abb. 9 dargestellt ist. Es ist ersichtlich, dass mit zunehmender

der Verformung die mitwirkende Faserlänge ansteigt. Dies ist insofern plausibel, da sich die Holzfasern mit zunehmender Verformung quer zur Faser immer weiter einhängen.

$$\ell_{dis}(u) = \frac{F(u) - \sigma_{c,90,eff}(u) \cdot b \cdot \ell}{f_{c,90,mean} \cdot b} \quad (3)$$

Um das Berechnungsmodell einfach zu halten, werden die mitwirkenden Faserlängen ebenfalls angenähert. In einem Verformungsbereich von 5 mm bis 15 mm Verformung kann der Beitrag der mitwirkenden Faserlänge mit  $\ell_{dis} = 60$  mm als konstant angenommen werden. Für kleinere Werte kann zwischen  $\ell_{dis} = 0$  mm für  $u = 0$  mm und  $\ell_{dis} = 60$  mm für  $u = 5$  mm interpoliert werden.

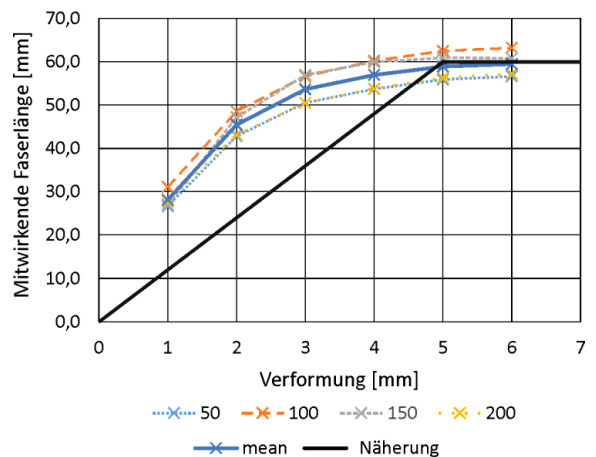


Abb. 9 Mitwirkende Faserlänge in Abhängigkeit der Verformung für die Reihen BSH SE

Das gleiche Vorgehen wird für eine mittig belastete Schwelle (zweiseitige Lastausbreitung) durchgeführt. Es ergeben sich Werte von  $k_a = 1,7$ ,  $k_b = 0,6$  sowie  $\ell_{dis} = 40$  mm. Im späteren Berechnungsmodell wird vereinfacht sowohl für eine einseitige als auch eine zweiseitige Lastausbreitung ein Wert von  $\ell_{dis} = 40$  mm je Auflagerseite für BSH angesetzt. Um die Last quer zur Faser in Abhängigkeit der Verformung zu berechnen, werden die beiden Anteile addiert. Dies resultiert in Gleichung (4).

$$F_{c,90} = b \cdot (k_{c,90}(u) \cdot \ell + \ell_{dis}) \cdot f_{c,90} \quad (4)$$

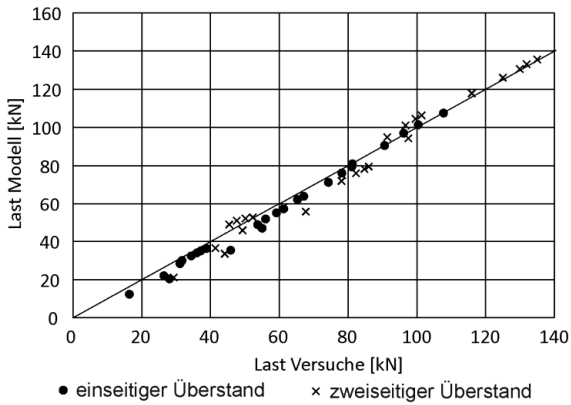


Abb. 10 Vergleich der Modellwerte mit den Versuchsergebnissen für BSH im Verformungsbereich 1 mm bis 12 mm

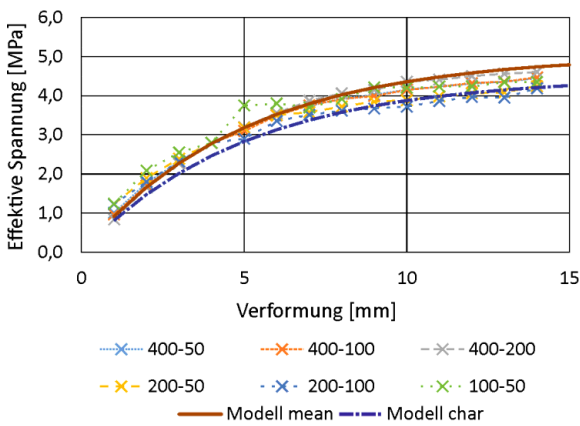


Abb. 11 Effektive Querdruckspannungen bei Nadel-FSH Typ Q ⊥, Serie SE

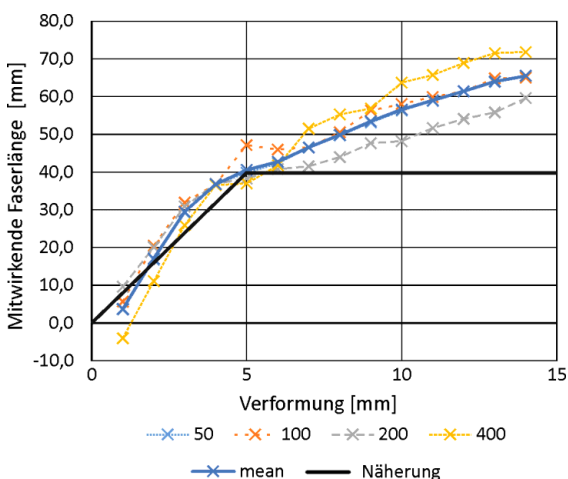


Abb. 12 Mitwirkende Faserlänge bei Nadel-FSH Typ Q ⊥, Serie SE

Abb. 10 zeigt einen Vergleich der mit Hilfe von Gleichung (4) berechneten Tragfähigkeiten gegenüber den Versuchswerten im Verformungsbereich 1 mm bis 12 mm. Es ist eine gute Übereinstimmung erkennbar und die Abweichungen des hier vorgestellten Ansatzes sind geringer als diejenigen des EC5. Die Anpassung der mitwirkenden Faserlänge führt jedoch dazu, dass die berechneten Lasten für einen einseitigen Überstand die Versuchsergebnisse leicht unterschätzen. Der mittlere Verhältnisswert aus Modell/Versuch beträgt 0,99 bei einer Standardabweichung von 0,08 (COV = 7,8 %).

### 3.3 Übertragung auf FSH

Die gleiche Herangehensweise kann auf FSH übertragen werden. Im Folgenden wird das Vorgehen bei den einzelnen Furnierschichthölzern kurz erläutert.

#### Nadel-FSH Typ P

Für Nadel-FSH Typ P können bei Belastung rechtwinklig zu den Furnierlagen ebenso wie für BSH wirksame Querdruckspannungen berechnet werden. Mit den Faktoren  $k_a = 1,60$  und  $k_b = 0,2$  für eine einseitige Lastausbreitung und  $k_a = 1,80$  und  $k_b = 0,2$  für eine zweiseitige Lastausbreitung können diese mit Hilfe Gleichung (2) angenähert werden. Mit dem unter Abschnitt 3.2 geschilderten Vorgehen wird eine mittlere mitwirkende Faserlänge je Auflagerseite von  $\ell_{d1s} = 40$  mm bestimmt, die im Verformungsbereich von 5 mm bis 15 mm gilt.

#### Nadel-FSH Typ Q

FSH aus Nadelholz mit Querlagen verhält sich in beiden Lastkonfigurationen wie Nadel-FSH Typ P. Durch die quer verklebten Furnierlagen ist das Verhalten jedoch steifer, insbesondere, wenn die Last parallel zu den Furnierlagen aufgebracht wird.

Da in den Versuchen bei Beanspruchung rechtwinklig zu den Furnierlagen selbst bei großen Verformungen kein Lastabfall zu verzeichnen war, kann der hier vorgestellte Ansatz verwendet werden.

Eine Betrachtung der wirksamen Querdruckspannungen (Abb. 11) zeigt ein ähnliches Bild wie für Brett-schichtholz. Jedoch werden die gleichen Spannungswerte erst bei größeren Verformungen erreicht, was

bedeutet, dass sich der Werkstoff weicher verhält. Dies ist in den oben angegebenen Werten für die Elastizitätsmoduln begründet. Die Faktoren  $k_a = 1,40$  und  $k_b = 0,2$  können sowohl für eine Berechnung mit einer einseitigen als auch mit einer zweiseitigen Lastausbreitung verwendet werden. Die berechnete mitwirkende Faserlänge ist in Abb. 12 dargestellt. Der negative Wert in der Reihe SE400 kann dabei mit einem Anfangsschlupf im Versuchsaufbau erklärt werden. Die so ermittelten Werte steigen bis zu einer Verformung von 3 mm linear an. Danach beginnen sich auch hier plastische Effekte bemerkbar zu machen, was in diesem Fall heißt, dass die Fasern zu reißen beginnen. Über alle Werte lässt sich ein Mittelwert von  $\ell_{dis} = 45$  mm bilden. Für eine zweiseitige Lastausbreitung berechnet sich ein Wert von  $\ell_{dis} = 40$  mm, wobei hier bereits bei 2 mm Verformung die Fasern an der Trägeroberkante abzureißen beginnen. Für den Modellansatz wird ein Wert von  $\ell_{dis} = 40$  mm gewählt, der wiederum für eine Verformung von 5 mm bis 15 mm gilt. Darunter darf linear interpoliert werden.

Abb. 13 zeigt den Vergleich der mit Gleichung (4) berechneten Tragfähigkeiten und den Versuchsergebnissen in einem Verformungsbereich von 1 mm bis 15 mm. Alle untersuchten Auflagerlängen von 50 mm bis 400 mm sind enthalten. Der mittlere Verhältniswert beträgt 0,98 bei einer Standardabweichung von 0,08 (COV = 8,2 %).

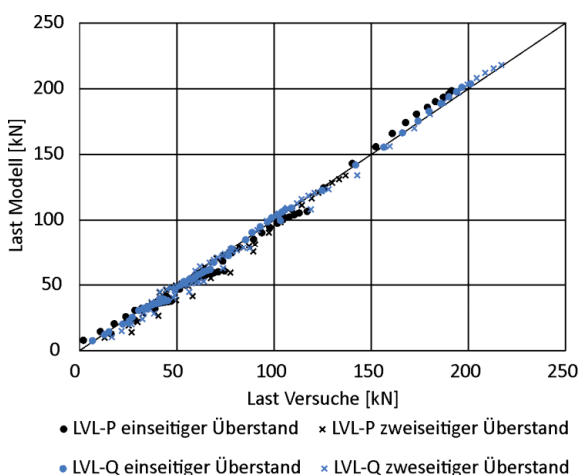


Abb. 13 Vergleich der berechneten Tragfähigkeiten mit den Versuchswerten für Nadel-FSH  $\perp$  im Verformungsbereich 1 bis 15 mm

## Buchen-FSH Typ P

Bei Buchen-FSH Typ P  $\parallel$  konnte in Trägerversuchen (im Gegensatz zu den Versuchen nach EN 408) bei einer Belastung parallel zu den Furnierlagen kein Abfall in den Last-Verformungs-Kurven festgestellt werden.

Die effektiven Spannungen sind in Abb. 14 dargestellt. Auf Grund der deutlich höheren Querdruckfestigkeit von Buchen-FSH sind die erreichten Spannungen ebenfalls höher. Diese liegen für eine Verformung von 14 mm bei etwa 20 MPa bis 25 MPa. Diese Spannungswerte können mit den Faktoren  $k_a = 1,60$  und  $k_b = 0,15$  für eine Näherung mit Hilfe der Gl. (2) verwendet werden. Die Abweichungen der Näherungsfunktion gegenüber den berechneten Werten sind auf den ersten Blick größer als bei den übrigen bisher betrachteten Werkstoffen.

Abb. 15 zeigt die mitwirkenden Faserlängen für Buchen-FSH Typ P  $\parallel$  für eine am Ende belastete Schwelle. Auch hier ist für eine zunehmende Verformung quer zur Faser eine kontinuierliche Zunahme der mitwirkenden Faserlänge erkennbar. Über alle Verformungsschritte berechnet sich ein Mittelwert  $\ell_{dis} = 37$  mm für eine einseitige Lastausbreitung. Für eine zweiseitige Lastausbreitung beträgt  $\ell_{dis} = 28$  mm. Um das Modell einfach zu halten, wird ein Wert von  $\ell_{dis} = 30$  mm gewählt. Da dieser kleiner ist als der für eine einseitige Lastausbreitung bestimmte Wert, müssen die berechneten Tragfähigkeiten quer zur Faser mit Hilfe der Näherung der effektiven Spannungen etwas nach oben korrigiert werden. Daher trifft die Näherung für Buchen-FSH Typ P für eine einseitige Lastausbreitung nicht die berechneten effektiven Spannungen, ist jedoch aus praktischen Gründen notwendig. Für einen zweiseitigen Überstand sind die gleichen Werte für  $k_a$  und  $k_b$  gültig. Der Vergleich der berechneten Lasten mit den in den Versuchen erreichten führt zu einem mittleren Verhältnis von 0,99 bei einer Standardabweichung von 0,09 (COV = 9,1 %).



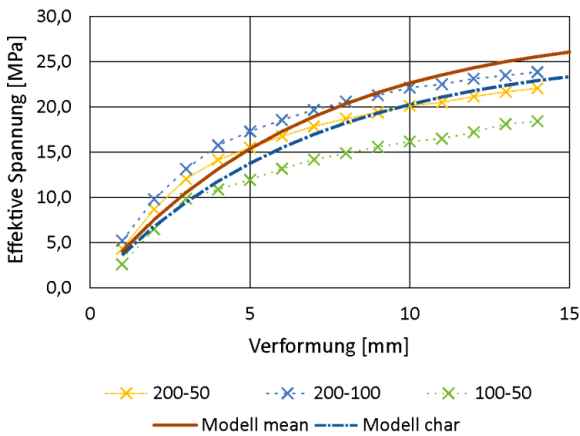


Abb. 14 Wirksame Spannungen für Buchen-FSH Typ P ||, Serie SE

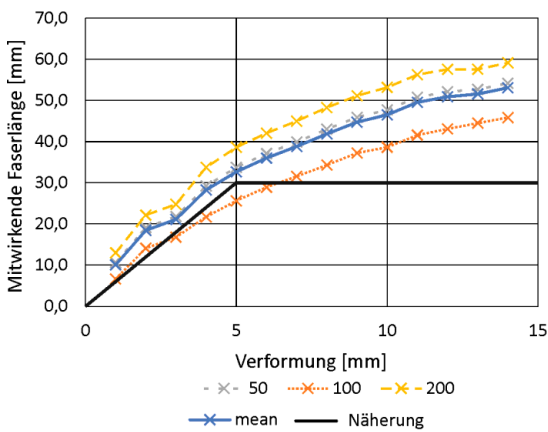


Abb. 15 Mitwirkende Faserlänge für Buchen-FSH Typ P ||, Reihe SE

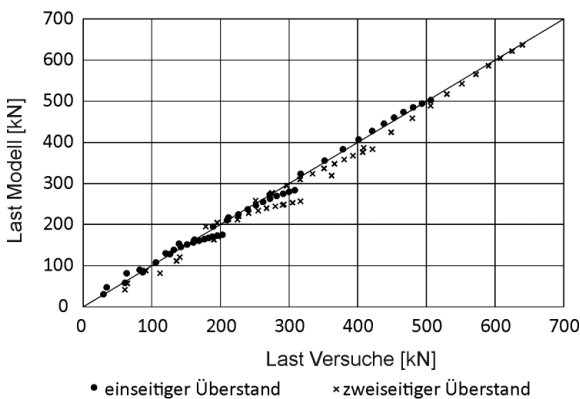


Abb. 16 Vergleich der berechneten Tragfähigkeit mit den Versuchswerten bei Buchen-FSH Typ Q im Verformungsbereich 1 mm bis 15 mm

### Buchen-FSH Typ Q

Buchen-FSH Typ Q verhält sich ähnlich wie Nadel-FSH Typ Q. Ebenso wie bei den anderen Materialien lassen sich unter der Kontaktfläche wirkende Querdrukkspannungen berechnen. Diese liegen für eine Beanspruchung rechtwinklig zur Furnierorientierung bei einer Verformung von 14 mm bei rund 20 N/mm<sup>2</sup> und können mit Hilfe von Gl. (2) unter Verwendung von  $k_a = 1,5$  und  $k_b = 0,15$  für eine einseitige und  $k_a = 2,0$  und  $k_b = 0,10$  für eine zweiseitige Lastausbreitung approximiert werden. In beiden Fällen lässt sich eine mitwirkende Faserlänge von  $\ell_{dis} = 40$  mm berechnen. Im Vergleich der mit Gleichung (4) berechneten Tragfähigkeiten mit den Versuchswerten ergibt sich im Verformungsbereich von 1 mm bis 15 mm ein Mittelwert von 0,99 bei einer Standardabweichung von 0,08. Auf Grund der höheren Reststeifigkeit bei großen Verformungen nehmen die Abweichungen mit zunehmenden Verformungen zu (Abb. 16), die berechneten Tragfähigkeiten sind jedoch konservativ.

Eine Zusammenfassung der bestimmten Parameter  $k_a$ ,  $k_b$  und  $\ell_{dis}$  ist am Ende des Beitrags im vorgestellten Bemessungsvorschlag zu finden.

### 3.4 Werkstoffe mit einem abnehmendem Tragverhalten bei großen Verformungen

Die Werkstoffe Nadel-FSH Typ P || und Q || sowie Buchen-FSH Typ P ⊥ und Typ Q || zeigen abnehmende Lasten bei größeren Verformungen, d. h. es lässt sich in den Versuchen eine Höchstlast bestimmen. Die maximale Tragfähigkeit kann auf ähnliche Weise bestimmt werden, jedoch entfällt die verformungsbaasierte Berechnung. Für diesen Zweck wird der Querdrukkbeiwert  $k_{c,90}$  in Gl. (2) für die maximale Last bei entsprechender Verformung bestimmt.

Im Fall von Nadel-FSH Typ P mit einer Beanspruchung parallel zu den Furnierlagen wurde eine abnehmende Last bei zunehmender Verformung auf Grund der ausknickenden Furniere festgestellt (siehe Abb. 3). Die Berechnung von  $k_{c,90}$  erfolgt lediglich für eine Verformung von 6 mm, da bei dieser Verformung die Höchstlast erreicht ist. Der Wert  $k_{c,90} = 1,0$  ist passend für die Berechnung der Tragfähigkeit. Die mitwirkende Faserlänge wird zu  $\ell_{dis} = 25$  mm bestimmt,

die bei Erreichen der Tragfähigkeit wirksam ist. Auf Grund der Höchstlast bei einer Verformung von 6 mm sollte in diesem Fall immer ein GZT betrachtet werden, da ein Überschreiten dieser Verformung zum Versagen des Querschnitts führt.

Für Nadel-FSH Typ Q mit paralleler Beanspruchung zu den Furnierlagen wurde wie bei Typ P ebenfalls ein Lastabfall in den Versuchen festgestellt. Die Furnierlagen beginnen bei einer aufgebrachten Verformung von 2 mm bis 4 mm auszuknicken. An diesem Punkt lassen sich Werte von  $\ell_{dis} = 25$  mm sowie  $k_{c,90} = 1,3$  berechnen, die zur Berechnung der Tragfähigkeit im GZT verwendet werden können.

Auf Grund des Rollschubversagens bei größeren Verformungen wurde für eine Beanspruchung senkrecht zu den Furnierlagen bei Buchen-FSH Typ P auch in Trägerversuchen eine abnehmende Last mit zunehmender Verformung gemessen. Die Berechnung von  $\ell_{dis}$  ergibt einen Wert von 30 mm je Seite. Obwohl die Tragfähigkeit bis zu einer Verformung von 14 mm ansteigt, wird nur ein Wert von  $k_{c,90} = 1,6$  als sinnvoll erachtet, da die Schädigung nicht lokal ist, sondern sich bei Erreichen der Tragfähigkeit auf den gesamten Querschnitt auswirkt (siehe Abb. 5).

Wie in Abschnitt 2.3 angegeben, war bei einer Belastung parallel zu den Furnierlagen bei Buchen-FSH Typ Q eine Höchstlast in den Versuchen feststellbar. Daher werden für die Berechnung der Tragfähigkeit Werte von  $\ell_{dis} = 30$  mm sowie für eine Verformung von 10 mm  $k_{c,90} = 1,35$  vorgeschlagen.

#### 4 Diskussion des Bemessungsansatzes

Im aktuell gültigen Bemessungsmodell des EC5 ist es nicht möglich, Aussagen über die auftretenden Verformungen bei Querdruckbeanspruchung zu machen. Ebenso scheint eine Berechnung in Abhängigkeit der Stauchung (vergleiche [7]) nicht sinnvoll, da sich für hohe Träger damit unrealistisch große Verformungen ergeben. Daher muss in diesem Fall eine Begrenzung der Trägerhöhe erfolgen, wie von Leijten 2016 vorgeschlagen [8], der die rechnerische Trägerhöhe auf 140 mm begrenzt. Dies deckt sich mit den

hier vorgestellten Ergebnissen, wo im oberen Trägerbereich bis in eine Tiefe von 150 mm rund 90 % der Gesamtverformung aufgetreten ist.

In vielen Fällen scheint die Betrachtung eines GZT für bestimmte Holzprodukte nicht notwendig. Dies gilt insbesondere für Schwellen. Ausnahmen hingegen bilden diskrete Trägerauflager, z. B. Zwischenaufleger von Durchlaufträgern, wo lokale Verformungen die effektive Trägerhöhe reduzieren und so die Höhe von Biege- und Schubspannungen beeinflussen. Daher können große Verformungen, hervorgerufen durch eine Querdruckbeanspruchung, zu einem Tragfähigkeitsversagen, z. B. unter Biegung führen. Im Gegensatz dazu ist für kontinuierlich gelagerte Träger oder Endauflager eine Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) passender, da hier kein Versagen auf Grund einer Querdruckbeanspruchung auftritt. Daher sollte der bemessende Ingenieur in jedem Fall entscheiden, ob ein Sekundärversagen, verursacht durch Querdruckverformungen, auftreten kann oder nicht. In beiden Fällen ist es möglich, die Tragfähigkeit quer zur Faser durch die zugelassenen Verformungen zu begrenzen. Auf Grund der geringeren Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweise im GZG ( $\gamma = 1,0$ ) ist es daher möglich, höhere Lasten zu übertragen, ohne ein Versagen zu riskieren. Natürlich muss dem Ingenieur bewusst sein, dass die Wahrscheinlichkeit des Eintretens der angesetzten Verformungen signifikant größer ist als im GZT. Analog zu Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln ist eine maximale Verformung von 15 mm zulässig. Ein kurzes Beispiel soll die Funktion verdeutlichen: In BSH wird die Verformung von 15 mm im GZG in einigen Fällen erreicht werden, wohingegen im GZT lediglich Verformungen von 1,5 mm bis 3 mm zu erwarten sind. Dieser Verformungswert ist das Resultat aus der Annahme des maximal möglichen Wertes für  $k_{c,90} = 1,7$  sowie der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  und  $\gamma_M$ .

Das vorgestellte Bemessungsmodell liefert einen sinnvollen Ansatz, da eine direkte Berechnung der Querdrucktragfähigkeit in Abhängigkeit der zu erwartenden Verformung möglich ist. Es muss zwischen einer einseitigen und zweiseitigen Lastausbreitung unterschieden werden, wobei von einer zweiseitigen Lastausbreitung ausgegangen werden kann, wenn die Lasteinleitungsfläche einen Mindestabstand von

200 mm zum Trägerende einhält. Der Hauptteil der Verformungen wird dabei auf den vertikalen Nahbereich der Kontaktfläche begrenzt, was ebenso für höhere Träger gilt. Für flachere Träger kann der vorgestellte Ansatz ebenso verwendet werden, wobei die berechneten Tragfähigkeiten konservativ sind. Hier wäre für die Zukunft die Modifikation mit Hilfe eines Faktors denkbar, der die Trägerhöhe berücksichtigt. Die mitwirkende Faserlänge  $l_{dis}$  ist dabei analog zu EC5 auf einen seitlichen Trägerüberstand  $a$  oder die Kontaktlänge  $l$  zu begrenzen die gleichen Grenzwerte wie im EC5 angegeben. Nichtsdestotrotz ist eine Evaluierung des Modells mit einer größeren Stichprobe sowie die Überprüfung der Anwendbarkeit auf Träger mit einer größeren Höhe als 250 mm wünschenswert.

## 5 Gegenüberstellung EC5

Im Folgenden sollen der hier vorgestellte Bemessungsansatz sowie das Berechnungsmodell des EC5 im GZT und GZG für BSH miteinander verglichen werden. Dabei wird so vorgegangen, dass die Gleichungen (1) und (4) so umgestellt werden, dass alle tragfähigkeitserhöhenden Anteile im Faktor  $X$  zusammengefasst werden:

$$\frac{F_{c,90,k}}{A} = X \cdot f_{c,90,k} \cdot k_{mod} \quad (5)$$

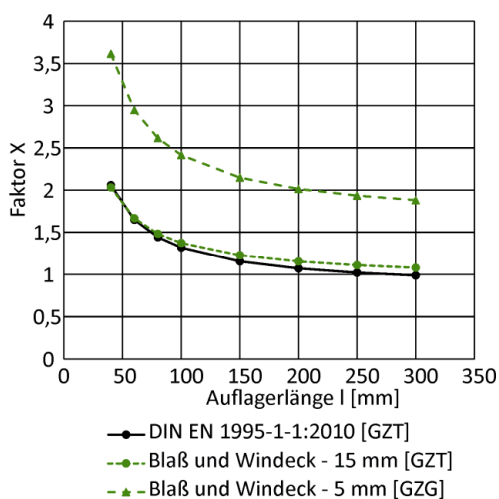


Abb. 17 Faktor X im GZT und GZG für eine mittig belastete Schwelle aus BSH

Der Faktor  $X$  beinhaltet dabei den Einfluss der mitwirkenden Faserlänge  $l_{mit}$  bzw.  $l_{dis}$  sowie den Querdruckbeiwert  $k_{c,90}$ . Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F = 1,4$  und  $\gamma_M = 1,3$  werden ebenfalls im Faktor  $X$  berücksichtigt.

Beispielhaft soll eine mittig belastete Schwelle betrachtet werden. Abb. 17 zeigt die Werte für den Faktor  $X$  in Abhängigkeit der Auflagerlänge. Für eine mittig belastete Schwelle im GZT ( $\gamma_F = 1,4$  und  $\gamma_M = 1,3$ ) liegen beide Bemessungsmodelle auf einem Niveau, d. h., dass in beiden Modellen die Querdruckfestigkeit um den gleichen Faktor erhöht wird und damit auch ähnliche Tragfähigkeiten resultieren. Der hier vorgestellte Ansatz ermöglicht jedoch im GZG ( $\gamma_F = \gamma_M = 1,0$ ) eine um ca. 70 % erhöhte Ausnutzung für Schwellen gegenüber der aktuell gültigen Normung im EC5, wenn Verformungen von 5 mm für das Tragwerk verträglich sind.

## 6 Anwendungsbeispiele

Beispielhaft soll im Folgenden eine mittig belastete Schwelle aus BSH sowie Buchen-FSH Typ P || betrachtet werden, um die Unterschiede zwischen dem EC5 und dem hier vorgestellten Ansatz in der Bemessung aufzuzeigen. Das Bauteil habe einen Querschnitt von (BxH) 100x250 mm<sup>2</sup> und die Auflagerlänge betrage  $l = 100$  mm. Zur Berechnung wird die in den Versuchen bestimmte charakteristische Querdruckfestigkeit  $f_{c,90,k}$  herangezogen sowie der Modifikationsbeiwert  $k_{mod} = 1,0$  gesetzt.

Es ist ersichtlich, dass das hier vorgestellte Modell in der Lage ist, die Tragfähigkeiten im GZT gut zu reproduzieren (siehe Tab. 5 und Tab. 6). Dies ist jedoch nur für mittig belastete Schwellen der Fall, da bei dieser Konfiguration auch mit dem EC5-Modell eine gute Übereinstimmung erreicht wurde (siehe Abb. 6). Für andere Laststellungen treten gegenüber dem EC5 teils starke Abweichungen auf, da mit der aktuellen Normung die in den Versuchen erreichten Tragfähigkeiten überschätzt werden.

Im präsentierten Modellansatz ist eine Umrechnung der Tragfähigkeiten in Bemessungswerte für Schwellen jedoch nicht notwendig, da kein Versagen eintreten kann. Die berechneten Werte im GZG erscheinen



niedrig, jedoch muss angemerkt werden, dass die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  auf der Einwirkungsseite zu 1,0 angesetzt werden können. Daher ist die aufbringbare Last deutlich größer als nach EC5. Sind Verformungen bis zu 15 mm verträglich mit dem Bauwerk, kann die Last unter Berücksichtigung aller Teilsicherheitsbeiwerte ( $\gamma_F = \gamma_M = 1,0$ ) gegenüber dem GZT für BSH um bis zu 90 % und für Buchen-FSH Typ P || um bis zu 130 % gesteigert werden.

Tab. 5 Beispielrechnung für BSH

EC5	
$A_{ef}$	$= 100 \cdot (100 + 2 \cdot 30) = 16000 \text{ mm}^2$
$k_{c,90}$	$= 1,5$
$f_{c,90,k}$	$= 2,75 \text{ MPa}$
$F_{c,90,k}$	$= A_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90} = 66,0 \text{ kN}$
$F_{c,90,d}$	$= \frac{1,0}{1,3} \cdot 66,0 = 50,7 \text{ kN}$
Modell	
$u$	$= 15 \text{ mm}$ im GZT
$k_{c,90}$	$= 1,7 \cdot (1 - e^{-0,6 \cdot u}) = 1,70$
$F_{c,90}^{GZT}$	$= 100 \cdot (1,70 \cdot 100 + 2 \cdot 40) \cdot 2,75 = 68,7 \text{ kN}$
$F_{c,90,d}$	$= \frac{1,0}{1,3} \cdot 68,7 = 52,9 \text{ kN}$
Modell	
$u$	$= 15 \text{ mm}$ im GZG
$F_{c,90}^{GZG}$	$= 100 \cdot (1,70 \cdot 100 + 2 \cdot 40) \cdot 2,75 = 68,7 \text{ kN}$
$u$	$= 5 \text{ mm}$ im GZG
$k_{c,90}$	$= 1,7 \cdot (1 - e^{-0,6 \cdot u}) = 1,62$
$F_{c,90}^{GZG}$	$= 100 \cdot (1,62 \cdot 100 + 2 \cdot 40) \cdot 2,75 = 66,5 \text{ kN}$

Insbesondere für FSH lassen sich auf Grund der hohen Reststeifigkeit unterschiedliche Tragfähigkeiten bei verschiedenen Verformungen berechnen. Ist eine Verformung von 5 mm verträglich mit der Konstruktion, kann eine Last von 235 kN übertragen werden, wohingegen nach EC5 eine charakteristische Last von  $201 \text{ kN}/\gamma_F = 143 \text{ kN}$  aufgebracht werden kann. Daher kann mit dem vorgestellten Berechnungsmodell die charakteristische Last um 65 % gesteigert werden, obwohl vergleichsweise geringe Verformungen angesetzt werden.

Tab. 6 Beispielrechnung für Buchen-FSH Typ P

EC5	
$A_{ef}$	$= 100 \cdot (100 + 2 \cdot 30) = 16000 \text{ mm}^2$
$k_{c,90}$	$= 1,0$
$f_{c,90,k}$	$= 16,3 \text{ MPa}$
$F_{c,90,k}$	$= 261 \text{ kN}$
$F_{c,90,d}$	$= \frac{1,0}{1,3} \cdot 261 = 201 \text{ kN}$
Modell	
$u$	$= 15 \text{ mm}$ im GZT
$k_{c,90}$	$= 1,6 \cdot (1 - e^{-0,15 \cdot u}) = 1,43$
$F_{c,90}^{GZT}$	$= 100 \cdot (1,43 \cdot 100 + 2 \cdot 30) \cdot 16,3 = 331 \text{ kN}$
$F_{c,90,d}$	$= \frac{1,0}{1,3} \cdot 331 = 255 \text{ kN}$
Modell	
$u$	$= 15 \text{ mm}$ im GZG
$F_{c,90}^{GZG}$	$= 100 \cdot (1,43 \cdot 100 + 2 \cdot 30) \cdot 16,3 = 331 \text{ kN}$
$u$	$= 5 \text{ mm}$ im GZG
$k_{c,90}$	$= 1,6 \cdot (1 - e^{-0,15 \cdot u}) = 0,84$
$F_{c,90}^{GZG}$	$= 100 \cdot (0,84 \cdot 100 + 2 \cdot 30) \cdot 16,3 = 235 \text{ kN}$

## 7 Bemessungsvorschlag

Auf der Basis von 386 Versuchen wurde gezeigt, dass der Faktor  $k_{c,90}$  unabhängig von der Auflagersituation ist und nach der Art der Lastausbreitung (einseitig/zweiseitig) unterschieden werden sollte. Dies bildet die Grundlage für den folgenden Bemessungsvorschlag, in dem die zu erwartenden Verformungen direkt berücksichtigt werden können.

### 7.1 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die folgende Bedingung ist zu erfüllen:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d}$$

Wobei gilt:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

mit:

$\sigma_{c,90,d}$  ist der Bemessungswert der Spannung rechtwinklig zur Faser in der Kontaktfläche

$F_{c,90,d}$  ist der Bemessungswert der Kraft rechtwinklig zur Faser

$A_{ef}$  ist die effektive Kontaktfläche

$f_{c,90,d}$  ist der Bemessungswert der Festigkeit rechtwinklig zur Faser

$k_{c,90}$  ist ein Faktor, der die Lastkonfiguration, die Möglichkeit eines Aufspalten sowie den Grad der Verformung berücksichtigt

Die effektive Kontaktfläche rechtwinklig zur Faser,  $A_{ef}$ , kann unter Berücksichtigung der effektiven Kontaktlänge in Faserrichtung bestimmt werden, wobei die modifizierte Kontaktlänge,  $k_{c,90} \cdot \ell$ , auf jeder Seite um die Länge  $\ell_{dis}$  verlängert werden kann.

$$A_{ef} = b \cdot (k_{c,90} \cdot \ell + \ell_{dis,left} + \ell_{dis,right})$$

mit:

$$\ell_{dis} = \min\{\ell; \ell_{pro} \cdot \min(1; a / 150; \ell_1 / 300)\}$$

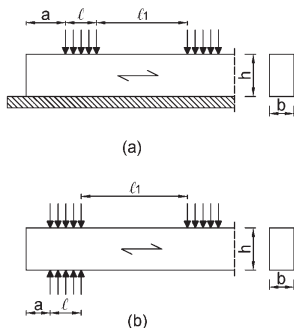


Abb. 18 (a) kontinuierlich gelagerter Träger und (b) mit Einzellagerung

Für  $k_{c,90}$  gelten die folgenden Werte, sonst gilt  $k_{c,90} = 1,0$  sowie  $\ell_{dis} = 0$ .

Material	Lastrichtung	$k_{c,90}$ für				Große Verformungen zulässig
		$a < 150$ mm oder $\ell_1 < 300$ mm	$a \geq 150$ mm und $\ell_1 \geq 300$ mm	$\ell_{pro}$ [mm]		
Vollholz und BSH aus Nadelholz	-	1,5	1,7	40	Ja <sup>1)</sup>	
Nadel-FSH Typ P	$\perp$	1,5	1,7	40	Ja <sup>1)</sup>	
Nadel-FSH Typ P	$\parallel$	1,0		25	Nein	
Nadel-FSH Typ Q	$\perp$	1,4		40	Ja <sup>1)</sup>	
Nadel-FSH Typ Q	$\parallel$	1,3		25	Nein	
Buchen-FSH Typ P	$\perp$	1,6		30	Nein	
Buchen-FSH Typ P	$\parallel$	1,4		40	Ja <sup>1)</sup>	
Buchen-FSH Typ Q	$\perp$	1,3		30	Ja <sup>1)</sup>	
Buchen-FSH Typ Q	$\parallel$	1,3		30	Nein	

<sup>1)</sup> Wenn größere Verformungen keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit oder die Stabilität des Systems haben, dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  und  $\gamma_M$  zu 1,0 angenommen werden

### 7.2 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Verformung  $u$  rechtwinklig zur Faser in einer Kontaktfläche kann durch eine Begrenzung der eingeleiteten Kraft eingeschränkt werden.

$$F_{c,90,k} \leq k_{mod} \cdot f_{c,90,k} \cdot b \cdot (k_a \cdot (1 - e^{-k_b \cdot u}) \cdot \ell + \ell_{dis,left} + \ell_{dis,right})$$

mit:

$$\ell_{dis} = k_u \cdot \min\{\ell; \ell_{pro} \cdot \min(1; a / 150; \ell_1 / 300)\}$$

$$k_u = \min\{1; u / 5 \text{ mm}\}$$

mit:

$F_{c,90,k}$  ist die charakteristische Last rechtwinklig zur Faser

$f_{c,90,k}$  ist die charakteristische Festigkeit rechtwinklig zur Faser

$b$  ist die Breite der Kontaktfläche rechtwinklig zur Faser

$u$  ist die gewählte Begrenzung der Verformung in der Kontaktfläche in mm

Material	Lastrichtung	a < 150 mm oder $\ell_1 < 300$ mm		a $\geq$ 150 mm und $\ell_1 \geq 300$ mm		$\ell_{pro}$ [mm]	Max u [mm]
		$k_a$	$k_b$	$k_a$	$k_b$		
Vollholz und BSH aus Nadelholz	-	1,5	0,4	1,7	0,6	40	15
Nadel-FSH Typ P	$\perp$	1,6	0,2	1,8	0,2	40	15
	$\parallel$	1,8	0,2	1,8	0,2	25	4
Nadel-FSH Typ Q	$\perp$	1,4	0,2	1,4	0,2	40	15
	$\parallel$	2,4	0,2	2,4	0,2	25	4
Buchen-FSH Typ P	$\perp$	3,5	0,15	3,5	0,15	30	4
	$\parallel$	1,6	0,15	1,6	0,15	40	15
Buchen-FSH Typ Q	$\perp$	1,5	0,15	1,5	0,15	30	15
	$\parallel$	3,0	0,15	3,0	0,15	30	4

Für die Bezeichnungen gilt Abb. 18 analog.

### 7.3 Festigkeitswerte

Die charakteristischen Querdruckfestigkeiten sind nicht Bestandteil des Bemessungsvorschlags, werden der Vollständigkeit halber aber in Tab. 7 angegeben.

Tab. 7 Charakteristische Festigkeitswerte  $f_{c,90,k}$  der untersuchten Holzwerkstoffe

Material	Lastrichtung	$f_{c,90,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Vollholz und BSH aus Nadelholz	-	2,75
Nadel-FSH Typ P	$\perp$	3,0
	$\parallel$	8,0
Nadel-FSH Typ Q	$\perp$	3,2
	$\parallel$	8,2
Buchen-FSH Typ P	$\perp$	14,8
	$\parallel$	16,3
Buchen-FSH Typ Q	$\perp$	14,6
	$\parallel$	18,5

## 8 Fazit

Im Grundsatz beschreibt der Ansatz die Last-Verformungs-Kurven der durchgeführten Versuche. Das Modell ermöglicht die Berechnung der Querdrucktragfähigkeit in direkter Abhängigkeit einer festgelegten Verformungsgrenze und erlaubt eine Abschätzung der Steifigkeit eines Anschlusses. Allgemein ist für die Werkstoffe, für die große Verformungen zulässig sind, eine Bemessung unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte nicht nötig, da kein sprödes Materialversagen eintritt. Nur in Fällen, in denen Verformungen zu übermäßigen Reduktionen der Querschnittsfläche führen und daher höhere Spannungen in Biegung und Schub zur Folge haben können, sollten diese berücksichtigt werden. Im Gegensatz dazu wird empfohlen, Werkstoffe, die nur geringe Verformungen erreichen, immer im GZT zu bemessen da große Schädigungen über den gesamten Querschnitt zu einem Lastabfall bei höheren Verformungen führen. Der entwickelte Ansatz stimmt gut mit den durchgeführten Versuchen in einem Verformungsbereich von 1 mm bis 15 mm Gesamtverformung überein. Die direkte Berücksichtigung der zulässigen Verformungen hebt ihn von den anderen Modellen ab. Dem bemessenden Ingenieur wird so ein genauere Blick auf die Querdruckproblematik ermöglicht, da er von Fall zu Fall in der Lage ist, zu entscheiden, welche Verformung für das Tragwerk verträglich ist. Sind große Verformungen zulässig, können die Teilsicherheitsbeiwerte in der Bemessung zu 1,0 gesetzt werden. Nichtsdestotrotz ist der Modifikationsbeiwert  $k_{mod}$  zur Berücksichtigung der Lasteinleitungsdauer und der Holzfeuchte im GZG anzusetzen.

## 9 Literaturverzeichnis

- [1] DIN EN 1995-1-1:2010-12. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.
- [2] Blaß, H.J. und Görlacher, R. (2004): Compression perpendicular to the grain. Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, Lahti, Finland.
- [3] DIN EN 408:2012-10. Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften.
- [4] DIN EN 14358:2013-09. Berechnung der charakteristischen 5%-Quantile und Mittelwerte für Erstprüfung und werkseigene Produktionskontrolle.
- [5] DIN EN 14080:2013-09. Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen.
- [6] Madsen, B. (2001): Behaviour of timber connections. Canadian Journal of Civil Engineering, 28 (3), 546.
- [7] van der Put, T.A.C.M. (2008): Derivation of the bearing strength perpendicular to the grain of locally loaded timber blocks. Holz als Roh- und Werkstoff, 66 (6), 409–417.
- [8] Leijten, A.J.M. (2016): The bearing strength capacity perpendicular to grain of Norway spruce – Evaluation of three structural timber design models. Construction and Building Materials, 105, 528–535.

## 10 Autor

Lukas Windeck, M.Sc.

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

Kontakt:  
Lukas.Windeck@kit.edu

# Moment-Normalkraft-Querkraft Interaktion in stiftförmigen Verbindungsmitteln von Stahlblech-Holz-Verbindungen

Hans Joachim Blaß

## Zusammenfassung

In Stahlblech-Holz-Verbindungen mit Holzbauteilen hoher Rohdichte, z.B. mit Laubhölzern, kann bei Beanspruchung auf Abscheren ein vollständiges Versagen der Verbindungsmittel auftreten. Dieses Versagen wird bisher in den Bemessungsregeln des Eurocode 5 nicht berücksichtigt; dort werden nur die Biegebeanspruchung der Stifte und die Zugbeanspruchung aus dem Seileffekt mit ihren jeweiligen Widerstandswerten nachgewiesen. In diesem Beitrag wird ein analytisches Modell hergeleitet, in dem die gleichzeitige Beanspruchung der stiftförmigen Verbindungsmittel durch Biegemomente, Zugnormalkräfte und Querkräfte und ihr Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbindung berücksichtigt werden. Es zeigt sich, dass die Moment-Normalkraft-Querkraft Interaktion (MNV-Interaktion) insbesondere für größere Verhältnismomente aus Lochleibungsfestigkeit des Holzes und Zugfestigkeit der Verbindungsmittel zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit von 5% bis 40% von Verbindungen führen kann, die nach Eurocode 5 bemessen wurden.

## 1 Einleitung

In vielen Bemessungsnormen bildet das Fließgelenkmodell von Johansen [1] die Grundlage für die Bemessung auf Abscheren beanspruchter Holzverbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln. Johansen betrachtete ausschließlich Holz-Holz-Verbindungen, in denen das Erreichen der Biegetragfähigkeit der Verbindungsmittel deren einzige Versagensform darstellt. Der Seileffekt, der Zugkräfte in den Stiften verursachen kann, wurde von ihm vernachlässigt. Im Gegensatz zu Holz-Holz-Verbindungen können in Scher-Lochleibungs-Verbindungen des Stahlbaus Bolzen auch durch Abscheren der Bolzen selbst versagen (siehe Abb. 1).

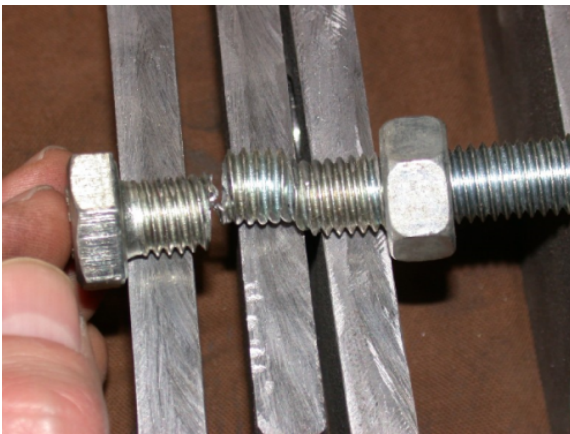


Abb. 1 Scherversagen eines Bolzens in einer Scher-Lochleibungs-Verbindung

Das Erreichen der Biegetragfähigkeit des Stiftes stellt auch im erweiterten Johansen-Modell für Stahlblech-Holz-Verbindungen den Versagensmechanismus des Stiftes selbst dar. Falls der traglasterhöhende Seileffekt berücksichtigt wird, geht auch die Zugtragfähigkeit des Verbindungsmittels in die Bemessung ein. Eine Moment-Normalkraft-Interaktion ist allerdings nicht Teil der Bemessung, beide Tragwiderstände des Verbindungsmittels, das Fließmoment und die Zugtragfähigkeit dürfen unabhängig voneinander ausgenutzt werden. Versuche mit Stahlblech-Holz-Verbindungen ([2], [3] und [4]) insbesondere mit Holzbauteilen höherer Rohdichte zeigen jedoch ein kombiniertes Biege- und Scherversagen der Stifte bis zum vollständigen Querschnittsbruch, siehe Abb. 2.



Abb. 2 Kombiniertes Biege- und Scherversagen eines Stabdübels in einer Verbindung mit innen liegendem Stahlblech und Seitenhölzern aus Buchenbrettschichtholz

Grundsätzlich sollte jede Bemessung einer Verbindung oder eines Bauteils sämtliche auftretenden Versagensmechanismen berücksichtigen, um die Tragfähigkeit wirklichkeitsnah abschätzen zu können. Bisher wird das Verbindungsmittelversagen durch eine kombinierte Einwirkung von Biegemoment, Zugkraft und Querkraft in der Bemessung von Holzverbindungen jedoch außer Acht gelassen. Dieser Beitrag zeigt auf, in welchen Fällen zusätzlich zum Biegemoment eine Zugkraft und eine Querkraft in der Bemessung des Verbindungsmittels maßgeblich werden und damit zu einer geringeren Tragfähigkeit als nach den Bemessungsregeln des Eurocode 5 führen können.

## 2 Analytisches Modell

Abb. 3 zeigt als Beispiel den Versagensmechanismus nach Eurocode 5 mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge für einschnittig beanspruchte Stifte in Stahlblech-Holz-Verbindungen mit außen liegendem dickem Stahlblech. Im Gegensatz zu Holz-Holz-Verbindungen, in denen an der Stelle des Fließmoments die Querkraft im Stift immer gleich Null ist, erreicht die Querkraft in der Scherfuge zwischen Stahlblech und Holz einen Größtwert, siehe Punkt A in Abb. 3. An der Stelle des Fließgelenks im Holzbauteil – Punkt B in Abb. 3 – gilt dasselbe wie in Holz-Holz-Verbindungen: die Querkraft im Stift ist gleich Null. Da eine Verdrehung des Verbindungsmittels zwischen den Punkten A und B eine Zugkraft verursachen kann, könnte das Fließmoment im Punkt B durch diese gleichzeitig wirkende Zugkraft verringert werden, während das Fließmoment im Punkt A zusätzlich durch die Querkraft reduziert wird (siehe Abb. 4).

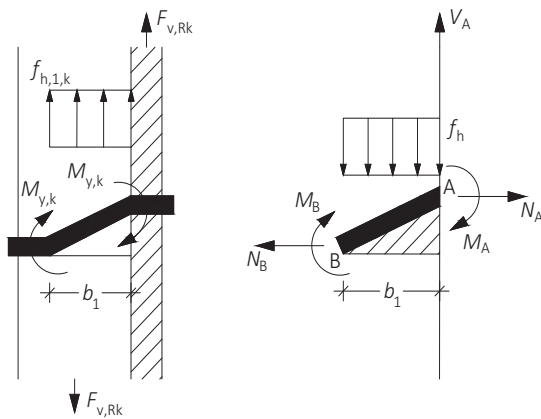


Abb. 3 Zwei Fließgelenke pro Scherfuge in einer Stahlblech-Holz-Verbindung mit außen liegendem dickem Stahlblech

Die Querkraft  $V_A$  in Abb. 3 entspricht der Tragfähigkeit nach Johansen und damit dem ersten Teil der Bemessungsgleichung (8.10e) nach Eurocode 5. Der zusätzliche Anteil aus dem Seileffekt wird nicht über die Querkraft des Stiftes, sondern über Reibung zwischen Stahlblech und Holz übertragen. In Anlehnung an das „lower bound theorem“ für die Plastizitätsbemessung im Stahlbau wird die gleichzeitige Wirkung des Biegemoments, der Zugkraft und der Querkraft im Stift durch eine willkürliche Aufteilung des Kreisquerschnitts in drei Anteile  $A_M$ ,  $A_N$  und  $A_V$  berücksichtigt, die jeweils die Stiftschnittgrößen  $M$ ,  $N$  und  $V$  übertragen und dabei die Gleichgewichts- und Fließbedingungen erfüllen (siehe Abb. 4 rechts oben). Vereinfacht wird für den Stift ein linear elastisch-plastisches Spannungs-Dehnungs-Diagramm ohne Verfestigung angenommen.

Die Querkraft im Punkt B in Abb. 3 ist gleich Null und die Zugkraft  $N_B$  ist kleiner als  $N_A$ . Aus diesem Grund ist die Biegetragfähigkeit  $M_B$  größer als  $M_A$ . Die Tragfähigkeit der Verbindung beträgt mit dem Reibbeiwert  $\mu$  zwischen Stahlblech und Holz:

$$F_{v,R} = \sqrt{2 \cdot (M_{y,A} + M_{y,B}) \cdot f_h \cdot d + \mu \cdot N_A} = V_A + \mu \cdot N_A \quad (1)$$

Da jede die Gleichgewichtsbedingungen erfüllende Unterteilung des Kreisquerschnitts zu einem Wert unterhalb der wirklichen Tragfähigkeit führt, wird diejenige Aufteilung in  $A_M$ ,  $A_N$  und  $A_V$  ermittelt, die zum rechnerischen Größtwert der Tragfähigkeit führt. Diese wird als Tragfähigkeit pro Stift und

Scherfuge betrachtet. Dazu werden die Flächenanteile  $A_M$  zwischen Null (keine Momententragfähigkeit des Stiftes) und zwei Halbkreisen (volle Momententragfähigkeit) variiert.

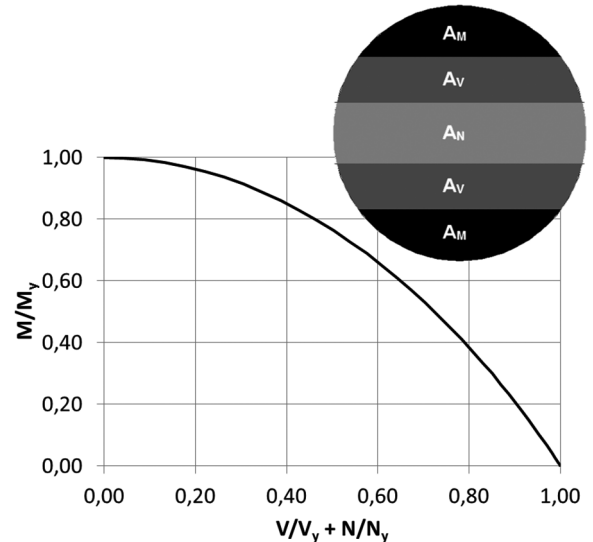


Abb. 4 MNV-Interaktion für Kreisquerschnitte mit linear-elastisch-plastischem Spannungs-Dehnungs-Diagramm und Stiftquerschnitt mit Querschnittsbereichen für  $M$ ,  $N$  und  $V$

Die plastische Biegetragfähigkeit beträgt abhängig von  $A_M$ :

$$M_{y,A} = 2 \cdot A_M \cdot x_s \cdot f_y \quad (2)$$

mit

$M_{y,A}$  Fließmoment der beiden Teilflächen  $A_M$

$A_M$  Teilfläche zur Übertragung des Biegemoments in Abb. 4 oben rechts

$x_s$  Abstand des Schwerpunkts der Teilfläche  $A_M$  vom Kreismittelpunkt

$M_y$  Fließgrenze des Stiftes

Wird der Einfluss der Zugkraft  $N_B$  auf die plastische Biegetragfähigkeit im Punkt B vernachlässigt, beträgt das Fließmoment des Stiftes im Punkt B:

$$M_{y,B} = f_y \cdot \frac{d^3}{6} \quad (3)$$

Der nach dem Modell von Johansen ermittelte Anteil der Tragfähigkeit  $V_A$  folgt dann für beliebige Werte von  $M_{y,A}$ :

$$V_A = \sqrt{2 \cdot (M_{y,A} + M_{y,B}) \cdot f_h \cdot d} \quad (4)$$

Die Tragfähigkeit  $V_A$  nach Gleichung (4) entspricht der von  $M_{y,A}$  abhängigen Querkraft im Stift im Punkt A. Mit der plastischen Scherfestigkeit des Stahls trägt die erforderliche Teilquerschnittsfläche  $A_V$  zur Übertragung der Scherkraft:

$$A_{V,req} = \frac{V_A \cdot \sqrt{3}}{2 \cdot f_y} \quad (5)$$

Der verbleibende Teilquerschnitt  $A_N$  steht zur Übertragung der Zugkraft  $N_A$  zur Verfügung:

$$A_N = \frac{\pi \cdot d^2}{4} - 2 \cdot (A_M + A_V) \quad (6)$$

Die Zugtragfähigkeit des Stiftes ist der kleinere Wert aus Ausziehtragfähigkeit und plastischer Zugtragfähigkeit des Teilquerschnitts  $A_N$ :

$$F_{ax,R} = \min\{f_{ax} \cdot d \cdot \ell_{ef}; A_N \cdot f_y\} \quad (7)$$

mit

$f_{ax}$  Ausziehparameter

$d$  Stiftdurchmesser

$\ell_{ef}$  Gewindelänge oder profilierte Länge

$A_N$  Teilfläche zur Übertragung der Zugkraft in Abb. 4 oben rechts

Da die MNV-Interaktion nicht nur den Anteil der Tragfähigkeit nach dem Modell von Johansen, sondern auch die Zugtragfähigkeit des Stiftes reduziert, kann auch der Beitrag des Seileffekts verringert sein. Die Interaktionsbeziehung nach Abb. 4 lässt sich sehr gut durch folgende Näherung darstellen:

$$\frac{M}{M_y} + \left( \frac{N}{f_{tens}} + \frac{V}{f_{shear}} \right)^2 = 1 \quad (8)$$

Gleichung (8) muss an jeder Stelle entlang der Stiftachse erfüllt sein. Daher können die Bemessungsgleichungen des Eurocode 5 einschließlich des Seileffekts solange verwendet werden, wie die Stifteigenschaften  $M_{y,k}$ ,  $f_{tens,k}$  und  $f_{shear,k}$  Gleichung (8) erfüllen. Erfüllen die einzelnen Höchstwerte des Stiftes für  $M_{y,k}$ ,  $f_{tens,k}$  und  $f_{shear,k}$  nicht die Bedingung der Gleichung (8), müssen sie entsprechend verringert werden. Diese Verringerung darf für die jeweilige Eigenschaft unterschiedlich groß sein und so gewählt werden, dass ein Größtwert der Tragfähigkeit  $F_{v,R}$  resultiert.

### 3 Parameterstudie

Um den Einfluss der MNV-Interaktion auf die Tragfähigkeit von Verbindungen mit auf Abscheren beanspruchten Stiften abzuschätzen, werden folgende Parameter variiert:

- Art des Stiftes: Nagel, Schraube, Stabdübel, Bolzen;
- Stahlgüte für Stabdübel und Bolzen;
- Stiftdurchmesser;
- Eindringtiefe des Stiftes im Holz;
- Holzrohddichte;
- Versagensmechanismus nach Johansen.

Die nominelle Streckgrenze und Zugfestigkeit der Stabdübel und Bolzen sind aus der Leistungserklärung des Herstellers oder direkt aus Zugversuchen bekannt. Die Leistungserklärungen für Nägel oder Schrauben enthalten dagegen anstelle der nominellen Streckgrenze  $f_y$  [N/mm<sup>2</sup>] und Zugfestigkeit  $f_u$  [N/mm<sup>2</sup>] die Zugtragfähigkeit  $f_{tens}$  [N] und das Fließmoment  $M_y$  [Nmm]. Um diese Werte im analytischen Modell verwenden zu können, wird eine wirksame Streckgrenze  $f_y$  aus den Tragfähigkeiten  $f_{tens}$  [N] und  $M_y$  [Nmm] berechnet. Dazu wird ein Kreisquerschnitt mit dem Nenndurchmesser angenommen.

Abb. 5 zeigt beispielhaft den Einfluss der Festigkeitsklasse des Holzes und damit der Rohddichte auf die charakteristische Tragfähigkeit von Verbindungen mit einschnittig beanspruchten Rillennägeln nach ETA-13/0523 in Stahlblech-Holz-Verbindungen. Der angenommene Versagensmechanismus ist



durch zwei Fließgelenke pro Scherfuge gekennzeichnet, die charakteristischen Werte der Tragfähigkeit wurden einmal mit dem vorgestellten MNV-Modell (schwarze Rauten in Abb. 5) und zusätzlich mit dem erweiterten Johansen-Modell (Kreise in Abb. 5) berechnet.

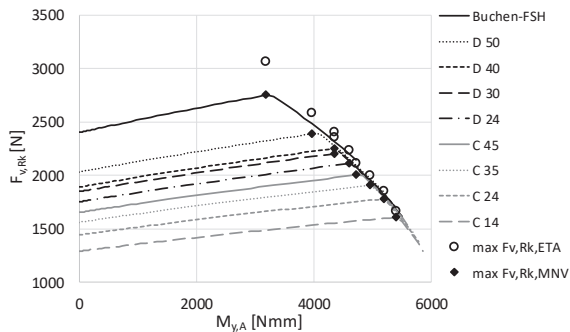


Abb. 5 Einfluss der Holzrohddichte auf die Tragfähigkeit einschnittig beanspruchter Rillennägel ( $d = 4 \text{ mm}$ ,  $\ell_{ef} = 30 \text{ mm}$ , dickes Stahlblech) in Stahlblech-Holz-Verbindungen [5]

Sämtliche Kurven in Abb. 5 zeigen einen ähnlichen Verlauf: Für  $M_{y,A} = 0$  entsprechen die charakteristischen Werte der Tragfähigkeit denjenigen einer Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnem Blech und einem Fließgelenk pro Scherfuge. Wird  $M_{y,A}$  größer, steigen auch die Tragfähigkeiten  $F_{v,Rk}$  bis zu einem Größtwert. Vor dem Erreichen des Größtwertes wird der kreisförmige Querschnitt des Nagels durch ein Moment  $M_{y,A}$ , eine Querkraft  $V_A$  und eine Zugkraft  $N_A$  beansprucht, ohne dass Fließen im gesamten Kreisquerschnitt auftritt.

Mit dem Erreichen des Größtwertes plastiziert der Querschnitt vollständig (siehe Abb. 4 rechts oben). Eine weitere Erhöhung von  $M_{y,A}$  führt dann zu einer größeren Querkraft  $V_A$  (siehe Gleichung (4)) und die für  $N_A$  zur Verfügung stehende Querschnittsfläche nimmt ab. Diese Abnahme hat dann eine Verringerung des Seileffekts mit der dadurch bedingten Verringerung der berechneten Tragfähigkeit  $F_{v,Rk}$  zur Folge. Da jede beliebige Kombination von  $A_M$ ,  $A_V$  und  $A_N$  zu einer Untergrenze der plastischen Tragfähigkeit führt, wird das Maximum jeder Kurve in Abb. 5 als Tragfähigkeit  $F_{v,Rk}$  pro Nagel angenommen (schwarze Rauten). Die Kreise in Abb. 5 zeigen zum Vergleich die charakteristischen Werte der Tragfähigkeit nach ETA-13/0523 ohne Begrenzung des

Seileffekts und ohne Berücksichtigung der MNV-Interaktion. Für das gezeigte Beispiel der Rillennägel wird die Tragfähigkeit nach ETA-13/0523 um 3% für Bauteile des Festigkeitsklasse C14 und um 11% für Bauteile aus Buchenurnierschichtholz überschätzt.

Die berechneten Tragfähigkeiten in Abb. 5 gelten für den Versagensmechanismus mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge. Da der zutreffende Versagensmechanismus a priori nicht bekannt ist, sind sämtliche Versagensmechanismen zu überprüfen. Abb. 6 zeigt das Ergebnis: lediglich für geringe charakteristische Rohdichten unterhalb  $320 \text{ kg/m}^3$  wird der Versagensmechanismus mit einem Fließgelenk pro Scherfuge maßgebend. Die gestrichelte Linie in Abb. 6 repräsentiert den Verlauf der Tragfähigkeit mit Berücksichtigung der MNV-Interaktion.

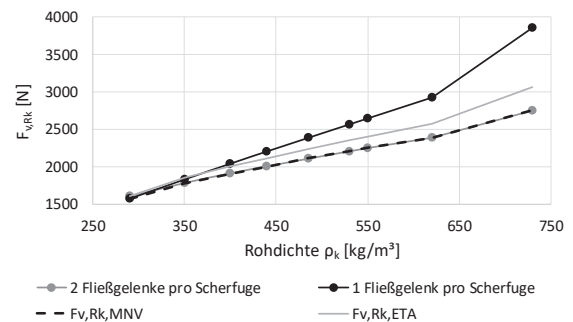


Abb. 6 Einfluss der Holzrohddichte auf die Tragfähigkeit einschnittig beanspruchter Rillennägel ( $d = 4 \text{ mm}$ ,  $\ell_{ef} = 30 \text{ mm}$ , dickes Stahlblech) in Stahlblech-Holz-Verbindungen für unterschiedliche Versagensmechanismen [5]

Der Verhältniswert zwischen Tragfähigkeit nach ETA-13/0523 und nach dem MNV-Modell steigt mit größerer Nagellänge und höherer Holzrohddichte. Für Rillennägeln mit einem Durchmesser von  $4 \text{ mm}$  beträgt die Überschätzung der Tragfähigkeit bis zu 20%, für den Durchmesser  $6 \text{ mm}$  bis zu 27% (siehe Tab. 1). Tab. 1 zeigt beispielhaft die Verhältniswerte der Tragfähigkeit nach Eurocode 5 ohne Begrenzung des Seileffekts und der Tragfähigkeit des vorgestellten Modells unter Berücksichtigung der MNV-Interaktion im Stift.

Tab. 1 Ausgewählte Verhältniswerte der charakteristischen Tragfähigkeiten von Stahlblech-Holz-Verbindungen nach Eurocode 5 und den entsprechenden Werten unter Berücksichtigung der MNV-Interaktion

Verbindungsmittel, Durchmesser und Eindringtiefe/ Holzdicke	Charakteristische Rohdichte [kg/m <sup>3</sup> ]		
	350	440	730
Rillennagel 4x80 mm	107 %	108 %	120 %
Rillennagel 6x80 mm	108 %	110 %	127 %
VG Schraube 5x70 mm	107 %	110 %	125 %
VG Schraube 8x130 mm	110 %	114 %	142 %
VG Schraube 10x180 mm	108 %	112 %	143 %
VG Schraube 12x200 mm	108 %	111 %	138 %
Stabdübel S355 10 mm, t = 90 mm	104 %	105 %	108 %
Stabdübel S355 12 mm, t = 90 mm	104 %	105 %	108 %
Stabdübel S355 16 mm, t = 90 mm	103 %	103 %	108 %
Bolzen 5.8 12 mm, t = 90 mm	108 %	110 %	131 %
Bolzen 5.8 16 mm, t = 90 mm	106 %	107 %	132 %
Bolzen 5.8 20 mm, t = 90 mm	106 %	107 %	123 %

Die folgenden Parameter haben einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbindung unter Berücksichtigung der MNV-Interaktion im Stift:

- Art des Stiftes: Verbindungsmittel mit ausgeprägtem Seileffekt wie Rillennägel, Schrauben oder Bolzen zeigen einen größeren Einfluss der MNV-Interaktion als Stabdübel ohne Seileffekt;
- Stahlgüte: Der Einfluss der MNV-Interaktion steigt mit abnehmender Stahlgüte;
- Eindringtiefe: Der Einfluss der MNV-Interaktion steigt mit zunehmender Länge der Nägel oder Schrauben;
- Holzrohichte: Der Einfluss der MNV-Interaktion steigt mit zunehmender charakteristischer Rohichte.

## 4 Versuchsergebnisse

### 4.1 Versuche mit Verbindungsmitteln

Das Fließmoment  $M_y$  und die Zugtragfähigkeit  $f_{tens}$  sind die maßgebenden Stifteigenschaften im Bemessungsmodell des Eurocode 5 für Verbindungen mit auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln. Wird die MNV-Interaktion berücksichtigt, ist zusätzlich die Schertragfähigkeit des Stiftes erforderlich. Für Bolzen und Stabdübel kann diese aus EN 1993-1-8 entnommen werden, für Nägel oder Schrauben ist die Schertragfähigkeit bisher nicht bekannt.

Zur Bestimmung der Schertragfähigkeit  $f_{shear}$  wurde eine Prüfanordnung mit zwei Stahlplatten verwendet, bei der Zugkräfte und Biegemomente im Stift soweit möglich vermieden wurden (siehe Abb. 7).

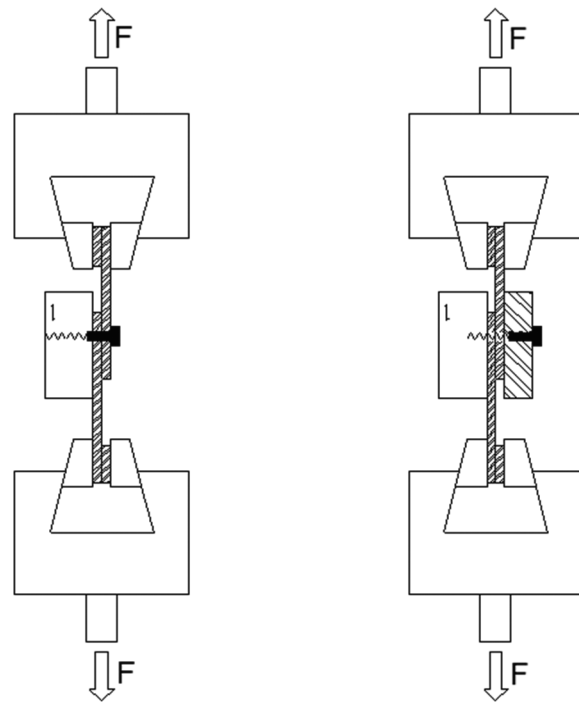


Abb. 7 Versuchsanordnung zur Bestimmung der Schertragfähigkeit von Schrauben im glatten Schaft (links) und im Gewinde (rechts) [5]

Für Teilgewindeschrauben wurde die Schertragfähigkeit sowohl im glatten Schaft als auch im Gewindebereich bestimmt. Ein Holzblock auf der Seite der Schraubenspitze und ein Stahlteil auf der Kopfseite

erlauben das einfache Positionieren des zu prüfenden Querschnitts in der Scherfuge und verhindern das Verdrehen der Verbindungsmittel.

Tab. 2 und 3 zeigen die ermittelten Schertragfähigkeiten für unterschiedliche Verbindungsmittel zusammen mit dem Fließmoment  $M_y$  und der Zugtragfähigkeit  $f_{tens}$ . 5%-Quantile (Tab. 3) wurden nach EN 14358 bestimmt. Pro Versuchsreihe wurden meist 10 Verbindungsmittel geprüft.

Tab. 2 Mittelwerte des Fließmoments, der Zugtragfähigkeit und der Schertragfähigkeit von Rillennägeln und Schrauben

Verbindungsmittel und Durchmesser	$M_y$ Nm	$f_{tens}$ kN	$f_{shear}$ kN	$f_{shear}/f_{tens}$
Nagel 4 mm, Profil	7,68	9,09	5,88	0,65
Schraube 5 mm, Gewinde	9,48	12,1	7,15	0,59
Schraube 8 mm, Gewinde	32,4	24,8	16,7	0,67
Schraube 8 mm, Schaft	37,6	27,6	19,8	0,72
Schraube 10 mm, Gewinde	56,8	34,7	27,2	0,78
Schraube 10 mm, Schaft	81,1	47,8	33,7	0,71
Schraube 12 mm, Gewinde	88,5	47,6	31,9	0,67
Schraube 12 mm, Schaft	127	63,6	42,2	0,66

Tab. 3 Charakteristische Werte des Fließmoments, der Zugtragfähigkeit und der Schertragfähigkeit von Rillennägeln und Schrauben

Verbindungsmittel und Durchmesser	$M_y$ Nm	$f_{tens}$ kN	$f_{shear}$ kN	$f_{shear}/f_{tens}$
Nagel 4 mm, Profil	6,79	8,18	5,30	0,65
Schraube 5 mm, Gewinde	8,55	10,9	6,22	0,57
Schraube 8 mm, Gewinde	29,2	22,4	15,1	0,67
Schraube 8 mm, Schaft	33,8	24,1	17,9	0,74
Schraube 10 mm, Gewinde	51,2	31,2	24,4	0,78
Schraube 10 mm, Schaft	73,0	43,1	30,4	0,71
Schraube 12 mm, Gewinde	79,6	42,8	26,9	0,63
Schraube 12 mm, Schaft	114	57,2	38,0	0,66

Das Verhältnis zwischen Scher- und Zugtragfähigkeit liegt zwischen 0,59 und 0,78 auf dem Niveau der Mittelwerte und zwischen 0,57 und 0,78 auf dem Niveau der charakteristischen Werte. Das entsprechende Verhältnis für den Schaft von Bolzen nach Tabelle 3.4 der EN 1993-1-8 beträgt 0,6 und für den

Gewindebereich entweder 0,6 (Stahlgüten 4.6, 5.6 oder 8.8) oder 0,5 (Stahlgüten 4.8, 5.8, 6.8 oder 10.9) und ist damit den ermittelten Werten für Schrauben und Rillennägel sehr ähnlich.

## 4.2 Versuche mit Verbindungen

10 Stahlblech-Holz-Verbindungen mit auf Abscheren beanspruchten Rillennägeln 4,0x35 wurden in Buchenurnierschichtholz bis zum Versagen geprüft. Außer den Eigenschaften der Verbindungen wurden unabhängig davon die Nageleigenschaften  $M_y$ ,  $f_{tens}$  und  $f_{shear}$  (siehe Tab. 2 und 3) der Ausziehparameter  $f_{ax}$  und die Lochleibungsfestigkeit des Furnierschichtholzes  $f_h$  bestimmt. Die Verbindungen können durch folgende Parameter charakterisiert werden:

- Rillennägel 4,0x35 ohne Vorbohren in Buchenurnierschichtholz nach ETA-14/0354  
 $F_{ax,Rmean} = 3,99$  kN – Nägel in der Deckfläche  
 $F_{ax,Rmean} = 3,84$  kN – Nägel in der Schmalfläche  
 $f_{h,mean} = 112$  N/mm<sup>2</sup> – Nägel in der Deckfläche  
 $f_{h,mean} = 98,6$  N/mm<sup>2</sup> – Nägel in der Schmalfläche;
- Stahlblechdicke: 2 mm;
- Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung: 0°;
- Winkel zwischen Nagelachse und Faserrichtung: 90°.

Verbindungen mit 2 mm Stahlblechen und 4 mm Rillennägeln in Nadelholz zeigen einen Versagensmechanismus mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge, da der Nagel mit seinem kegelförmigen Schaft unterhalb des Kopfes in das Stahlblech eingespannt wird [6]. Je 5 Prüfkörper mit 8 Nägeln in der Deckfläche und in der Schmalfläche wurden geprüft. Die mittlere Höchstlast pro Nagel betrug  $F_{max,test} = 4,70$  kN für die Prüfkörper mit den Nägeln in der Deckfläche und  $F_{max,test} = 4,63$  kN für die Prüfkörper mit den Nägeln in der Schmalfläche. Das Versagen der Verbindungen war durch Nagelversagen in der Scherfläche zwischen Stahlblech und Furnierschichtholz gekennzeichnet (siehe Abb. 8). Die zugehörigen berechneten Tragfähigkeiten unter Berücksichtigung der MNV-Interaktion und eines Reibungsbeiwerts von  $\mu = 0,5$  in der Scherfuge betragen  $F_{max,cal} = 4,81$  kN für die Prüfkörper mit den Nägeln in der Deckfläche und  $F_{max,cal} = 4,64$  kN für die Prüfkörper mit den Nägeln in der Schmalfläche. Die Rechenwerte

der Tragfähigkeit nach dem Modell des Eurocode 5 und denselben Eingangsparametern betragen  $F_{\max,cal} = 5,70$  kN für die Prüfkörper mit den Nägeln in der Deckfläche und  $F_{\max,cal} = 5,40$  kN für die Prüfkörper mit den Nägeln in der Schmalfläche. Die Berücksichtigung der MNV-Interaktion in Stahlblech-Holz-Verbindungen mit Rillennägeln in Furnierschichtholz aus Buche führt offensichtlich zu realistischeren Werten der Tragfähigkeit.



Abb. 8 Nagelscherversagen in Stahlblech-Holz-Verbindungen mit Rillennägeln in Furnierschichtholz aus Buche (oben) und abgescherte Nagelköpfe (unten)

Ein weiterer Vergleich basiert auf Versuchsergebnissen von Sandhaas [7]. Sandhaas prüfte Stahlblech-Holz-Verbindungen mit innen liegenden Stahlblechen und Seitenhölzern aus Brettschichtholz aus Buche (siehe Abb. 2) und variierte die Anzahl der Stabdübel parallel zur Kraft- und Faserrichtung. Für den Vergleich werden die Versuchsergebnisse mit einem Stabdübel und zwei Fließgelenken pro Scherfuge herangezogen. Es werden wiederum die Versuchsergebnisse von je 5 Prüfkörpern in zwei Prüfereihen mit den Rechenergebnissen des Modells unter Berücksichtigung der MNV-Interaktion verglichen.

Die Verbindungen können durch folgende Parameter charakterisiert werden:

- Stabdübel  $d = 12$  mm und  $d = 24$  mm in Buchenbrettschichtholz  
 $M_y = 177$  Nm – 12 mm      $M_y = 177$  Nm – 24 mm  
 $f_{tens} = 72,2$  kN – 12 mm      $f_{tens} = 245$  kN – 24 mm  
 $f_h = 45,8$  MPa – 12 mm      $f_h = 49,9$  MPa – 24 mm
- Seitenholzdicke:  $t_1 = 6 \cdot d$ ;
- Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung:  $0^\circ$ .

Die Schertragfähigkeit der Stabdübel wurde zu 60 % ihrer Zugtragfähigkeit angenommen.

Die mittlere Höchstlast betrug  $F_{\max,test} = 59,4$  kN für den Durchmesser 12 mm und  $F_{\max,test} = 208$  kN für den Durchmesser 24 mm. Ohne Berücksichtigung des Seileffekts wurden die Tragfähigkeiten nach dem Modell mit MNV-Interaktion zu  $F_{\max,cal} = 37,4$  kN für den Durchmesser 12 mm und  $F_{\max,cal} = 157$  kN für den Durchmesser 24 mm berechnet. Die entsprechenden Tragfähigkeiten nach dem Modell des Eurocode 5 und mit denselben Eingangsparametern betragen  $F_{\max,cal} = 39,5$  kN für den Durchmesser 12 mm und  $F_{\max,cal} = 169$  kN für den Durchmesser 24 mm. Damit wird die Tragfähigkeit von Stahlblech-Holz-Stabdübelverbindungen mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge in Buchenbrettschichtholz sowohl mit dem MNV-Modell als auch mit dem Modell nach Eurocode 5 unterschätzt. Dies wird durch die Ergebnisse einer Studie zur Tragfähigkeit von Stabdübelverbindungen [8] bestätigt, in der für Versagensmechanismen mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge in den Versuchen ebenfalls signifikant höhere Tragfähigkeiten als nach dem Modell des Eurocode 5 festgestellt wurden.

Obwohl für Stabdübel eine Ausziehtragfähigkeit nicht in Rechnung gestellt werden darf, könnte das Vorhandensein eines Seileffekts eine Erklärung für die hohen Tragfähigkeiten im Versuch gegenüber den berechneten Tragfähigkeiten sein. Wird ein Reibbeiwert  $\mu = 0,5$  zwischen Stahlblech und Buchenholz unterstellt, würde eine Zugkraft im Stabdübel von 26 kN für den Durchmesser 12 mm und von 60 kN für den Durchmesser 24 mm zu einer Übereinstimmung zwischen Höchstlast im Versuch und berechneter Tragfähigkeit führen. Hier sind

weitere Untersuchungen erforderlich, um den möglichen Seileffekt in Stahlblech-Holz-Stabdübelverbindungen aufzuklären.

## 5 Zusammenfassung

Laubholz und Laubholzprodukte werden zunehmend in Bauteilen des Ingenieurholzbaus eingesetzt. Wegen der höheren Rohdichte im Vergleich zu Nadelhölzern und der damit verbundenen höheren Lochleibungsfestigkeit und Ausziehtragfähigkeit steigt auch die Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln. In den Scherfugen von Stahlblech-Holz-Verbindungen wird das Verbindungsmittel gleichzeitig durch Biegemomente und Scherkräfte beansprucht, bei ausziehfesten Verbindungsmitteln zusätzlich durch Zugkräfte. Die kombinierte Einwirkung aus Moment, Normalkraft und Scherkraft kann zu einem Verbindungsmittelversagen führen, das bereits bei Beanspruchungen unterhalb der Rechenwerte der Traglast nach Eurocode 5 auftreten kann.

Es wurde ein analytisches Modell hergeleitet, das den Einfluss der MNV-Interaktion auf die Tragfähigkeit auf Abscheren beanspruchter Verbindungsmittel berücksichtigt. Die Ergebnisse des Rechenmodells zeigen einen signifikanten Einfluss der MNV-Interaktion insbesondere für Verbindungsmittel in Holz höherer Rohdichte. Der Einfluss nimmt mit höherer Ausziehtragfähigkeit und niedrigerer Stahlgüte des Verbindungsmittels zu.

Um das Rechenmodell zu überprüfen, wurden die Ergebnisse von Versuchen mit genagelten Stahlblech-Holzverbindungen mit Buchenfurnierschichtholz mit den Ergebnissen des Modells verglichen. Dabei zeigte sich eine ausgezeichnete Übereinstimmung. Für den Vergleich wurden die wichtigsten Eingangsparameter Lochleibungsfestigkeit, Ausziehtragfähigkeit und die Zug-, Scher- und Biegetragfähigkeit der Nägel unabhängig durch Versuche bestimmt.

Versuchsergebnisse mit Stahlblech-Holz-Stabdübelverbindungen in Buchenbrettschichtholz zeigten deutlich höhere Tragfähigkeiten im Vergleich mit dem Rechenmodell mit MNV-Interaktion wie auch mit dem Bemessungsmodell nach Eurocode 5. Diese

Diskrepanz könnte durch einen Seileffekt in Stahlblech-Holz-Stabdübelverbindungen mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge verursacht werden.

## 6 Literatur

- [1] Johansen, K.W. (1949): Theory of timber connections. Publications of the International Association of Bridge and Structural Engineering Nr. 9, S. 249-262. Bern, Switzerland.
- [2] Choquette, J. (2016): Évaluation d'une nouvelle méthode de calcul des assemblages de bois à l'aide de connecteurs de petits diamètres. Maîtrise en sciences du bois. Université Laval, Québec.  
[www.theses.ulaval.ca/2016/32759/32759.pdf](http://www.theses.ulaval.ca/2016/32759/32759.pdf).
- [3] Kobel, P.; Steiger, R. und Frangi, A. (2014): Experimental analysis on the structural behaviour of connections with LVL made of beech wood. Materials and Joints in Timber Structures, Springer, S. 211-220.
- [4] Misconel, A.; Ballerini, M. und van de Kuilen J.W. (2016): Steel-to-timber joints of beech-LVL with very high strength steel dowels. Proceedings of the 14th World Conference of Timber Engineering WCTE, Vienna, Austria.
- [5] Goossens, K. (2017): M-N-V Interaktion in stiftförmigen Verbindungsmitteln für Stahlblech-Holzverbindungen. Master Thesis, Karlsruhe Institute of Technology, Karlsruhe, Germany.
- [6] Görlacher, R. (1995): Load-carrying capacity of steel-to-timber joints with annular ring shanked nails. Proceedings of the CIB-W18 Meeting 28, Copenhagen, Denmark. Paper 28-7-3.
- [7] Sandhaas, C. (2012): Mechanical behaviour of timber joints with slotted-in steel plates. Dissertation, Delft University of Technology.
- [8] Blass, H.J. und Colling F. (2015): Load-carrying capacity of dowelled connections. Proceedings of the INTER Meeting 48, Sibenik, Croatia. Paper 48-7-3.
- [9] EN 1995-1-1:2010, Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. CEN Brussels, Belgium.

## **7 Autor**

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Holzbau und Baukonstruktionen

R.-Baumeister-Platz 1

76131 Karlsruhe

Kontakt:

Blass@kit.edu

# Die stoffliche Nutzung von nachwachsenden Rohstoffen als Dämmstoffe im Bauwesen – Zusatznutzen und Grenzen

Tasja Schwenke, Norbert Rüter, Harald Schwab

## Zusammenfassung

Der Einsatz nachwachsender Rohstoffe scheint, vor dem Hintergrund des Klimawandels sowie abnehmender Ressourcen an fossilen Rohstoffen, zwingend notwendig. Um Anwendungsgebiete, Produkte und Wissen in dem Bereich der nachwachsenden Rohstoffe zu fördern, wird mit steigender Tendenz geforscht. Durch das Förderprogramm „Nachwachsende Rohstoffe“ der Bundesregierung, leistet auch die Politik ihren Beitrag, um die Entwicklungen voranzutreiben.

Nachwachsende Rohstoffe werden entweder energetisch oder stofflich genutzt, wobei die energetische Nutzung den wesentlich größeren Anteil ausmacht. Dieser Beitrag behandelt vorwiegend die stoffliche Nutzung der nachwachsenden Rohstoffe mit dem Einsatzgebiet als Dämmmaterialien. Für diese Verwendung sind nachwachsende Rohstoffe bereits seit Jahrtausenden bekannt. Sie wurden jedoch im Zuge der industriellen Entwicklung und der weitgehenden Erschließung der weltweiten Ölfelder in großem Maße durch konventionelle Rohstoffe (Mineralfaser, Steinwolle, Polystyrol, etc.) abgelöst. Durch die geltenden baurechtlichen Regularien, die hauptsächlich die konventionellen Rohstoffe und deren Eigenschaften berücksichtigen, gestaltet sich die Anwendung neuer Produkte aus nachwachsenden Rohstoffen schwierig. Zu groß sind die Anwendungshemmnisse für Anwender und Bauherren, da die Regularien viele der Eigenschaften von nachwachsenden Rohstoffen bislang nicht erfassen können, was Kosten für gesonderte Prüfungen verursacht und die Barriere für eine Anwendung erhöht.

Das Verbundprojekt „Mehr als nur Dämmung – Zusatznutzen von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen“, gefördert durch das Bundesministerium für Ernährung und Landwirtschaft über die Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe e.V., nimmt sich dieser Problematik an. In dem Projekt gilt es, in den Bereichen Schallschutz, Brandschutz und Wärmeschutz spezifische Materialkennwerte zu ermitteln und damit einen Beitrag zur Änderung oder Erweiterung der gültigen Normen und Regeln leisten zu können. Für eine ganzheitliche Betrachtung werden außerdem die Bereiche Feuchteschutz, Emissionen und die Bewertung der Nachhaltigkeit mit einbezogen. Auf diese Weise sollen potentielle Zusatznutzen der Dämmmaterialien ermittelt und bestehende Anwendungshemmnisse ausgeräumt werden.



## 1 Einleitung

Der Klimawandel und die Endlichkeit fossiler Rohstoffe zwingen uns zum Umdenken. Nachwachsende Rohstoffen rücken dabei immer stärker in den Fokus, wenn es um die Diskussion möglicher Alternativen geht. Sie haben einerseits den Vorteil, dass sie während ihres Lebenszyklus Kohlenstoffdioxid binden, andererseits weisen sie in verarbeiteter Form eine wesentlich bessere Ökobilanz auf als vergleichbare Produkte aus fossilen Rohstoffen [1–3]. Mögliche Anwendungen reichen von Farbstoffen und Textilien über Werkstoffe, Papier und Arzneimitteln bis hin zu speicherbarer Bioenergie und vieles mehr [4].

Baustoffe und Bauprodukte sind ein weiterer Anwendungsbereich, in den die nachwachsenden Rohstoffe Einzug halten. Eine Möglichkeit ist die Verwendung als Dämmstoffe. Viele nachwachsende Rohstoffe wurden viele tausend Jahre lang zur Wärmeisolierung verwendet, sind im Zuge der industriellen Entwicklung und der Erschießung der weltweiten Ölfelder jedoch von konventionellen Dämmstoffen (Mineralwolle, Steinwolle, Polystyrol, etc.) mit einem schlechteren ökologischen Fußabdruck abgelöst worden. Auch wenn die nachwachsenden Rohstoffe teilweise gleichwertige oder sogar bessere Eigenschaften als die konventionellen Dämmmaterialien aufweisen, genießen sie einen schlechteren Ruf. Das hat auch etwas damit zu tun, das die Regelwerke hauptsächlich die bekannten Eigenschaften der konventionellen Baustoffe berücksichtigen. Für den Endanwender ist der Einsatz von Produkten aus nachwachsenden Rohstoffen daher mit erhöhten zusätzlichen Prüfkosten verbunden.

Um diesem Problem zu begegnen, startete 2016 das Verbundprojekt „Mehr als nur Dämmung – Zusatznutzen von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen“ gefördert durch das Bundesministerium für Ernährung und Landwirtschaft über die Fachagentur für Nachwachsende Rohstoffe e.V.. Es hat zum Ziel, bestehende Anwendungshemmnisse auszuräumen. Im Folgenden wird über die nachwachsenden Rohstoffe und ihren Einsatz als Dämmmaterial und über das Verbundprojekt mit seinen Zielen und Arbeitsbereichen berichtet.

## 2 Nachwachsende Rohstoffe

Prinzipiell ist den meisten Menschen der Begriff der „Nachwachsenden Rohstoffe“ (NawaRo) geläufig. Insbesondere durch ihr vermehrtes Auftauchen in politischen, zukunftsweisenden Debatten durch ihre Berücksichtigung bei der Ausschreibung von Forschungsprojekten. Doch was sind NawaRos eigentlich genau? Wozu werden Sie verwendet? Wodurch unterscheiden sie sich von den fossilen Rohstoffen? Zur Klärung des Begriffs kann folgende Definition herangezogen werden:

*„NawaRos sind organische Materialien, die immer wieder nachwachsen (nicht endlich sind) und damit neu zur Verfügung stehen. Sie werden durch die Land- oder Forstwirtschaft erzeugt und werden hauptsächlich im Nichtnahrungsbereich verwendet (übersetzt aus dem Englischen non-food). Eine Nutzung erfolgt energetisch oder stofflich.“ [1]*

Der bekannteste nachwachsende Rohstoff ist das Holz. Es wird bereits seit Jahrtausenden als Brenn- oder Baumaterial genutzt. Doch auch Flachs, Wolle oder Baumwolle sind bekannte Materialien. Der fossile Rohstoff Kohle trat besonders in der Mitte des 19. Jahrhunderts durch die Industrialisierung in den Mittelpunkt. In den 1940er Jahren kommen außerdem die fossilen Rohstoffe Erdöl und Erdgas hinzu, die aus unserem heutigen Lebensstandard kaum wegzudenken sind. Abb. 1 veranschaulicht die Relevanz der NawaRos als Lieferant für kohlenstoffhaltige Rohstoffe.

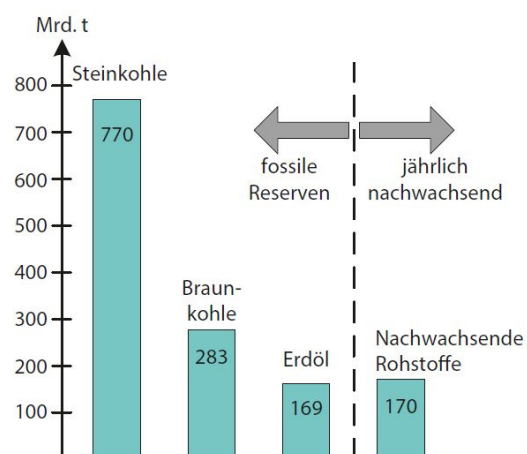


Abb. 1 Reserven kohlenstoffhaltiger Rohstoffe [1]



Dabei halten sich Erdöl und die NawaRos momentan die Waage. NawaRos haben jedoch den entscheidenden Vorteil, dass sie immer wieder neu entstehen, während der Erdölbestand kontinuierlich sinkt. Der Anbau von NawaRos für den Einsatz als Industrie- oder Energiepflanzen ist in Deutschland, in den letzten Jahren stark gestiegen (Abb. 2).

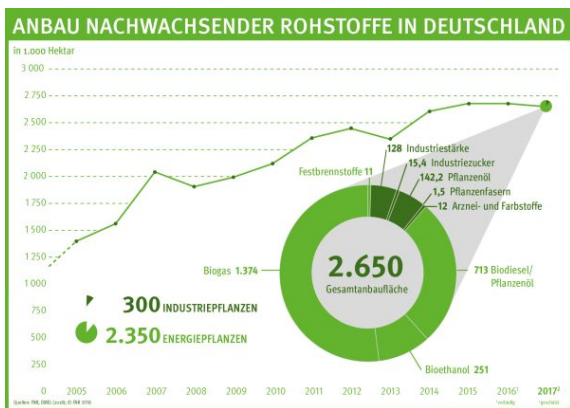


Abb. 2 Anbau von Industrie- und Energiepflanzen in Deutschland (© FNR)

Abb. 2 zeigt sehr deutlich, dass die meisten Pflanzen zur Energieerzeugung genutzt werden. Nur ein kleiner Teil wird als Industriepflanzen verwertet. Energiepflanzen werden vorwiegend energetisch genutzt, was bedeutet, dass aus ihnen Energie in Form von Wärme oder Kraftstoffen gewonnen wird. Im Fokus dieses Projektes steht allerdings die stoffliche Nutzung von NawaRos, also die Nutzung von Industriepflanzen. Die Vielfalt an stofflichen Einsatzgebieten ist groß. Zu nennen sind hier unter anderem die Verwendung als Textilien, Farbstoffe, Werkstoffe, Papier oder Pappe und viele weitere [5]. Ein Bereich der großes Potential für die Anwendung der NawaRos liefert und Gegenstand dieses Projektes ist, bezieht sich auf den Einsatz der Materialien als Dämmstoffe im Bauwesen.

### 3 Dämmstoffe aus NawaRos im Bauwesen

Die FNR beschreibt in ihrer „Marktübersicht – Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen“ von 2017 eine Vielzahl an Materialien, die als Dämmstoffe eingesetzt werden. Dazu zählen Flachs, Hanf, Holzfasern, -späne und -wolle, Jute, Kork, Schafwolle, Schilf, Seegrass, Stroh, Wiesengras-Zellulose, Zellulose, etc..

Diese Materialien haben die Eigenschaft, dass sie aus ökologischer Sicht, im Vergleich zu fossilen Rohstoffen die bessere Wahl sind. Trotzdem ist der Anteil der NawaRos am Gesamtmarkt der Dämmstoffe mit ungefähr 10 % vergleichsweise gering.

Nach wie vor sind mineralische und fossile Rohstoffe die Vorreiter auf dem Gesamtmarkt. Innerhalb des relativ geringen Marktanteils der Dämmstoffe aus NawaRos dominieren Holzfaser- und Zellulosefasern mit zusammen etwa 90 %. Der Anteil anderer pflanzlicher Rohstoffe ist vergleichsweise gering.

Hinsichtlich ihrer Lieferformen sind mehrere Möglichkeiten gegeben (Abb. 3).



Abb. 3 Naturmaterialien zur Dämmung – verschiedene Lieferformen; lose oder als Matte (© Fraunhofer WKI).

Bekannt sind lose Materialien, die sich für eine Schütt- oder Einblasdämmung eignen. Es ist auch eine Verarbeitung zu flexiblen Dämmmatten oder druckfesten Dämmplatten möglich. Außerdem werden Stopfdämmungen, Rollen oder Filze hergestellt. Das Einsatzgebiet als Dämmstoffe umfasst mehrere Möglichkeiten. Darunter fallen Gefach-, Aufdach-, Fußboden-, Trittschall-, Fugen-, WDVS-, Schall- und Innendämmungen, um nur einige Beispiele zu nennen [4].

Ein häufig eingesetzter Naturdämmstoff ist das Holz, zum Beispiel in Form von Faserdämmplatten unterschiedlichen Rohdichten, aber auch Dämmplatten aus Holzwole und lose Materialien aus Holzspänen. Auch Holzfasern werden eingesetzt zum Beispiel für Trittschall-, und Unterdachdämmungen, sowie in Wärmedämmverbundsystemen. Holz hat hervorragende bauphysikalische Eigenschaften als Dämmstoff. Aufgrund der hohen Dichte, verbunden mit einer niedrigen Wärmeleitfähigkeit und einer hohen spezifischen Wärmekapazität, eignet sich Holz auch zum sommerlichen Wärmeschutzes. Außerdem ist

das Material in der Lage große Menge Wasser aufzunehmen und auch wieder abzugeben, ohne dass die Dämmwirkung wesentlich beeinträchtigt wird.

Der Rohstoff Jute kann in Form von Matten oder als Rollenware eingesetzt werden. Im Vergleich zur konventionellen Glasfaserdämmung ist Jute ein Material mit einer geringeren Wärmeleitfähigkeit. Das Material fördert außerdem einen Feuchteausgleich durch entsprechende Sorptionseigenschaften, was einen Schimmelpilzbefall weniger wahrscheinlich macht.

Neben dem Holz ist Stroh einer der ältesten Vertreter im Bereich der Dämmstoffe aus NawaRos. Stroh wird, wie die meisten Dämmstoffe aus NawaRos, in die Kategorie der normalentflammbaren Stoffe (B2) eingestuft. Durch eine entsprechende Verarbeitung kann das Brandrisiko minimiert werden. Verdichtet und mit Lehm verputzt wird ein Feuerwiderstand von über 90 Minuten erreicht. Am häufigsten verwendet werden Strohbälle für Dach-, Wand- und Fußbodenkonstruktion mit guter Wärmedämmwirkung. Um vor einer Schimmelentwicklung geschützt zu sein, muss das Material ausreichend gegen Feuchtigkeit geschützt sein.

Schafwolle ist ebenfalls als Dämmstoff einsetzbar. Zum Beispiel in Dach-, Wand- und Deckenkonstruktionen. Schafwolle hat die Eigenschaft Luftschadstoffe einzuschließen und damit aus der Raumluft zu entfernen. Eingesetzt wird dieses Material vor allem für die Sanierung von formaldehydbelasteten Gebäuden [3].

Im Dämmstoffmarkt vertreten ist außerdem die Zellulose. Hier gehen die Lieferformen von gebundenen Materialien wie Platten bis zu losen Dämmstoffen zum Einblasen. Zellulose wird vorwiegend aus Altpapier gewonnen, welches ausreichend verfügbar ist. Im Bezug auf das Brandverhalten ist die brandwidrige Eigenschaft von Zellulose vorteilhaft. Aufgrund seiner luftdichten Struktur und der hohen Wärmespeicherfähigkeit kommt es im Fall eines Brandes zu einer schützenden Holzkohleschicht, die eine weitere Brandausbreitung verhindert oder erschwert [3].

Eine Grenze für Naturdämmstoffe besteht in der Anwendung spritzwassergefährdeter Bauteile oder erdberührender Bereiche, sogenannter Perimeterdämmungen. In diesem Fall sind die Materialien nicht

zugelassen und ungeeignet [3, 4]. Die genannten Beispiele verdeutlichen jedoch die Vielfalt der Naturdämmstoffe und zeigen ihr Potential auf.

### **3.1 Dämmstoffe aus NawaRos – Zusatznutzen und Grenzen**

Bei der Charakterisierung von Dämmstoffen gibt es einige Parameter, die für eine Anwendbarkeit von Bedeutung sind. Einer davon ist die Rohdichte. Sie hat Einfluss auf die technischen Eigenschaften. Für die Feuchteigenschaften wird die Wasserdampf-Diffusionswiderstandzahl berücksichtigt. Materialien oder Bauteile mit einem niedrigen Wert sind in diesem Fall zu bevorzugen, da eingedrungenes Wasser schneller wieder verdunsten und an die Raumluft abgegeben werden kann. Die spezifische Wärmekapazität spiegelt die Energiemenge wider, die aufgewendet werden muss, um ein Kilogramm des Materials um ein Grad Celsius zu erwärmen. Fallen diese Werte hoch aus, haben die Materialien gute Dämmeigenschaften bei hohen Temperaturen. In nahezu allen Fällen sind die Naturdämmstoffe gleichwertig mit den konventionellen Dämmmaterialien. Unterschiede zeigen sich zum Beispiel in der Baustoffklasse und im Brandverhalten. Mineralische Rohstoffe wie zum Beispiel Steinwolle sind nicht brennbar (A1). Der Dämmstoff Polystyrol ist mit einer Einstufung von B2-B1 (je nach Verarbeitung und Zusätzen) gleichwertig mit den Naturdämmstoffen (B1-B2). Bei der Wärmekapazität kann kein signifikanter Unterschied festgestellt werden und alle Materialien sind, je nach Problemstellung und Anwendungsgebiet, gleichermaßen geeignet. Ein ähnliches Verhalten zwischen Naturdämmstoffen und mineralischen Materialien zeigt sich auch beim Wasserdampf-Diffusionswiderstand. Lediglich der vielfach eingesetzte Dämmstoff Polystyrol hat in diesem Fall weniger gute Eigenschaften und ist anfälliger gegenüber Feuchte und Schimmel. Naturdämmstoffe sind daher zu Unrecht mit dem Vorurteil belastet, sie wären besonders empfindlich gegenüber Feuchte und Schimmel [3, 4].

Problematisch ist im Vergleich zu konventionellen Dämmstoffen der meist höhere Preis der Naturdämmungen, was grundsätzlich als Nachteil zu werten ist. In einigen Fällen ist außerdem eine etwas höhere Wärmeleitfähigkeit gegeben, was höhere Aufbauten nötig macht und in einem höheren Materialbedarf

verbunden mit höheren Kosten resultiert. Fraglich sind zudem Zusatzstoffe, die den Materialien oft beigefügt werden wie zum Beispiel Flammschutzmittel. Hier ist nicht abschließend geklärt, ob gesundheitliche Auswirkungen zu erwarten sind.

An dieser Stelle des Beitrags stellt sich natürlich zu Recht die Frage, warum der Marktanteil der NawaRo Dämmstoffe weiterhin so gering ist und warum im Hinblick auf die vielen genannten Vorteile und die vergleichsweise wenigen Negativpunkte Forschungsbedarf besteht. Ein wesentliches Hemmnis für die Anwendung von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen liegt in der fehlenden Berücksichtigung dieser Materialien in Normenwerken und baurechtlichen Regularien. Bei ihrer Entstehung waren Dämmstoffe aus NawaRos quasi nicht existent und können somit nicht vollständig durch die Prüfungen beschrieben werden, da in den meisten Fällen erforderliche, spezifische Materialkennwerte fehlen und die Randbedingungen NawaRos nicht gerecht werden. Dieser Umstand kann einerseits zu erhöhten Kosten für zusätzliche Prüfungen führen. Andererseits führt dieses Unwissen zum Bestehen vorherrschender Vorurteile gegenüber Naturmaterialien.

#### 4 Strategie der Bundesregierung

Das Schwerpunktthema „Nachwachsende Rohstoffe“ spielt bereits seit 2005 eine tragende Rolle in der Nachhaltigkeitsstrategie der Bundesregierung [5]. Mit dem Förderprogramm „Nachwachsende Rohstoffe“, welches 2008 veröffentlicht und 2015 aktualisiert wurde, verfolgt das Bundesministerium für Ernährung und Landwirtschaft (BMEL) das Ziel, die Forschung und Entwicklung im Bereich der nachhaltigen Erzeugung und der Nutzung von NawaRos zu erhöhen [6]. Das Förderprogramm soll einen Beitrag zu verschiedenen Bereichen leisten, wie zum Beispiel:

- Schonung fossiler Ressourcen
- Sicherung der Rohstoffversorgung
- Klimaschutz durch Verminderung von CO<sub>2</sub>
- Stärkung des Wirtschaftsstandortes Deutschland
- Umweltschutz durch nachhaltige Wirtschaftsweisen

- Sicherung und Schaffung von Arbeitsplätzen im ländlichen Raum
- Wahrnehmung globaler Verantwortung

#### 5 Verbundprojekt „Mehr als nur Dämmung – Zusatznutzen von Dämmstoffen aus NawaRos“

Vor dem Hintergrund der Förderstrategie von NawaRos der Bundesregierung wurde im Auftrag des BMEL im Herbst 2014 von der Fachagentur für Nachwachsende Rohstoffe e.V. (FNR) ein Forschungsverbund für die Bewertung von NawaRos zur Förderung ausgeschrieben. Dieser soll die übergeordneten Ziele des Ressourcenschutzes fossiler Rohstoffe verfolgen und damit gleichzeitig einen Beitrag zur Verminderung von CO<sub>2</sub>-Emissionen bewirken sowie eine wirtschaftliche Stärkung der deutschen Landwirtschaft verfolgen. Dabei greift die Fragestellung gezielt Dämmstoffe aus NawaRos auf, deren Zusatznutzen in den Bereichen Wärme- und Schallschutz sowie Brandschutz und Glimmverhalten in den Fokus gerückt werden soll. Das Verbundprojekt „Mehr als nur Dämmung – Zusatznutzen von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen“ startete daraufhin im Dezember 2016 mit einer Laufzeit von drei Jahren.

##### 5.1 Projektziel

Das primäre und übergeordnete Ziel des Verbundprojektes ist, die Anwendbarkeit von Dämmstoffen aus NawaRos signifikant zu erhöhen und ihre Verarbeitung für Hersteller, Planer und Verarbeiter zu erleichtern. In Bereichen wie Schall- und Brandschutz sind bisher aufwändige und teure Bauteilprüfungen für eine Zulassung notwendig. Liegen entsprechende Materialkennwerte zur Berechnung von Konstruktionen vor, könnten diese Prüfungen stark reduziert werden. Als sekundäres Ziel des Verbundvorhabens kann daher die Ermittlung von Materialkennwerten in den Fokus gestellt werden. Darüber hinaus bestehen in der Anwendung von Dämmstoffen aus NawaRos zahlreichen Anwendungshemmnisse. Diese resultieren aus Normen und baurechtlichen Vorschriften, die zu Zeiten entstanden sind, in denen Dämmstoffe aus NawaRos quasi nicht existent waren und sich „Randbedingungen“ eingeschlichen haben,

die den spezifischen Eigenschaften von NawaRos nicht gerecht werden. Daher ist als weiteres sekundäres Ziel, die Entwicklung von Messverfahren zur Ermittlung der Werte geplant, mit denen die spezifischen Eigenschaften von Dämmstoffen aus NawaRos besser berücksichtigt werden. Darüber hinaus sollen Nachhaltigkeitsbewertungen vorgenommen werden, um einen potentiellen Zusatznutzen der Dämmstoffe zu ermitteln.

## 5.2 Aufbau des Projektes

Um diesen Zielen gerecht zu werden, erfolgt Betrachtung der Dämmstoffe aus unterschiedlichen Blickwinkeln. Dafür gliedert sich das Projekt in die sechs Arbeitsbereiche „Brandschutz und Glimmverhalten“, „Schallschutz“, „Wärmeschutz“, „Nachhaltigkeitsbewertung“ und „Emissionen“ (Abb. 4).

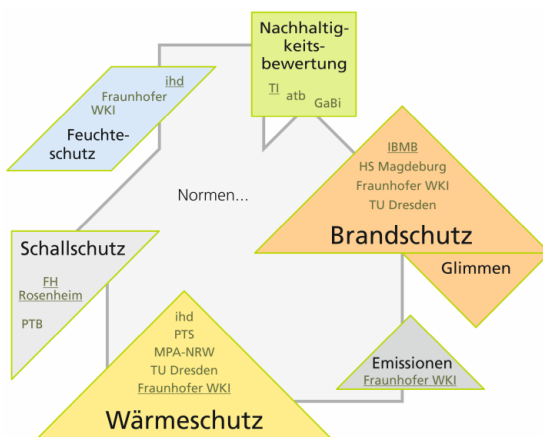


Abb. 4 Die sechs Arbeitsbereiche des Verbundprojektes mit den beteiligten Forschungsstellen (unterstrichen ist jeweils die leitende Forschungsstelle des Arbeitsbereichs).

Diese ausgewogene Zusammenstellung von Themen zur Bearbeitung erlaubt eine ganzheitliche Betrachtung der Dämmstoffe. Insgesamt zwölf Forschungseinrichtungen sind an der Durchführung des Forschungsprojektes beteiligt. Durch eine zusätzliche, intensive Kooperation und den Austausch mit über 20 Industriepartnern und Verbänden sollen globale Lösungswege gefunden und die Anwendbarkeit gesteigert werden.

## 6 Arbeitsbereiche des Verbundprojektes

Die sechs Arbeitsbereiche des Verbundprojektes betrachten Dämmstoffe aus NawaRos aus unterschiedlichen Perspektiven. Die Ziele und Vorgehensweisen werden in den folgenden Abschnitten dargelegt.

### 6.1 Brand und Glimmverhalten von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen

Dr.-Ing. Björn Kampmeier, André Zobel (M.Sc.)

#### Zusammenfassung

Der Arbeitsbereich Brandschutz und Glimmverhalten hat als Ziel, die Anwendbarkeit von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen unter Beibehaltung des akzeptierten brandschutztechnischen Sicherheitsniveaus deutlich zu erhöhen.

#### Einleitung

Das Arbeitsfeld 1 „Brandschutz und Glimmen“ kann in drei Teilgebiete untergliedert werden, die auch in etwa den zeitlichen Ablauf im Projekt widerspiegeln.

Zu Beginn stehen Grundlagenuntersuchungen im Labormaßstab an. Das Schwelen ist kein unbekanntes Phänomen und wird schon seit Jahrzehnten erforscht. Verschiedene Rohstoffe, Rezepturen der Dämmstoffe und auch Einbaubedingungen verändern jedoch jeweils das Glimmverhalten im Detail. Dieses wird in genormten Prüfständen als auch in einem vom Fraunhofer WKI entwickelten Versuchstand untersucht. Von verstärktem Interesse ist der Beginn eines Schwelprozesses und unter welchen Bedingungen sich ein eigenständiger kontinuierlicher Fortgang einstellt. Abb. 5 zeigt eine Probe mit 100 cm<sup>2</sup> Fläche anhand derer die Vollständigkeit des Masseverlustes in Abhängigkeit der Materialdichte im Cone-Kalorimeter untersucht wurde.

Das Thema Toxizität von Brandrauch hat durch Schadensfälle mit letalen CO-Konzentrationen in nicht betroffenen Räumen ein neues Interesse geweckt. Die Frage, ob bei einem (unentdeckten) Schwelbrand in der Dämmebene eine erhöhte Gefahr für die Nutzer des Gebäudes ausgeht, ist zu klären. In diesem Arbeitspaket wird zudem ganz allgemein betrachtet

welche Schadgase entstehen und in welchen Konzentrationen sie in verschiedenen Brandphasen freigesetzt werden.



Abb. 5 Probe vor (li.) und nach eigenständigem Schwelen

Anschließend erfolgt die Umsetzung der Erkenntnisse aus den Brandversuchen im Labor- und Kleinmaßstab in realmaßstäbliche Bauteile. Für die energetische Sanierung von Bestandsgebäuden der Gebäudeklassen 4 und 5 sind dabei schwerentflammbare Wärmedämmverbundsysteme mit biogenen Dämmstoffen ein zukunftsweisender Schritt. Dabei steht man vor der Herausforderung, dass die Feuerwehr mit ihren vorhandenen Mitteln im Brandfall nicht jeden Bereich der Fassade zum Ablöschen eines Schwelbrandes erreichen kann.

Hauptsächlich für den Bereich des Neubaus wird ein Rechenmodell für den Feuerwiderstand von Holzrahmenkonstruktionen mit Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen entwickelt. Entsprechende Handrechenmodelle existieren für Holztafeln mit Mineralwolldämmung. Forschungsziel ist die Aufstellung eines Modells in Anlehnung an DIN EN 1995-1-2 Anh. E auch für Holztafelelemente mit biogenen Dämmstoffen. Derartige Konstruktionen werden auch jetzt schon genutzt, müssen aber aufwendig im Brandversuch geprüft werden. Zudem ist der Einfluss von in der Dämmebene verlegten Installationen brandschutztechnisch zu beurteilen.

Abschließend werden die Ergebnisse aufgearbeitet und für eine Umsetzung im Bauordnungsrecht aufbereitet. Auf Basis der Untersuchungsergebnisse und zusätzlichen Risikoanalysen werden Umsetzungskonzepte entwickelt. Zudem ergänzen Merkblätter und Informationsbroschüren den Forschungsbericht, um einzelne Ergebnisse gezielt an die Stellen zu bringen, die für die Verbreitung in der Baupraxis verantwortlich sind.

### Aktueller Stand der Grundlagenuntersuchungen im Labormaßstab

Zusammenfassend kann man sagen, dass es erwartungsgemäß unter den untersuchten Materialien kein Material gibt, das keine Schwelneigung aufweist. Die Untersuchungen zeigten jedoch, dass bei einigen Vertretern das Glimmverhalten entscheidend durch die Randbedingungen beeinflusst werden kann. Das während des Glimmprozesses empfindliche Gleichgewicht zwischen Energiefreisetzung und -verlusten wird dadurch deutlich, dass Kanten von würfelförmigen Proben bei Dämmmaterialien mit geringer Dichte häufig nicht verglimmen oder einige Materialien nach einer gewissen Zeit selbst verlöschen. Das gleiche Material kann wiederum in einer größeren Schichtdicke eine vollständigere Zersetzung zeigen.

Bei einer Versuchsreihe mit fünf Dämmstoffen aus Hanf, Holzfasern, Seegrass, Jute und Cellulose wurde die Probekörper in einer Stärke von 20 mm mit  $15 \text{ kW/m}^2$  im Cone-Kalorimeter bestrahlt. Abweichend zur Durchführungsnorm erfolgte der Versuchsabbruch erst, als die CO-Freisetzung auf unter 10 ppm gefallen ist. Der Verlauf der Wärmefreisetzungsrates (HRR) ist in der Abb. 6 zu sehen. Bemerkenswert ist, dass Jute zwar die höchste HRR erreicht, allerdings zugleich die kürzeste Versuchszeit aufweist. Vergleicht man nun die gesamte freigesetzte Wärme (Tab. 1), liegt Jute mit  $2,8 \text{ MJ/m}^2$  im unteren Drittel. Holz- und Hanffasern zeigen einen ähnlichen Verlauf der HRR. Mit Blick auf die Versuchsdauer kann hier auch Seegrass zugeordnet, dieses weist allerdings eine wesentlich geringere HRR auf. Cellulose setzt am wenigsten Energie frei (geringfügig weniger als Jute), dies zeigt sich ebenso in einer mittleren HRR und Versuchsdauer.

Üblicherweise werden im Cone-Kalorimeter die Messwerte auf die Probenfläche bezogen. Da alle Proben dieselbe Stärke aufwiesen, kann man hierunter auch einen Volumenbezug verstehen. Es könnte ebenso gut ein Vergleich unter Einbeziehung von Dichten und Wärmeleitfähigkeiten erfolgen. Damit würde man berücksichtigen, dass verschiedene Dämmstoffe in unterschiedlichen Dicken verbaut werden müssen, um den gleichen Wärmeschutz zu erzielen.

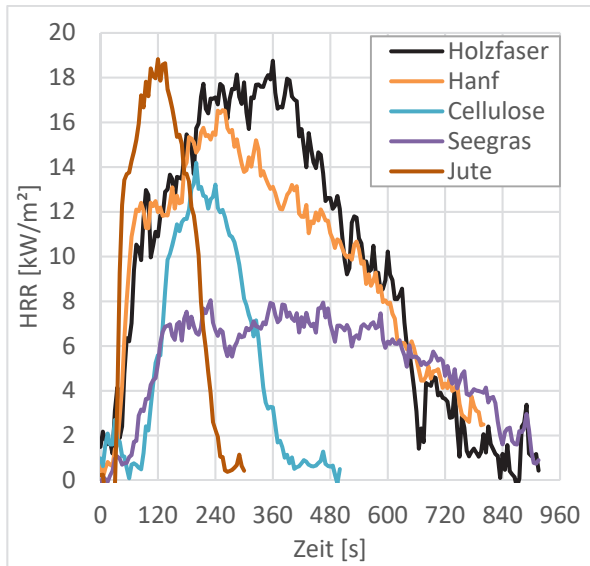


Abb. 6 Wärmefreisetzungsrate im Cone-Kalorimeter

Tab. 1 Probemassen und gesamt freigesetzte Wärme im Versuch nach Abb. 6

Material	Masse [g]	Freigesetzte Wärme [MJ/m²]
Holzfaser	10,5	7,5
Hanf	8,8	7,9
Seegras	8,1	4,8
Cellulose	7,6	2,7
Jute	5,6	2,8

**Autor**

André Zobel, M.Sc.

Hochschule Magdeburg-Stendal  
 Konstruktiver Brandschutz  
 Breitscheidstr. 2  
 39114 Magdeburg

Kontakt:  
 andre.zobel@hs-magdeburg.de

**6.2 Schallschutzprognose auf Basis der Finite Elemente Methode**

Simon Mecking, Mathias Kohrmann, Andreas Rabold

**Einleitung**

Ziel der Finite-Elemente (FE) Simulationen ist die schalltechnische Gleichwertigkeit von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen zu konventionellen Dämmstoffen zu bewerten.

Für das Modell einer Holzbalkendecke mit schwimmendem Estrich und Unterdecke wird ein bereits an der Hochschule Rosenheim existierendes Modell verwendet und weiterentwickelt [1]. Für das vorliegende Projekt wird das bestehende Modell um Dämmmaterial im Deckenhohlraum ergänzt. Das o. g. Modell ist bisher nur für  $f < 150$  Hz validiert. Es sind daher weitere Untersuchungen vor allem hinsichtlich der Dämpfung notwendig.

Für die FE Simulation wird die kommerzielle Software ANSYS® Mechanical APDL verwendet. Es werden harmonische Analysen im Frequenzbereich von 50 bis 280(560) Hz unter einer harmonischen Einzellast von 1 N in Deckenmitte durchgeführt. Eine FE Simulation des gesamten bauakustischen Frequenzbereichs ist aufgrund des Rechenaufwandes nicht zielführend. Anhand der Schnelleverteilung auf der Beplankung der Unterdecke wird die abgestrahlte Schalleistung des Deckenmodells ermittelt. Die ermittelte Schalleistung wird dann auf das Anregespektrum eines Norm-Hammerwerks skaliert und daraus ein Norm-Trittschallpegel prognostiziert [1].



## Holzbalkendecke mit Dämmung

Zur Simulation poröser Materialien stehen in ANSYS® Modelle zur Verfügung, die das poröse Material als äquivalentes Fluid behandeln. Beispielhaft seien hier Johnson-Champoux-Allard (JCA) und Delany-Bazley-Miki (MIKI) genannt [2]. Das JCA Modell benötigt die fünf Eingangsparameter.

Strömungswiderstand, Porosität, Tortuosität, sowie die viskose und die thermische charakteristische Länge. Ein vollständiger Parametersatz steht für die wenigsten betrachteten Dämmstoffe zur Verfügung. Für exemplarische Dämmstoffe werden diese im Projektverlauf ermittelt. Demgegenüber benötigt das empirische MIKI Modell nur den Strömungswiderstand. In Voruntersuchungen konnten nur geringe Abweichungen für die beiden Modelle für  $f < 500$  Hz festgestellt werden, weshalb im Folgenden das MIKI Modell verwendet wird.

Zur Verifizierung des Modells mit Hohlraumdämmung (100 mm Mineralwolle; 30 mm Trittschalldämmung mit  $s' = 7$  MN/m<sup>3</sup>; 20 mm Holzwerkstoffplatte) werden die Ergebnisse in Abb. 7 den Norm-Trittschallpegeln von zwölf Labormessungen gegenübergestellt. Dabei werden Messungen an Holzbalkendecken (220 mm hohe Holzbalken im Abstand von 62,5 cm) mit schwimmendem Zementestrich und einer einfach beplankten, über Federschiene abgehängten Unterdecke aus 12,5 mm Gipskartonplatten betrachtet. In diesem Datensatz sind Decken mit leicht streuender Geometrie und Materialparameter 25 bis 40 mm Trittschalldämmung mit  $s' \leq 5$  bis 8 MN/m<sup>3</sup>; 19 bis 22 mm Holzwerkstoffplatte) zusammengefasst. Die Abhängung wird im Modell als Feder-Dämpfer-Elemente idealisiert und auf eine Eigenfrequenz von 60 Hz abgestimmt. Die Dämpfungskonstante wird in erster Näherung mit 30 N s/m abgeschätzt. Abb. 7 zeigt eine gute Übereinstimmung für  $f < 250$  Hz. Die Simulation liegt im Streubereich der Messergebnisse, die Eigenfrequenz bei etwa 60 Hz wird abgebildet. Für  $f > 250$  Hz weichen die Simulationsergebnisse stärker ab. Deshalb wird dieser Frequenzbereich für weitere Untersuchungen nicht berücksichtigt.

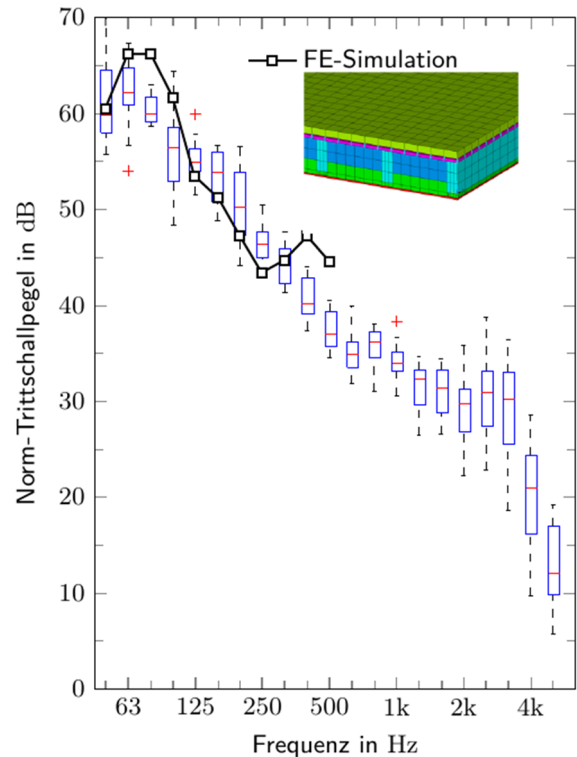


Abb. 7 Berechnung nach [1] im Vergleich zu Boxplots gebildet aus 12 Messungen von ähnlichen Holzbalkendecken mit Unterdecke an Federschiene.

## Einfluss der Hohlraumdämmung

Das verifizierte Modell wird für eine Parameterstudie verwendet. Abb. 8(a) zeigt den Vergleich der simulierten Norm-Trittschallpegel einer Referenzdecke mit unterschiedlichen Hohlraumdämmung im Vergleich zu Messergebnissen. Wie auch bei den Messergebnissen weichen die Simulationsergebnisse nur geringfügig voneinander ab. Trotz des geringeren längenbezogenen Strömungswiderstands der Jute (HM-d-02-01-200) werden gleichwertige Ergebnisse erzielt. Abb. 8(b) zeigt den Vergleich für unterschiedliche Dicken der Hohlraumdämmung. Bei den Messungen betrug der Unterschied im Einzahlwert  $L_{n,w}$  etwa 1,9 dB. Bei der Simulation ist der Einfluss der Dämmstoffdicke etwas größer. Klar erkennbar sind bei Simulation und Messung die Spitzen der erwarteten Estrich-Resonanzfrequenz bei 63,5 Hz. Alle Graphen fallen zu höheren Frequenzen hin ab, wobei die Steigung bei den Simulationen stärker ausfällt. Eine mögliche Optimierung ist die Dämpfung des Abhängermodells.

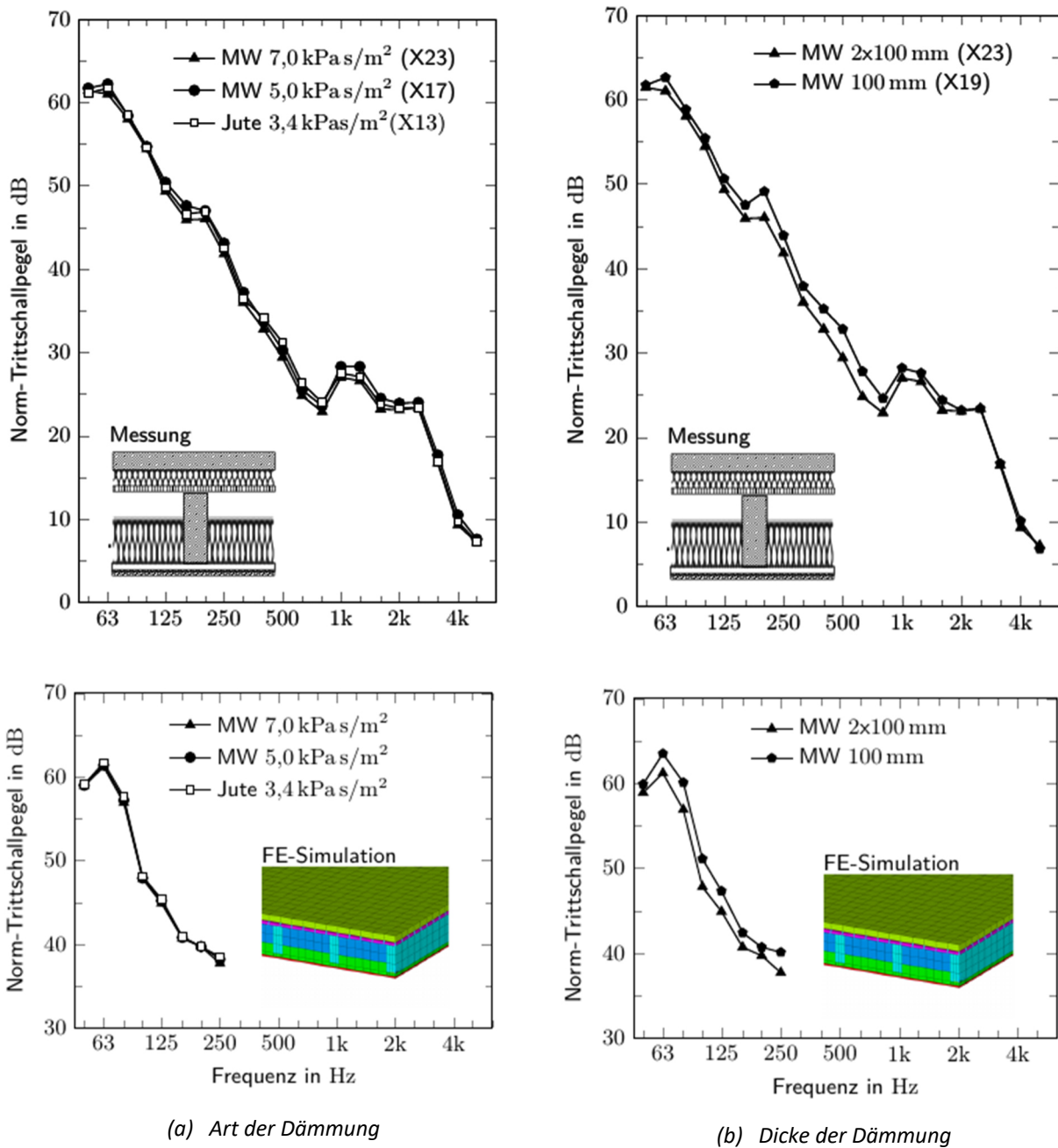


Abb. 8 Einfluss der Hohlraumdämmung bei einer Holzbalkendecke mit 50 mm Zementestrich, 30 mm Trittschalldämmung  $s' \leq 7 \text{ MN/m}^3$ , 22 mm OSB, 80/220 mm Balken ( $e = 625 \text{ mm}$ ) und Unterdecke aus 2x12,5 mm Gipskartonplatte GKF an 40 mm Direktschwingabhängiger mit 60/27 mm CD-Profilen ( $e = 400 \text{ mm}$ ).

## Literatur

- [1] Kohrmann, M. (2017): Numerical Methods for the Vibro-Acoustic Assessment of Timber Floor Constructions. Dissertation, Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt, Technische Universität München.
- [2] Miki, Y. (1990): Acoustical properties of porous materials – Modifications of Delany-Bazley models, J. Acoust. Soc. Am., Jg. 11, Nr. 1, S. 19–24.



## Autoren

Simon Mecking  
Mathias Kohrmann  
Andreas Rabold

Hochschule für angewandte Wissenschaften  
Fachhochschule Rosenheim  
Fakultät für Angewandte Natur- und  
Geisteswissenschaften  
Hochschulstr. 1  
83024 Rosenheim

Kontakt:  
simon.mecking@fh-rosenheim.de  
andreas.rabold@fh-rosenheim.de

### 6.3 Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen für sommerlichen und winterlichen Wärmeschutz

Peter Meinschmidt

#### Zusammenfassung

Untersuchungen im Arbeitsbereich des sommerlichen und winterlichen Wärmeschutzes sollen die Möglichkeiten der Verringerung der Wärmeleitfähigkeit von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen untersuchen und Vorschläge für eine Verbesserung machen. Mittels einer Zielwertanalyse sollen Aufwand und Nutzen für weitere Entwicklungsarbeiten abgeschätzt werden. Darüber hinaus soll die feuchteabhängige Wärmeleitfähigkeit untersucht werden, um die zum jetzigen Zeitpunkt pauschal gewählten Feuchtezuschläge für Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen zu korrigieren.

#### Einleitung und Problemstellung

Im Rahmen des Projektes „NawaRo-Dämmstoffe“ soll unter anderem der Zusatznutzen von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen im Hinblick auf den sommerlichen und winterlichen Wärmeschutz wissenschaftlich aufgearbeitet werden und der Industrie mögliche Optimierungen vorgestellt werden.

## Vorgehensweise

In der ersten Phase wurde festgestellt, welches der beteiligten Institute welche Untersuchungen an den Dämmstoffen durchführen kann. Bei der wohl wichtigsten Untersuchung zur Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit wurde ein Ringversuch mit fünf verschiedenen Dämmstoffen durchgeführt. Weitergehende Untersuchungen beschäftigen sich mit dem Einfluss der Klebstoffart und -menge sowie der Dichte auf die Wärmeleitfähigkeit. Weitere Untersuchungen bezogen sich auf das thermo-hygrische Verhalten, sowie auf die mechanischen Eigenschaften der hergestellten Dämmstoffplatten und -matten.

## Erste Ergebnisse

Der Round Robin Versuch zeigte, trotz sehr unterschiedlicher Messtechniken der verschiedenen Institute, sehr ähnliche Wärmeleitfähigkeiten an den identischen Prüfkörpern. Weitere Untersuchungen an anderen Dämmstoffen zeigten den deutlichen Zusammenhang zwischen den Wärmeleitfähigkeiten im darrtrockenen Zustand zu denen derer die im Normklima bei 23°C und 50% r.F. gelagert wurden (Abb. 9).

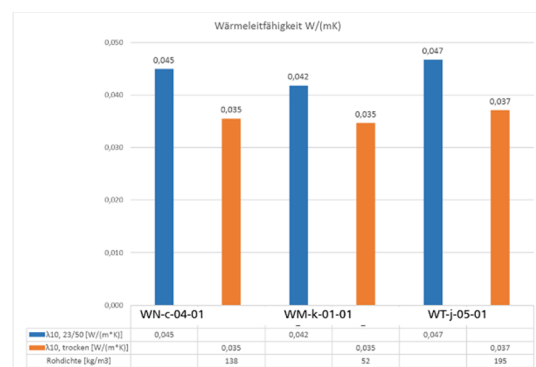


Abb. 9 Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von der Materialfeuchte (23°C / 50% r.F. zu darrtrocken).

Weitere Untersuchungen wurden mit unterschiedlichen Holzarten als Rohstoff für die Dämmplatten durchgeführt. Dabei variierten die Rohdichten der verwendeten Holzarten von Kiefer (~800 kg/m³) über Fichte (~500 kg/m³) und Kiri (~300 kg/m³) zu Balsaholz (~150 kg/m³). Die daraus hergestellten Dämmstoffplatten zeigten, wie erwartet, mit zunehmender Plattendichte auch

zunehmende Wärmeleitfähigkeiten. Interessanterweise zeigen aber die Dämmstoffe die aus leichteren Hölzern hergestellt sind, wie z. B. das Balsaholz, bei der jeweiligen Dichte (50 kg/m<sup>3</sup>, 100 kg/m<sup>3</sup>, 175 kg/m<sup>3</sup>) die höchsten Wärmeleitfähigkeiten<sup>2</sup> (Abb. 10).

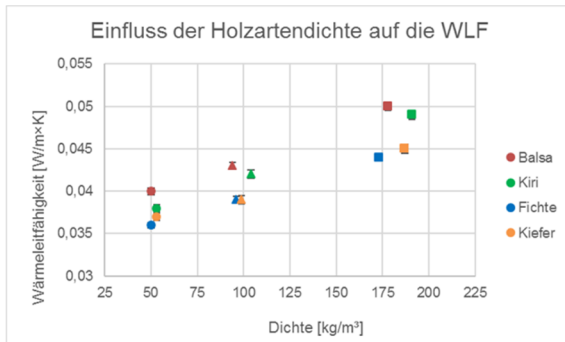


Abb. 10 Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von der Holzart bei gleicher Rohdichte

#### Literatur

- [1] Burgold, C. (2017): Herstellung und Optimierung der Wärmeleitfähigkeit von Dämmstoffplatten aus recyceltem Balsaholz. Masterarbeit, Technischen Universität Dresden, Dresden.
- [2] Mayer, A. K. (2018): Optimierung von Dämmstoffen auf Holzfaserbasis. Masterarbeit, Georg-August-Universität Göttingen, Göttingen.

#### Autor

Peter Meinlschmidt, Dipl. Phys.

Fraunhofer WKI  
 FB Holzwerkstoff- und Naturfaser-Technologien  
 Bienroder Weg 54E  
 38108 Braunschweig

Kontakt:  
 peter.meinlschmidt@wki.fraunhofer.de

## 6.4 Nachhaltigkeitsbetrachtung von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen

Franziska Möller

### Zusammenfassung

Vor dem Hintergrund des Ressourcenschutzes liegt die Verwendung von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen (NawaRo) anstelle von konventionellen Dämmstoffen nahe. NawaRo-Dämmstoffe speichern über ihre Lebensdauer CO<sub>2</sub> und substituieren fossile Ressourcen. Ob ihre Verwendung auch dem Klimaschutz dienen kann, lässt sich mithilfe von Lebenszyklusanalysen der Produkte berechnen. Für verschiedene Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen werden für Deutschland repräsentative Produkt-Ökobilanzen gemäß Norm berechnet und der Öffentlichkeit zur Verfügung gestellt, um eine ganzheitliche ökologische Bewertung zu ermöglichen.

### Einleitung und Problemstellung

Um Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen nicht nur aus technischer Sicht, sondern auch hinsichtlich ihrer Nachhaltigkeit zu bewerten, sind normkonforme repräsentative Produkt-Ökobilanzen unabdinglich. Diese Ökobilanzdaten bilden die Grundlage für Umweltproduktdeklarationen (EPD), d. h. für Labels, die standardisierte Informationen zur ökologischen Nachhaltigkeit liefern. Nicht für alle Dämmstofftypen liegen diese Informationen in repräsentativer Form vor. Diese Lücke soll gefüllt werden, um die Materialauswahl zu erleichtern und die Anwendbarkeit von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen zu erhöhen.

### Datengrundlage, Modellierung, Berechnung

Der Lebenszyklus der verschiedenen Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen wird entsprechend der nach EN 15804 definierten Systemgrenzen („cradle-to-gate mit Optionen“) modelliert. Als Datengrundlage dienen Rohdaten der Hersteller sowie generische Daten aus Ökobilanz-Datenbanken.



Abb. 11 Typischer Lebenszyklus von Bauprodukten aus Holz

Abb. 11 stellt den Lebenszyklus von Bauprodukten aus nachwachsenden Rohstoffen am Beispiel Holz schematisch dar. Von der Gewinnung der Rohstoffe über die Produktion, die (optionale) Erstellung einer EPD, den Einbau des Produktes, die Nutzungsphase und den Rückbau, bis hin zum Recycling des Produktes, einschließlich aller Transporte innerhalb und zwischen den genannten Abschnitten.

Die Modellierungen und Berechnungen werden gemäß ISO 14040/44 und EN 15804 durchgeführt. Dadurch können die Ergebnisse als produktionsmengengewichtete Durchschnittsdatensätze z. B. direkt in die öffentliche Baustoffdatenbank ÖKOBAUDAT des Bauministeriums (BMI) eingespeist (s. Abb. 12) und für eine Umweltbewertung auf Gebäudeebene herangezogen werden.

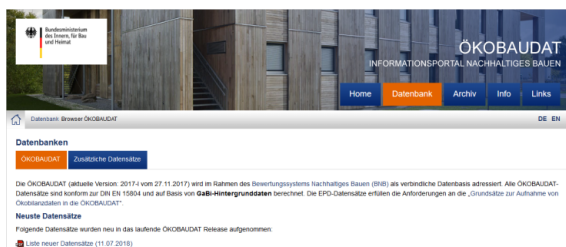


Abb. 12 Screenshot der ÖKOBAUDAT-Website (www.oekobaudat.de)

Zusätzlich werden weitere ökologisch relevante Aspekte bei der Herstellung von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen abgeschätzt, wie z. B. der Einsatz neuer Flammschutzmittel.

### Literatur

- [1] DIN EN ISO 14040:2009-11. Umweltmanagement – Ökobilanz – Grundsätze und Rahmenbedingungen.
- [2] DIN EN 15804:2014-07. Nachhaltigkeit von Bauwerken – Umweltproduktdeklarationen – Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte.

### Autoren

Franziska Möller, Sebastian Rüter

Thünen-Institut für Holzforschung  
Arbeitsbereich Auswirkungen der Holznutzung auf Umwelt und Klima  
Leuschnerstr. 91c  
21031 Hamburg

Kontakt:  
franziska.moeller@thuenen.de

### 6.5 Feuchteschutz / Risikoanalyse Mikroorganismen

Dr. Wolfram Scheiding

### Zusammenfassung

Der Arbeitsbereich hat als Ziel, die Gefährdung durch Mikroorganismenbefall infolge Feuchtesorption realistisch zu bewerten und dabei die positiven Eigenschaften von NawaRo-Dämmstoffen herauszuarbeiten. Schwerpunkte sind die hygienische Charakterisierung und die Resistenz gegen Schimmelpilze, die vom Institut für Holztechnologie Dresden (IHD) bearbeitet werden, sowie Untersuchungen zur Detektion von Schimmelpilzbefall mit gasanalytischen Methoden und zur Ermittlung der Schadenstoleranz von Wärmedämmverbundsystemen (WDVS), für die das Fraunhofer-Institut für Holzforschung (WKI) verantwortlich ist.

### Mikrobielle Hintergrundbelastung

NawaRo-Dämmstoffe werden häufig verdächtigt, Gebäude bzw. Innenräume mikrobiell zu kontaminieren. Um dem mit belegbaren Fakten zu begegnen, wird zunächst die natürliche mikrobielle Hintergrundkonzentration ermittelt. Diese Kenngröße ist wichtig für die Qualitätskontrolle sowie für die realistische Bewertung von Schadensfällen.

Auf Basis früherer Arbeiten [1] und dem Suspensionsverfahren nach DIN ISO 16000-21 [2] bzw. VDI-Richtlinie 4300-Blatt 10 [3] wurde eine Methode zur Bestimmung der Lebendkeimzahl weiterentwickelt.

Die mikrobielle Beladung wird an fabrikneuen und gelagerten NawaRo-Dämmstoffen und als Vergleich an mineralischen sowie Hartschaum-Dämmstoffen mittels visueller Bewertung, Direktmikroskopie und Suspensionsverfahren ermittelt. Die Untersuchung von 13 Neuprodukten ergab lediglich bei 2 cellulosebasierten Produkten Werte oberhalb der Nachweisgrenze von  $10^3$  KbE/g; generell waren Bakterien dominierend. Alle anderen Dämmstoffe waren unauffällig.

### Schimmelpilzresistenz

Die Schimmelpilzresistenz wird an 15 NawaRo-Produkten in Normprüfungen mit oder ohne gezielte Beimpfung unter verschärften Klimabedingungen, d. h. bei hoher Umgebungfeuchte, sowie ohne Beimpfung unter praxistypischen Bedingungen im Konstant- und Wechselklima ermittelt. Die Normprüfungen erfolgen nach den für die Produktzulassung vorgeschriebenen Methoden ÖNORM 6010 [4] (Abb. 13), DIN EN IEC 60068-2-10 [5] und DIN EN 15101-1 [6]. Für einen objektiven Vergleich werden künstliche Mineralfaserdämmstoffe, Hartschäume sowie typische Bauhölzer Buche und Fichte bei gleichen Bedingungen parallel geprüft; ergänzend erfolgen Versuche unter Worst-Case-Bedingungen, bei denen ein Feuchteschaden mit Durchnässung simuliert wird. Die Bewertung erfolgt unter besonderer Berücksichtigung eines möglichen Einflusses flammhemmender Additive bzw. Hydrophobierungsmittel. Bisher zeigte sich, dass unter Normprüfbedingungen ( $rh > 91\%$ ) sowohl auf mineralischen als auch auf NawaRo-Dämmstoffen ohne Biozid wirkende Additive in einer

Prüfzeit von vier Wochen ein Schimmelpilzbewuchs induziert werden kann. Bei Verringerung der relativen Luftfeuchte auf 85 % wird im selben Zeitraum nur ein NawaRo-Produkt befallen. Dagegen tritt bei niedrigen Temperaturen von 7 °C auch bei hoher Umgebungfeuchte innerhalb von 8 Wochen kein Befall auf.

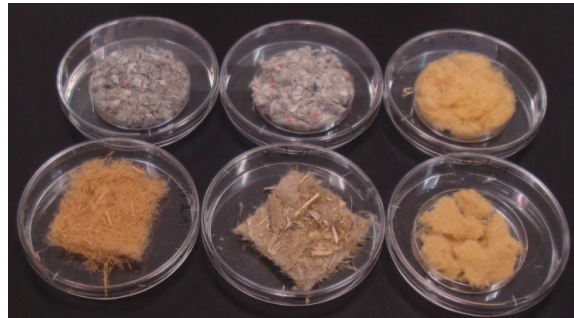


Abb. 13 Prüfansatz zur Schimmelpilzprüfung

### Schnellmethode zur Detektion von Schimmelpilzbefall

Beim Wachstum von Schimmelpilzen werden verschiedene spezifische Sekundär-Metabolite gebildet, die zu den mikrobiellen flüchtigen organischen Verbindungen (MVOC) zählen. Dies kann zur Detektion von verdecktem Pilzbefall genutzt werden. Dazu wird eine gasanalytische Schnellmethode entwickelt, die auf der FAIMS-Technik (Field Asymmetric Ion Mobility Spectrometry) basiert. Diese wirkungsvolle Methode kommt mit miniaturisierbarer Technik aus (Abb. 14) und ist daher im Unterschied zum Referenzverfahren GC-MS auch vor Ort einsetzbar.

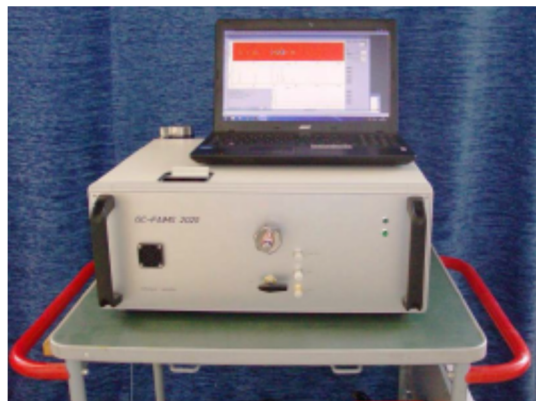


Abb. 14 FAIMS-Messgerät

In Zusammenarbeit des WKI mit dem Projektpartner Schumann Analytics wurde die vorhandene Technik zunächst modifiziert und angepasst, um verschiedenste MVOC optimal zu detektieren. Dazu wurden Ionen aus ausgewählten MVOC-Leitsubstanzen durch Thermodesorption in die Gasphase überführt, durch die optimale Polarität der Säulen geführt und eine Anreicherung mittels Festphasen-Mikroextraktion (SPME) getestet. Damit wurde z. B. 1-Octen-3-ol, 3-Octanon, 3-Methylfuran oder 3-Methyl-1-Butanol und deren Nachweisgrenzen bestimmt. Im Weiteren müssen die Blindwerte bzw. das Emissionsniveau an Proben mit und ohne Pilzbefall festgelegt und durch eine Kalibrierung erfasst sowie die Nachweisgrenzen bestimmt werden. Die Versuche erfolgen an Schimmelpilz-Reinkulturen, die aus Gebäuden isoliert und auf unterschiedlichen Nährmedien kultiviert wurden. Die Laboruntersuchungen mit der FAIMS-Technik werden durch orientierende Praxisuntersuchungen an Gebäuden ergänzt.

### Konstruktiver Feuchteschutz

Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen haben im Vergleich zu sogenannten konventionellen Dämmstoffen aus Hartschäumen und Mineralfasern ein sehr ausgeprägtes Potential Feuchtigkeit speichern zu können. Während in der allgemeinen Diskussion diese Feuchtespeicherfähigkeit häufig negativ ausgelegt wird, schätzen die Fachkreise des ökologischen Bauens diese Eigenschaften positiv ein.

Innerhalb des Forschungsvorhabens werden die charakteristischen Eigenschaften der Feuchtespeicherfähigkeit der Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen hinsichtlich ihrer Einflüsse auf das gesamte hygrothermische Verhalten von Holzkonstruktionen untersucht.

Dazu werden zum einen die reinen Materialeigenschaften hinsichtlich des Verhaltens von gasförmigem (Sorption) und von flüssigem Wasser (Kapillarsorption) ermittelt. Es werden aber zum anderen auch die Einflüsse der Eigenschaften auf die gesamte Holzkonstruktion untersucht.

Die Untersuchungen zum Sorptionsverhalten sind zwar standardisiert und gehören zu den Routinetätigkeiten der beteiligten Forschungsinstitute. Abb. 15

zeigt beispielhaft eine mit Hilfe des Dynamic Vapour Sorption Analysers ermittelte Sorptionsisotherme von unbehandeltem Hanf. Die bekannte Problematik, dass die zeitlichen Aspekte der Ad- und Desorptionsvorgänge bei den standardisierten Untersuchungen unberücksichtigt bleiben, kann auch innerhalb dieses Vorhabens nicht gelöst werden. Vielmehr wurde deutlich, dass diese zeitlichen Aspekte der Sorptionsgeschwindigkeit einer gesonderten Untersuchung bedürfen, um das tatsächliche Verhalten real prognostizieren zu können.

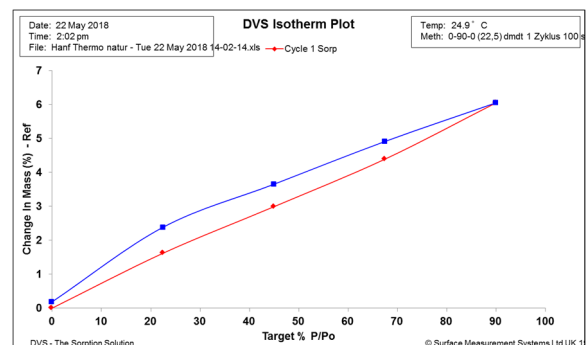


Abb. 15 Mit Hilfe des Dynamic Vapour Sorption Analysers ermittelte Sorptionsisotherme (Quelle: PTS)

Die Untersuchungen zum kapillaren Wassertransport werden in der Art durchgeführt, dass die ein-, zwei- und dreidimensionale Verteilung von Wasser berücksichtigt wird. Eine solche Situation von punktförmig eingeleitetem Wasser und der dreidimensionalen Verteilung ist bei einem typischen Bauschaden gegeben, bei dem unplanmäßig kleine Mengen an flüssigem Wasser in die Konstruktion eindringen.

Abb. 16 zeigt einen Messplatz zur Bestimmung der zweidimensionalen Verteilung von flüssigem Wasser in Dämmstoffen am UCEEB / TU Prag.

Abb. 17 zeigt einen Versuchsaufbau am Fraunhofer WKI zur Bestimmung des Einflusses von punktförmig injiziertem Wasser in einer Holztafelkonstruktion. Bei sogenannten konventionellen Mineralfaserdämmstoffen „fließt“ das injizierte Wasser weitestgehend ungehindert bis auf die Fußschwelle. Dadurch feuchtet sich diese lokal sehr stark auf, so dass die Gefahr der Bildung von holzerstörenden Pilzen besteht. Solche Erkenntnisse werden auch aus der Praxis bestätigt. Die gleichen Untersuchungen mit nachwachsenden



Rohstoffen zeigen die Vorteile der Feuchtespeicherfähigkeit dieser Dämmstoffe auf.

Abb. 18 zeigt die nasse Fußrippe bei mineralischer Faserdämmung und im Vergleich dazu zeigt Abb. 19 die Verteilung des injizierten Wassers bei einer Zellulosedämmung. Durch die großflächige und voluminöse Verteilung des Wassers bleibt die lokale Feuchte weiterhin niedrig und das Austrocknen ist über Diffusionsvorgänge möglich. Andere Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen weisen ähnliche Eigenschaften auf.

Die Untersuchungen sind zwar noch nicht abgeschlossen. Die aktuell vorliegenden Ergebnisse der Untersuchung belegen deutlich den positiven Einfluss von feuchtespeicherfähigen Dämmstoffen auf Holzkonstruktionen.

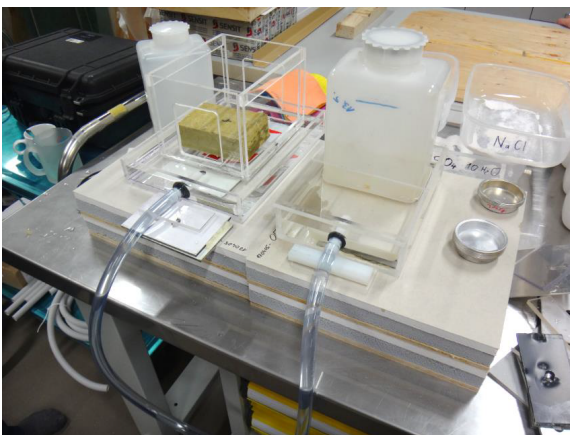


Abb.16 Messplatz zur Bestimmung von Sorptionsisothermen zur Bestimmung von Dämmstoffen (Quelle: UCEEB / TU Prag)



Abb.17 Versuchsaufbau zur Bestimmung des Einflusses von punktförmig injiziertem Wasser in einer Holztafelkonstruktion (Quelle: Fraunhofer WKI / Lucas van der Meer)



Abb.18 Nasse Fußrippe bei mineralischer Faserdämmung (Quelle: Fraunhofer WKI / Lucas van der Meer)



Abb.19 *Dreidimensionale Verteilung injizierten Wassers bei einer Cellulosedämmung (Quelle: Fraunhofer WKI / Lucas van der Meer)*

#### Literatur

- [1] Scheiding, W.; Plaschkies, K. (2012): Hygienische Qualitätssicherung stofflich und energetisch genutzter nachwachsender Rohstoffe (HYNAR). Studie im Auftrag des Fördervereins des NA Holzwirtschaft und Möbel e.V., Berlin (FVNHM).
- [2] DIN ISO 16000-21:2013. Innenraumluftverunreinigungen – Teil 21: Nachweis und Zählung von Schimmelpilzen – Probenahme von Materialien.
- [3] VDI-Richtlinie 4300-Blatt 10:2008. Messen von Innenraumluftmessungen Messstrategien zum Nachweis von Schimmelpilzen im Innenraum.
- [4] ÖNORM B 6010:1999. Dämmstoffe für den Wärme- und/oder Schallschutz im Hochbau – Prüfmethode.

- [5] DIN EN IEC 60068-2-10:2006. Umgebungseinflüsse – Teil 2 – 10: Prüfverfahren – Prüfung und Leitfaden: Schimmelwachstum
- [6] DIN EN 15101-1:2013. Wärmedämmstoffe für Gebäude – An der Verwendungsstelle hergestellter Wärmedämmstoff aus Zellulosefüllstoff (LFCI) – Teil 1: Spezifikationen für die Produkte vor dem Einbau.

#### Autoren

Wolfram Scheiding, Dr. rer. silv.  
Katharina Plaschkies, Dipl.-Biol.

Institut für Holztechnologie Dresden gGmbH  
Ressort Biologie/Holzschutz  
Zellescher Weg 24, 01217 Dresden

Norbert Rüther

Zentrum für leichte und umweltgerechte Bauten  
ZELUBA®

Peter Meinschmidt

Holzwerkstoff- und Naturfaser-Technologien  
Fraunhofer-Institut für Holzforschung, Wilhelm-  
Klauditz-Institut WKI  
Bienroder Weg 54E, 38108 Braunschweig

Kontakt:

wolfram.scheiding@ihd-dresden.de  
katharina.plaschkies@ihd-dresden.de  
norbert.ruether@wki.fraunhofer.de  
peter.meinschmidt@wki.fraunhofer.de

## 6.6 Emissionsverhalten von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen

Jan Gunschera

### Zusammenfassung

Im Rahmen einer ganzheitlichen Betrachtung der Eigenschaften von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen wurden Untersuchungen von Emissionen aus entsprechenden Materialien ausgewertet und durch eigene Messungen ergänzt. Grundlage war eine Studie aus dem Jahr 2008 [1], in der bei einigen Materialien vergleichsweise hohe Emissionswerte aufgetreten waren. Der Vergleich mit neueren Daten weist hier eine signifikante Verbesserung auf, auch wenn bei einigen Produkten eine weitere Senkung der Werte angestrebt werden sollte. Ansätze dafür werden im weiteren Projektverlauf noch erarbeitet.

### Einleitung und Problemstellung

Im Zuge einer ganzheitlichen Betrachtung sollen Risiken für Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen im Hinblick auf Emissionen gesundheitsbeeinträchtigender oder geruchlich relevanter Stoffe, aber auch Vorteile besonders emissionsarmer Produkte aufgezeigt werden. Manche Materialien bergen wohlhmöglich sogar Potentiale zur Störstoffminderung durch Adsorption.

### Vorgehensweise

In einer ersten Phase wurden vorhandene Daten zu Emissionen aus NawaRo-Dämmstoffen zusammengestellt und bewertet. Als Kriterien wurden dafür die Vorgaben von Gütezeichen wie dem Blauen Engel und Zulassungen wie dem AgBB-Schema herangezogen. Diese Daten wurden durch punktuelle Messungen des Emissionsverhaltens entsprechender Materialenergänzt, um aktuell Risiken im Hinblick auf das Auftreten von Schadstoffen oder Gerüchen, aber auch auf Wettbewerbsfähigkeit abschätzen zu können. Dämmstoffe werden in aller Regel in Wandaufbauten, also hinter anderen Materialien, verwendet. Daher wird z. Zt. zusätzlich beispielhaft Abschirmeffekt einer vormontierten Gipskartonplatte untersucht [2]. Schließlich wird geprüft, ob einzelne

Dämmstoffe in der Lage sind, flüchtige Verbindungen aus der Raumluft zu adsorbieren [3]. Hieraus könnten neue Potentiale für solche Materialien entwickelt werden.

### Erste Ergebnisse

Die Bewertung des Emissionsverhaltens erfolgte an Hand von Kriterien des French Label, AgBB und verschiedener Gütezeichen, soweit entsprechende Daten zur Verfügung standen. Im Ergebnis lagen die Werte für die meisten Materialien im Rahmen der Anforderungen. Wenn nicht, waren in der Regel der R-Wert oder die Summe der VOC ohne NIK die problematischen Parameter. Zusammenfassend entsprechen viele Dämmstoffe aus dem Bereich der nachwachsenden Rohstoffe den heutigen Anforderungen hinsichtlich der Emissionen flüchtiger organischer Verbindungen. Allerdings werden hier gerade neue Kriterien erarbeitet, die zwar keine grundsätzliche Änderung dieser Bewertung erwarten lassen, jedoch ggf. einer weiteren Überprüfung bedürfen.

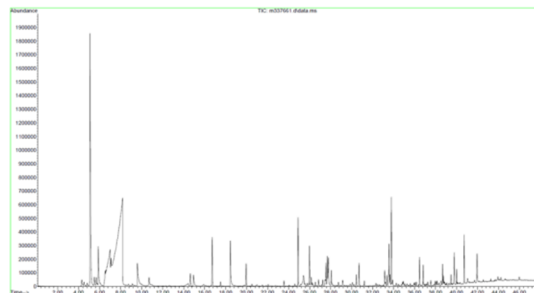


Abb.20 VOC-Chromatogramm eines Holzfaserdämmstoffs nach 2 Tagen

Hinsichtlich der Einzelsubstanzen standen materialabhängig im Wesentlichen organische Säuren, Aldehyde, Alkohole sowie SVOC der Erreichung der Anforderungen entgegen. Ansätze zur Emissionsminderung sollten daher zuerst in Bezug auf diese Substanzen erfolgen, wobei zunächst der genaue Entstehungsprozess bzw. die Quelle zu ermitteln wäre.

### Literatur

- [1] IBP (2008): Untersuchung zur Optimierung und Standardisierung von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen, BMEL/FNR.



- [2] Gunschera, J. et al. (2013): Impact of Building Materials on Indoor Formaldehyd Levels: Effect of Ceiling Tiles, Mineral Fiber Insulation and Gypsum Board, *Building and Environment*, 64, 138-145.
- [3] Niedermayer, S. et al. (2013): VOC sorption and diffusion behavior of building materials, *European Journal of Wood and Wood Products*, 71, 563-571.

#### Autor

Dr. Jan Gunschera, Dipl. Chem.

Fraunhofer WKI  
FB Materialanalytik und Innenluftchemie  
Bienroder Weg 54E  
38108 Braunschweig

Kontakt:  
jan.gunschera@wki.fraunhofer.de

## 7 Danksagung

Das Verbundprojekt „Mehr als nur Dämmung – Zusatznutzen von Dämmstoffen aus Nachwachsenden Rohstoffen“ wird gefördert durch das Bundesministerium für Ernährung und Landwirtschaft über die Fachagentur für nachwachsende Rohstoffe e.V.. Bei den Institutionen sei an dieser Stelle hierfür herzlich gedankt.

Ein Dank geht außerdem an alle Forschungsstellen und sowie den Industriepartnern und Verbänden, die dieses Projekt begleiten.

## 8 Literatur

- [1] Behr, A.; Seidensticker, T. (2018): Einführung in die Chemie nachwachsender Rohstoffe: Vorkommen, Konversion, Verwendung, Springer Spektrum, Berlin, Heidelberg.
- [2] Mann, T. (1998): *Nachwachsende Rohstoffe*, CMA, Bonn.
- [3] Fachagentur nachwachsende Rohstoffe e.V. (2017): Marktübersicht: Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen. *Naturbaustoffe*.

- [4] Fachagentur nachwachsende Rohstoffe e.V., Marktanalyse Nachwachsende Rohstoffe: Schriftenreihe Nachwachsende Rohstoffe. Band 34.
- [5] Fachagentur nachwachsende Rohstoffe e.V. (2009): Aktionsplan der Bundesregierung zur stofflichen Nutzung nachwachsender Rohstoffe.
- [6] Fachagentur nachwachsende Rohstoffe e.V. (2015): Förderprogramm Nachwachsende Rohstoffe.

## 9 Autoren, Projektkoordination

Tasja Schwenke, M.Sc.  
Norbert Rüter, Dipl.-Ing. (FH)  
Harald Schwab, Dipl.-Ing.

Fraunhofer Institut für Holzforschung  
Wilhelm-Klauditz-Institut (WKI)  
Bienroder Weg 54E  
38108 Braunschweig

Kontakte:  
tasja.schwenke@wki.fraunhofer.de  
norbert.rüther@wki.fraunhofer.de  
harald.schwab@wki.fraunhofer.de





# Aussteifende Decken in Holztafelbauart – Empfehlungen für zukünftige Regelungen

Mike Sieder, François Colling, Martin H. Kessel, Peer Janßen

## Zusammenfassung

Aussteifende Decken in Holztafelbauart werden nach dem heute gültigen Eurocode 5 bzw. der letzten DIN 1052:2008 bemessen und nachgewiesen. Die Grundlage der dort angegebenen Regeln ist das Schubfeldträgermodell, das seinen Ursprung im Stahleleichtbau hat und das von Schulze und Schönhoff (1989) auf den Holztafelbau übertragen wurde. Das von Kessel et al. 2016 entwickelte und 2018 veröffentlichte „erweiterte Schubfeldträgermodell“ ermöglicht erstmals die Bemessung von Deckentafeln mit freien Plattenrändern auf der Grundlage einfacher mechanischer Zusammenhänge. Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Erweiterte Schubfeldtheorie für Deckentafeln“ von Colling, F.; Kessel, M.H.; Sieder, M.; Janßen, P. (2017), Bericht PRB-4.5/6 (2016), für die Initiative Praxisregeln Bau (PRB) wurden die bisherigen Erkenntnisse in einem dreiteiligen Schlussbericht zusammengefügt und sollten nun Grundlage für eine Novellierung der entsprechenden Abschnitte im zukünftigen Eurocode 5 sein.

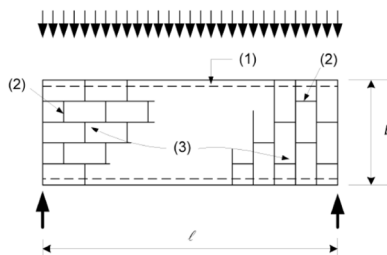
## 1 Einleitung

Für aussteifende Decken in Holztafelbauart sollten zukünftige europäische Regelungen für die üblichen in der Praxis vorkommenden Konstruktionen auf der Grundlage zutreffender mechanischer Modelle aufgestellt werden, die den Anspruch haben, die derzeit gültigen Regelungen zu verbessern bzw. sinnvoll zu ergänzen. Außerdem sollten zukünftige europäische Regelungen ohne zusätzliche nationale Anhänge auskommen und für alle Mitgliedsstaaten verbindlich sein.

Der Inhalt dieses Beitrags fasst die Ergebnisse des Forschungsvorhabens „Erweiterte Schubfeldtheorie für Deckentafeln“ von Colling, F.; Kessel, M.H.; Sieder, M.; Janßen, P. (2017), Bericht PRB-4.5/6 (2016), für die Initiative Praxisregeln Bau (PRB) zusammen.

## 2 Deckentafeln nach aktueller Norm

Decken in Holztafelbauart werden nach dem heute gültigen Eurocode 5 und dem dazugehörigen Nationalen Anhang für Deutschland (NA/D) bemessen und nachgewiesen. Wie schon für die deutsche Vorgängernorm, die DIN 1052:2008-12, ist die Grundlage dafür die aus dem Stahlleichtbau stammende Schubfeldtheorie (Schnell/Czerwenka 1967 und 1970), die von Schulze und Schönhoff (1989) für die Konstruktion und Berechnung von aussteifenden Decken im Holzbau verwendet wurde und die von Kessel (2003) für die Anwendung im Holztafelbau detailliert beschrieben wurde.



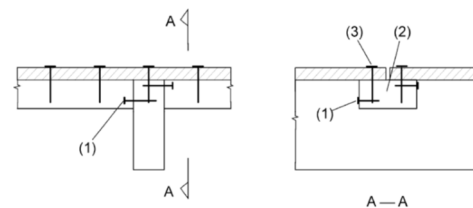
**Legende**  
 (1) Randbalken  
 (2) nicht durchgehende Stöße  
 (3) Plattenanordnungen

Abb. 1 Deckentafel nach EC 5

Deckentafeln, die scheibenartig beansprucht werden, bestehen nach den aktuellen Regelungen des EC 5 (siehe Abb. 1) aus parallel, mit einem gleich-

mäßigen Abstand  $a_r$ , zueinander angeordneten Innenrippen (Deckenbalken), umlaufenden Randrippen (Randbalken) und der aussteifenden Beplankung, die aus mehreren Platten bestehen kann.

Alle Ränder der einzelnen Platten sind gemäß EC 5, Abschnitt 10.8.1, Schubsteif mit Rippen verbunden. Das führt bei großen Tafelabmessungen in Richtung der Innenrippen zu zusätzlichen Stoßhölzern, wenn mehrere Platten in Richtung der Innenrippen angeordnet werden, um diese Schubsteif miteinander zu verbinden (siehe Abb. 2).



**Legende**  
 (1) Rahmenholz, durch Schrägnagelung an Rippen oder Querhölzer angeschlossen  
 (2) Rahmenholz  
 (3) Beplankung auf Rahmenholz genagelt

Abb. 2 Schubsteife Plattenverbindung senkrecht zu den Innenrippen nach EC 5

Der Nationale Anhang für Deutschland erlaubt abweichend von den Regelungen des Abschnitts 10.8.1 freie Plattenränder senkrecht zu den Innenrippen, wenn folgende Bedingungen eingehalten werden:

- Die Platten sind um mindestens einen Rippenabstand  $a_r$  versetzt anzuordnen,
- der Rippenabstand  $a_r$  beträgt höchstens das 0,75-fache der Seitenlänge der Platten in Rippenrichtung,
- die Platten sind auch an die Rippen, auf denen die Platten nicht gestoßen sind, mit Verbindungsmitteln im Abstand  $a_1$  angeschlossen,
- die Stützweite  $l$  der Tafel beträgt weniger als 12,50 m oder es sind höchstens der Plattenreihen vorhanden,
- die Tafelhöhe  $b$  in Lastrichtung beträgt mindestens  $l/4$ ,
- der Bemessungswert der Einwirkungen ist nicht größer als 5,0 kN/m,
- die Schubtragfähigkeit der Tafel wird mit dem Faktor  $2/3$  vermindert.

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist das Versagen der Verbindungsmittel, nicht das Versagen der Beplankung, maßgebend.

### 3 Deckentafeln nach dem erweiterten Schubfeldträgermodell

#### 3.1 Allgemeines

Das von Kessel et al. 2016 entwickelte und 2018 veröffentlichte „erweiterte Schubfeldträgermodell“ ermöglicht erstmals die Bemessung von Deckentafeln mit freien Plattenrändern auf der Grundlage einfacher mechanischer Zusammenhänge.

Bislang wird den durch freie Plattenränder entstehenden zusätzlichen Beanspruchungen dadurch Rechnung getragen, dass die am „idealen“ Schubfeldträger ermittelten Beanspruchungen durch um ein Drittel (Beiwert  $k_{v1} = 0,66$  nach DIN 1052:2008-12) deutlich reduzierte Beanspruchbarkeiten unter der zusätzlichen einschränkenden Voraussetzung gegenübergestellt werden, dass Plattenstöße versetzt angeordnet werden. Letzteres erfordert die Anordnung von mindestens zwei Plattenreihen. Die hinreichende Genauigkeit dieser Vorschrift konnte teilweise experimentell begründet, größtenteils aber mangels wissenschaftlich begründeter Erkenntnisse nur vermutet werden. So konnte nicht ausgeschlossen werden, dass sie zumindest für einige gebräuchliche Konstruktionsvarianten auch deshalb auf der unsicheren Seite liegt, weil eine Berechnung der Verformungen mangels mechanischer Grundlagen nicht zwingend erforderlich ist.

In diesem Beitrag wird nun gezeigt, dass sich zur Abschätzung der Beanspruchungen von Deckentafeln mit freien Plattenrändern Tragmodelle finden lassen, die anknüpfend an die Grundidee des Schubfeldträgers in der Lage sind, den Gleichgewichtszustand von Platten mit freien Rändern zu beschreiben. Der große Unterschied besteht darin, dass solche Platten nicht nur parallel, sondern auch senkrecht zum Rand beansprucht werden und dass die Schubspannungen in der Platte nicht mehr konstant verteilt sind.

Die hier vorgestellten erweiterten Schubfeldmodelle erlauben auch eine mechanisch begründete Abschätzung der Verformungen mit erträglichem Aufwand.

#### 3.2 Begriffe

Im Zusammenhang mit der Gebäudeaussteifung werden üblicherweise die Begriffe Decken- und Wandscheiben verwendet, die im Massivbau für aussteifende monolithische Betonbauteile durchaus zutreffend sind, im Holztafelbau allerdings sind die Decken- und Wandtafeln zusammengesetzte Bauteile aus stabförmigen Holzbauteilen, den Rippen, der aussteifenden Beplankung und dem Verbund von Rippen und Beplankung. Das Tragverhalten dieser zusammengesetzten Bauteile entspricht nicht dem Tragverhalten einer homogenen Scheibe. Die korrekte Bezeichnung wäre „scheibenartig beanspruchte Tafel“, die von der „plattenartig beanspruchten Tafel“ zu unterscheiden ist. Dieser Beitrag behandelt ausschließlich scheibenartig beanspruchte Deckentafeln.

Scheibenartig beanspruchte Tafel	Verbundkonstruktion aus <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rippen mit Rechteckquerschnitt,</li> <li>• ein- oder beidseitig angeordneten Beplankungen und</li> <li>• ihrem nachgiebigen Verbund durch stabförmige Verbindungsmittel im Abstand <math>a_1</math>.</li> </ul>
Rippe	Deckenbalken, Randbalken, Gurte, Stoßholz o.ä.
Beplankung	Die Beplankung besteht aus einer Mehrzahl von Platten
Platte	Holz- oder Gipswerkstoffplatte
Passplatte	Platte mit kleineren Abmessungen als die Standardplatten zur Anpassung an die individuellen Tafelabmessungen
Verbund	Verbindung von Platte und Rippe mittels stabförmiger Verbindungsmittel; das sind Klammern, Nägel oder Schrauben
schubsteifer Plattenrand	Plattenrand, der schubsteif mit einer Rippe mittels stabförmiger Verbindungsmittel verbunden ist
freier Plattenrand	nicht schubsteif verbundener Plattenrand rechtwinklig zu den Rippen
schwebender Plattenrand	freier Plattenrand parallel zu den Rippen, nicht zulässig

$\ell, \ell_p, h, h_p$	Die Länge $\ell_p$ einer Platte wird immer in Richtung der Stützweite $\ell$ der Deckentafel gemessen, die Höhe $h_p$ immer in Richtung der Tafelhöhe $h$ . Länge $\ell$ und Höhe $h$ einer Tafel wechseln je nach Belastungsrichtung.
$\ell_{ap}$	Länge einer Passplatte
$h_{ap}$	Höhe einer Passplatte
$K_{ser}$	Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels
$S_{res} = \sqrt{S_0^2 + S_{90}^2}$	resultierender Schubfluss, Beanspruchung des Verbundes in N/mm
$S_0$	Schubfluss parallel zu den Rippen
$S_{90}$	Schubfluss rechtwinklig zu den Rippen
$f_{p,d} = F_{v,Rd} / a_1$	Verbundtragfähigkeit in N/mm
$F_{v,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels auf Abscheren
$a_1$	Abstand der Verbindungsmittel

Nachfolgend wird die „scheibenartig beanspruchte Deckentafel“ mit umlaufend schubsteif verbundenen oder freien Plattenrändern vereinfacht als Deckentafel bezeichnet.

### 3.3 Voraussetzungen

Für die nachfolgend behandelten Deckentafeln gelten folgende Voraussetzungen:

- Die Deckentafeln besitzen an allen vier Rändern Rippen. Die Gurte der Länge  $\ell$  laufen zug- und drucksteif durch.
- Zwischen Rippen und Beplankung besteht ein kontinuierlicher Verbund mittels stabförmiger Verbindungsmittel.
- An den Tafelrändern, an denen die Auflagerkräfte der aussteifenden Deckentafel auf die darunter stehenden aussteifenden Wandtafeln übertragen werden, sind Auflagerrippen vorhanden, die über die gesamte Tafelhöhe  $h$  durchgehen. Hierzu kann die durchgehende Kopfrippe der aussteifenden Wandtafel dienen. Exzentrizitäten sind zu beachten.

- Rippen und Beplankung sind so steif/fest, dass sie für die Bemessung nicht maßgebend werden. D.h. es wird angenommen, dass die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel für die Bemessung maßgebend ist.

### 3.4 Deckentafel-Typen

Im Folgenden werden zwei Typen von Deckentafeln unterschieden, wobei der Hauptunterschied in der Ausrichtung der Innenrippen zur äußeren Einwirkung besteht.

#### Deckentafel-Typ 1

Deckentafel-Typ 1 mit Lasteinleitung rechtwinklig zu den Innenrippen (Deckenbalken) und Platten als Last-Verteiler (siehe Abb. 3, Abb. 4, Abb. 5):

Bei diesem Tafeltyp wird die äußere Windlast auf der Druck- und der Sogseite rechtwinklig in die Randrippen oder Gurte (z.B. durchgehender giebelseitiger Randbalken) eingeleitet und über die Platten der Beplankung in die Tafel als Ganzes verteilt. Durch die Lasteinleitung erfährt der Verbund der Randrippe mit der Beplankung neben  $s_0$  eine zusätzliche Beanspruchung  $s_{90}$ . Bei diesem Tafeltyp ist das Vorhandensein von durchlaufenden Gurten in Form der Randrippen auch im Bereich von Deckenöffnungen die Regel.

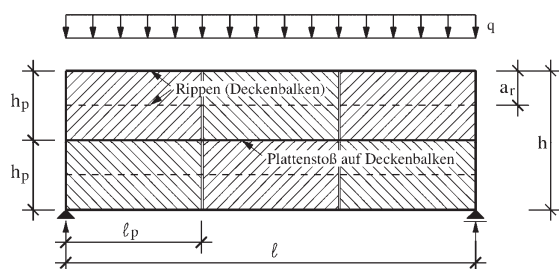


Abb. 3 Deckentafel-Typ 1 mit zwei Plattenreihen

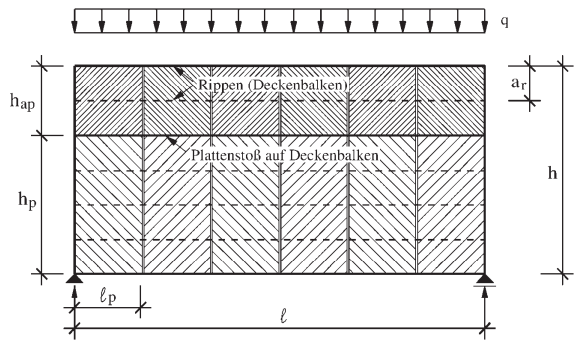


Abb. 4 Deckentafel-Typ 1 mit zwei Plattenreihen und Passplatten in der oberen Reihe

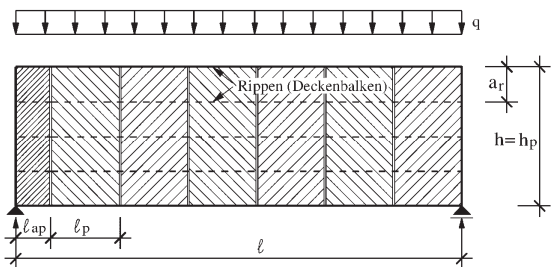


Abb. 5 Deckentafel-Typ 1 mit einer Plattenreihe und einer Passplatte am linken Auflager

### Deckentafel-Typ 2

Deckentafel-Typ 2 mit Lasteinleitung parallel zu den Innenrippen (Deckenbalken), die als Last-Verteiler wirken (siehe Abb. 6, Abb. 7, Abb. 8, Abb. 9):

Bei diesem Tafeltyp wird die Windlast auf der Druck- und der Sogseite rechtwinklig in die Randrippen oder Gurte (z.B. durchgehende Kopfrippe der Traufwand) eingeleitet. Diese werden von den Deckenbalken gestützt, die die Windlast in die Tafel als Ganzes verteilen. Bei diesem Tafeltyp ist das Vorhandensein von durchlaufenden Gurten in Form der Randrippen im Bereich von Deckenöffnungen nicht die Regel.

In den Abbildungen beider Deckentafel-Typen ist zu erkennen, dass die Platten bei keiner Variante versetzt angeordnet sind. Infolge der getroffenen Annahmen für die Berechnung gibt es dafür keinen Grund, es vereinfacht die Fertigung und die Elementierung.

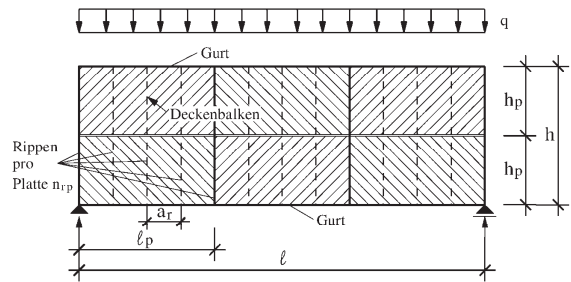


Abb. 6 Deckentafel-Typ 2 mit zwei Plattenreihen

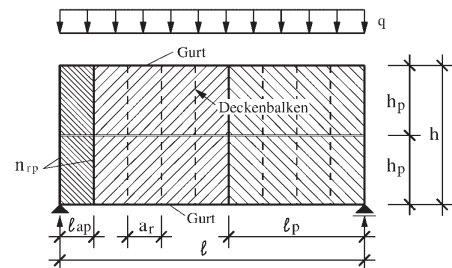


Abb. 7 Deckentafel-Typ 2 mit zwei Plattenreihen und Passplatten am linken Auflager

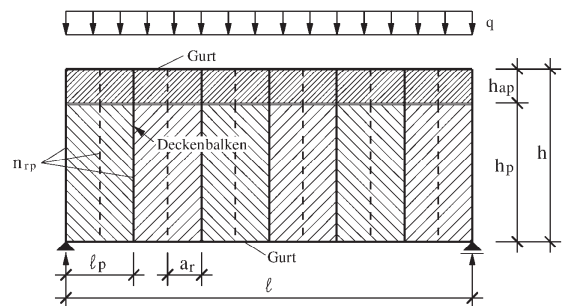


Abb. 8 Deckentafel-Typ 2 mit zwei Plattenreihen und Passplatten in der oberen Reihe

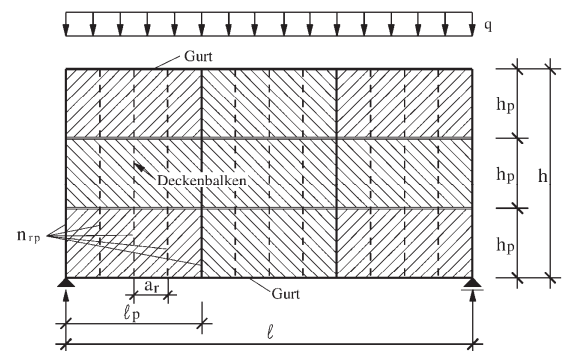


Abb. 9 Deckentafel-Typ 2 mit drei Plattenreihen

### 3.5 Mechanisches Modell des Schubfeldträgers

Das mechanische Modell des Schubfeldträgers wird im Bericht der Initiative Praxisregeln Bau PRB ausführlich beschrieben. Dort werden folgende vereinfachende Annahmen getroffen:

- Die Platten der Beplankung sind schubsteif, aber im Rahmen ihrer Schubbeanspruchung biegeschlaff.
- Da die Momente in den Rippen an den Stellen der freien Plattenränder nahe null sind, werden im statischen Modell dort Gelenke in den Rippen angeordnet, was bedeutet, dass die Rippen an diesen Stellen nur Querkräfte übertragen. Von Gelenk zu Gelenk werden die Rippen als biegestarr angenommen.
- Rippen oder Platten verteilen die Einwirkung  $q$  gleichmäßig über die Tafelhöhe  $h$ .

Ein Schubfeldträger besteht somit – in Analogie zu Fachwerkträgern – aus gelenkig miteinander verbundenen Stäben (Gurten/Rippen), deren schubsteife Ausfachung anstelle von Diagonalen aus Platten besteht. In Abb. 10 ist dies für die Tafeltypen 1 und 2 beispielhaft dargestellt.

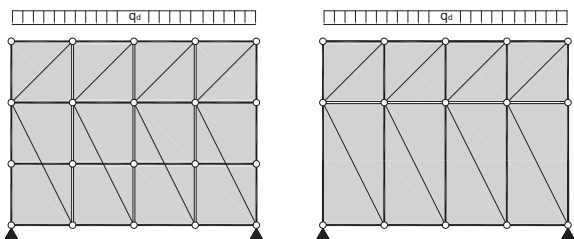


Abb. 10 Schubfeldträgermodell für Deckentafel-Typ 1 (links) und Deckentafel-Typ 2 (rechts)

Die Beanspruchungen in den Stäben und Verbänden können dann mit Hilfe bekannter mechanischer Methoden (Freischneiden und Ansatz von Gleichgewichtsbedingungen) erfolgen. Dies wird nachfolgend beispielhaft aufgezeigt.

Da die scheibenartige Beanspruchung bei Deckentafeln im Wesentlichen zu Schubverformungen führt, deren größter Anteil aus dem nachgiebigen Verbund

zwischen Rippen und Beplankung resultiert, kann eine Durchlaufwirkung bei Mehrfeldtafeln vernachlässigt werden. Daher werden nachfolgend nur Einfeld-Deckentafeln behandelt.

### 3.6 Deckentafel-Typ 1 - Beanspruchungen

#### Verbundbeanspruchungen in der auflagnahen Platte

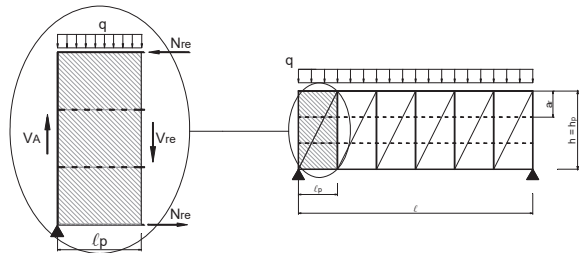


Abb. 11 Auflagnaher Platte – Deckentafel-Typ 1

In Abb. 11 sind die an der Schnittstelle am freien Rand der auflagnahen Platte auftretenden Schnittgrößen der Deckentafel eingetragen:

$V_A$  Tafel-Querkräfte am Auflager (bei Endauflagern von Deckentafeln ist diese identisch mit der Auflagerkraft  $A$ ). Diese Querkräfte werden über die Auflagerrippe kontinuierlich in die Platten eingeleitet.

$V_{re}$  Tafel-Querkräfte am rechten Plattenrand (Tafelschnitt  $\ell_p$  vom Auflager entfernt). Diese Querkräfte müssen über die Rippen in die Platten eingeleitet werden.

$N_{re}$  Normalkräfte in den Gurten an der Schnittstelle. Diese ergeben sich aus dem an dieser Stelle auftretenden Moment  $M_{re}$  geteilt durch den inneren Hebelarm der Tafel (= Tafelhöhe  $h$ ):

$$N_{re} = \frac{M_{re}}{h} \quad (1)$$



Die Tafel-Querkraft  $V_{re}$  am rechten Plattenrand muss über die Rippen bzw. die Verbindungsmittel in die Platten eingeleitet werden. Die anteilige Querkraft  $V_r$  pro Rippe bzw. pro Verbindungsmittelreihe beträgt dann:

$$V_r = \frac{V_{re}}{n_r} \quad (2)$$

mit

$n_r$  Anzahl der Verbindungsmittelreihen über die Tafelhöhe

Bei einer Tafel mit nur einer Plattenreihe und einseitiger Lasteinleitung erfährt die Platte die in Abb. 12 dargestellten Beanspruchungen:

- Einleitung der äußeren Last  $q$  über die obere Randrippe bzw. Obergurt ( $\rightarrow s_{90}$ ),
- kontinuierliche Einleitung der Tafel-Querkraft  $V_A$  über die Auflagerrippe ( $\rightarrow s_0$ ),
- Einleitung der Gurt-Normalkraft  $N_{re}$  über die Gurtrippen ( $\rightarrow s_0$ ),
- Einleitung der Rippen-Querkräfte  $V_r$  ( $\rightarrow s_{90}$ ). Die Summe dieser Rippen-Querkräfte entspricht dabei der Tafel-Querkraft  $V_{re}$  an diesem Schnitt.

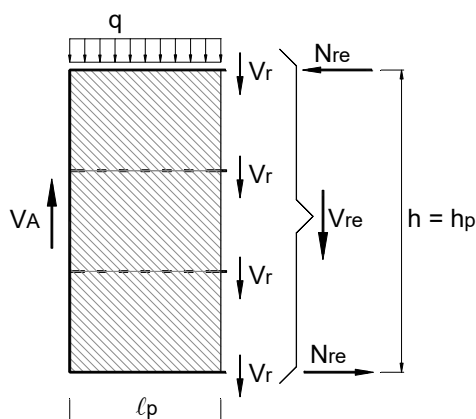


Abb. 12 Einseitige Einleitung der äußeren Last bei einer Deckentafel mit einer Plattenreihe

In der nachfolgenden Abb. 13 ist die in Abb. 12 dargestellte Platte mit den angreifenden Schnittgrößen bei einseitiger Lasteinleitung nochmals dargestellt. In diesem Bild sind auch die Beanspruchungen im Verbund zwischen den Rippen und der Platte

(Schubflüsse) dargestellt. Ein Schubfluss  $s_0$  wirkt dabei parallel zu den Rippenachsen, ein Schubfluss  $s_{90}$  rechtwinklig dazu.

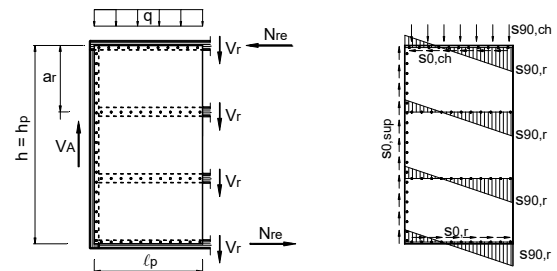


Abb. 13 Freigeschnittene auflagernahe Platte mit Schnittkräften und Schubflüssen im Verbund bei einseitiger Lasteinleitung – Deckentafel-Typ 1

In den Verbänden zwischen den Rippenabschnitten der Länge  $\ell_p$  und der Platte treten folgende **Schubflüsse** auf:

- In der Auflagerrippe (Index „sup“ = „support“):

Die Querkraft  $V_A$  wird über die Verbindungsmittel (Verbund) parallel zur Rippenachse in die Platte eingeleitet und erzeugt dabei folgenden Schubfluss:

$$s_{0,sup} = \frac{V_A}{h} \quad (3)$$

mit

$V_A$  Tafel-Querkraft am Auflager

$h$  Höhe der Deckentafel

- In einer „mittleren“ Rippe (Index „r“ = „rib“):

Die Rippen-Querkräfte  $V_r$  und das zugehörige Moment  $\Sigma V_r \ell_p$  kann nur vom Verbund zwischen Rippen und Platte ins Gleichgewicht gebracht werden. In diesem Verbund entsteht dabei ein Schubfluss  $s_{90,r}$  rechtwinklig zur Rippenachse. Die Größtwerte am linken und rechten Rand der Platte können wie folgt berechnet werden:

Linker Rand:

$$s_{90,r}^{li} = 2 \cdot \frac{V_r}{\ell_p} = 2 \cdot \frac{V_{re}}{n_r \cdot \ell_p} \quad (4)$$

Rechter Rand:

$$s_{90,r}^{re} = 4 \cdot \frac{V_r}{\ell_p} = 4 \cdot \frac{V_{re}}{n_r \cdot \ell_p} \quad (5)$$

mit

$V_r$  Rippen-Querkraft an der Stelle des freien Plattenrandes

$V_{re}$  Tafel-Querkraft an der Stelle des freien Plattenrandes

$\ell_p$  Plattenlänge

$n_r$  Anzahl der Verbindungsmittelreihen über die Höhe einer Tafel

- Im Gurt (Index „ch“ = „chord“):

Die Änderung der im Gurt wirkenden Normalkraft wird über die Verbindungsmittel in die Platte eingeleitet und erzeugt dabei folgenden Schubfluss:

$$s_{0,ch} = \frac{N_{re}}{\ell_p} = \frac{M_{re}}{h \cdot \ell_p} \quad (6)$$

mit

$N_{re}$  Normalkraft im Gurt

$M_{re}$  Biegemoment an der Schnittstelle

$h$  Höhe der Deckentafel

$\ell_p$  Plattenlänge

Über den oberen Gurt wird auch die äußere Last in die Platte eingeleitet. Dies bewirkt im Verbund einen Schubfluss rechtwinklig zur Rippenachse;

bei einseitiger Lasteinleitung:

$$s_{90,ch} = q \quad (7)$$

bei beidseitiger Lasteinleitung (jeweils zur Hälfte angesetzt):

$$s_{90,ch} = \frac{q}{2} \quad (8)$$

Darüber hinaus wird der Verbund im Gurt auch durch die Rippen-Querkraft  $V_r$  beansprucht (siehe Gl. (5)).

Der im Verbund zwischen Gurt und Platte auftretende resultierende Schubfluss ergibt sich dann zu:

$$s_{res,ch} = \sqrt{(s_{0,ch})^2 + (s_{90,ch} + \max s_{90,r})^2} \quad (9)$$

Für eine Einfeld-Deckentafel können die Schnittgrößen wie folgt bestimmt werden:

$$V_A = A = \frac{q \cdot \ell}{2} \quad (10)$$

$$V_{re} = V_A - q \cdot \ell_p \quad (11)$$

$$M_{re} = A \cdot \ell_p - \frac{q \cdot \ell_p^2}{2} \quad (12)$$

Damit kann der in der Gurtrippe auftretende resultierende Schubfluss  $s_{res,ch}$  auch wie folgt berechnet werden:

$$s_{res,ch} = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\ell - \ell_p}{2 \cdot h}\right)^2 + \left(1 + \frac{2}{n_r} \cdot \frac{\ell - 2 \cdot \ell_p}{\ell_p}\right)^2} \quad (13)$$

### Verbundbeanspruchungen in einer inneren Platte

Die größten Beanspruchungen im Verbund zwischen Platte und Rippen treten an den Stellen auf, bei denen die größten Querkräfte auftreten. Dies ist üblicherweise im Bereich der auflagnahen Platten der Fall. Je nach Geometrie der Deckentafeln und Abmessungen der Platten kann die größte Beanspruchung im Verbund aber auch in einer innen liegenden Platte auftreten. In Abb. 14 ist eine solche Platte dargestellt.

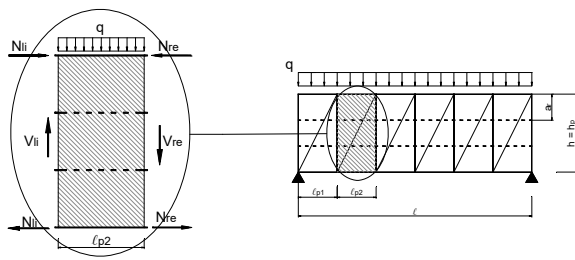


Abb. 14 „Innere“ Platte – Deckentafel-Typ 1

In Abb. 15 sind die in den Verbänden auftretenden Schubflüsse dargestellt. Aus diesem Bild ist erkennbar, dass die beidseitige Übertragung der Rippen-Querkräfte  $V_r$  zu einer erhöhten Beanspruchung  $s_{90,r}$  führen kann.

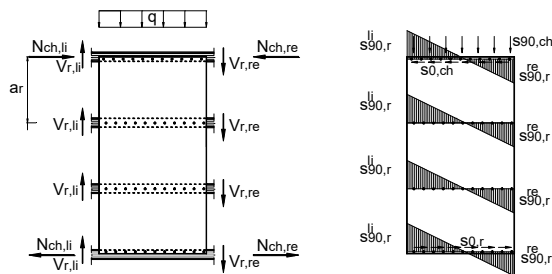


Abb. 15 Freigeschnittene „innere“ Platte mit Schnittkräften und Schubflüssen im Verbund bei einseitiger Lasteinleitung – Deckentafel-Typ 1

Der größte in der Gurtrippe auftretende Schubfluss  $s_{res,ch}$  kann für diese Platte wie folgt berechnet werden (Herleitung siehe im Bericht der Initiative Praxisregeln Bau PRB):

$$s_{res,ch} = q \cdot \sqrt{\left(\frac{l - 2 \cdot l_{p1} - l_{p2}}{2 \cdot h}\right)^2 + \left(1 + \frac{1}{n_r} \cdot \frac{3 \cdot l - 6 \cdot l_{p1} - 4 \cdot l_{p2}}{l_{p2}}\right)^2} \quad (14)$$

## Andere Plattenanordnungen, Plattenabmessungen und Lasteinleitungen

Gegenüber der bisher behandelten einfachen Deckentafel gibt es in der Praxis häufig folgende Abweichungen:

- Es werden mehr als nur eine Plattenreihe übereinander angeordnet.
- Die Platten können parallel zu den Deckenbalken verlegt werden.
- Es kommen sogenannte Passplatten mit kleineren Abmessungen als die Standardplatten zum Einsatz, mit deren Hilfe die gewünschten Tafelabmessungen ergänzt werden.
- Es wird eine beidseitige Lasteinleitung angesetzt (z.B. durch Aufteilung der äußeren Last in Winddruck und Windsog).

Diese Faktoren wirken sich auf die Beanspruchungen im Verbund zwischen Rippen und Platten aus. In dem Bericht der Initiative Praxisregeln Bau PRB wurden diese Fälle berücksichtigt und die zugehörigen Berechnungsgleichungen entsprechend abgeleitet. Eine Zusammenstellung aller Gleichungen erfolgt am Ende dieses Beitrags (siehe Tab. 1).

## Schubspannungen in der Beplankung

Eine auflagernahe Platte (Abb. 16 links) wird wie folgt beansprucht:

- Einleitung der Auflagerquerkraft  $V_A$  am linken Rand der Platte.
- Schubfluss  $s_{90,r}$  infolge Einleitung der Rippenquerkräfte am rechten Rand.
- Einleitung der äußeren Last  $q$  über die obere Gurtrippe.

Eine „innere“ Platte (Abb. 16 rechts) wird wie folgt beansprucht:

- Schubfluss  $s_{90,r}$  infolge Einleitung der Rippenquerkräfte an beiden Plattenrändern.
- Einleitung der äußeren Last  $q$  über die obere Gurtrippe.

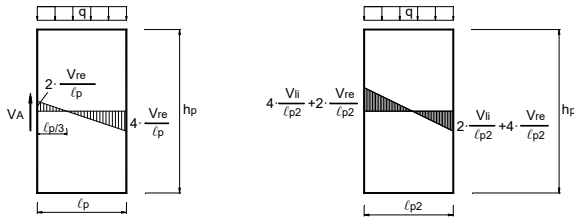


Abb. 16 Vertikale Beanspruchungen in einer Platte  
links: auflagernahe Platte,  
rechts: „innere“ Platte

Die maximal in diesen Platten auftretenden Schubspannungen können wie folgt berechnet werden (Herleitung siehe im Bericht der Initiative Praxisregeln Bau PRB).

Für eine auflagernahe Platte:

$$\max \tau_p \approx \frac{4}{3} \cdot \frac{V_A}{h \cdot t} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{q \cdot \ell_p}{V_A} \right] \quad (15)$$

und für „innere“ Platten:

$$\max \tau_p \approx \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{li}}{h \cdot t} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{q \cdot \ell_{p2}}{V_{li}} \right] \quad (16)$$

Auf der sicheren Seite liegend kann die größte Schubspannung in einer Platte auch wie folgt abgeschätzt werden:

$$\max \tau_p \leq \frac{3}{2} \cdot \frac{V_A}{h \cdot t} \quad (17)$$

mit der Tafelhöhe h und der Plattendicke t.

### 3.7 Deckentafel-Typ 2 – Beanspruchungen

#### Verbundbeanspruchungen in der gurtnahen Auflagerplatte

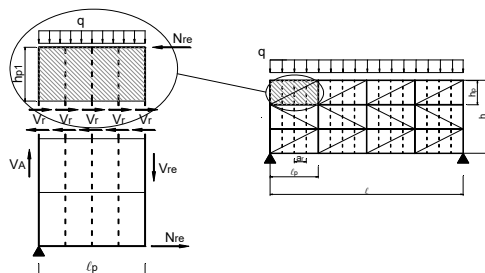


Abb. 17 Gurtnahe Auflagerplatte –  
Deckentafel-Typ 2

Abb. 17 zeigt eine Deckentafel des Typs 2 mit drei Plattenreihen übereinander und im Detail die an der Schnittstelle am freien Rand der gurtnahen Auflagerplatte auftretenden Schnittgrößen:

$V_A$  Tafel-Querkraft am Auflager (bei Endauflagern von Deckentafeln ist diese identisch mit der Auflagerkraft A). Diese Querkraft wird über die Auflagerrippe kontinuierlich in die Platten eingeleitet.

$V_{re}$  Tafel-Querkraft am rechten Plattenrand (Tafelschnitt  $\ell_p$  vom Auflager entfernt). Diese Querkraft wird über die stehenden Rippen (Deckenbalken) in die Platten eingeleitet.

$N_{re}$  Normalkräfte in den Gurten an der Schnittstelle. Diese ergeben sich aus dem an dieser Stelle auftretenden Moment  $M_{re}$  geteilt durch den inneren Hebelarm der Tafel (= Tafelhöhe h):

$$N_{re} = \frac{M_{re}}{h} \quad (18)$$

Die Normalkraft  $N_{re}$  in der Gurtrippe muss am freien Plattenrand über die Rippen bzw. die Verbindungsmittel in die Platten eingeleitet werden. Die Summe dieser Rippen-Querkräfte  $\sum V_r$  entspricht dabei der an der Gurtrippe angreifenden Normalkraft  $N_{re}$ :

$$\sum V_r = N_{re} \quad (19)$$

Die pro Verbund Rippe-Platte auftretende Kraft  $V_r$  kann dann wie folgt berechnet werden:

$$V_r = \frac{N_{re}}{n_{rp}} \quad (20)$$

mit

$n_{rp}$  Anzahl der Rippen (Verbindungsmittelreihen) pro Platte:

$$n_{rp} = \frac{\ell_p}{a_r} + 1 \quad (21)$$

In der nachfolgenden Abb. 18 ist die betrachtete Platte mit den angreifenden Schnittgrößen nochmals dargestellt. In diesem Bild sind auch die Beanspruchungen im Verbund zwischen den Rippen und der Platte (Schubflüsse) dargestellt. Ein Schubfluss  $s_0$  wirkt dabei parallel zu den Rippenachsen, ein Schubfluss  $s_{90}$  rechtwinklig dazu.

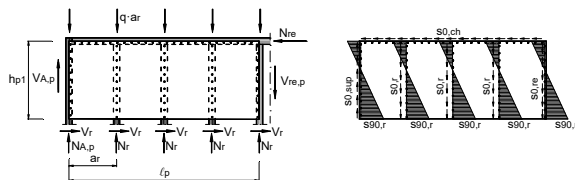


Abb. 18 freigeschnittene auflagernahe Platte mit Schnittkräften und Schubflüssen im Verbund – Deckentafel-Typ 2

In den Verbänden zwischen den Rippen und der Platte treten folgende Schubflüsse auf:

- Im Gurt (Index „ch“ = „chord“):

Die Änderung der im Gurt wirkenden Normalkraft wird über die Verbindungsmittel in die Platte eingeleitet und erzeugt dabei folgenden Schubfluss:

$$s_{0,ch} = \frac{N_{re}}{l_p} = \frac{M_{re}}{h \cdot l_p} \quad (22)$$

mit

$N_{re}$  Normalkraft im Gurt

$M_{re}$  Biegemoment an der Schnittstelle

$h$  Höhe der Deckentafel

$l_p$  Plattenlänge

- In einer „mittleren“ Rippe (Index „r“ = „rib“):

Die je Rippe (Deckenbalken) anfallenden Lastanteile  $q \cdot a_r$  werden jeweils über die gesamte Tafelhöhe in die Platten eingeleitet. Der zugehörige Schubfluss ergibt sich zu:

$$s_{0,r} = \frac{q \cdot a_r}{h} \quad (23)$$

mit

$q$  äußere Streckenlast

$a_r$  Rippenabstand

$h$  Höhe der Deckentafel

Die am freien Plattenrand auftretenden Rippen-Querkräfte  $V_r$  und das zugehörige Moment  $\Sigma V_r h_p$  können nur vom Verbund zwischen Rippen und Platte ins Gleichgewicht gebracht werden. In diesem Verbund entsteht dabei ein Schubfluss  $s_{90,r}$  rechtwinklig zur Rippenachse. Die Größtwerte am oberen und unteren Rand der Platte können wie folgt berechnet werden:

Oberer Plattenrand:

$$s_{90,r}^o = 2 \cdot \frac{V_r}{h_{p1}} = 2 \cdot \frac{N_{re}}{n_{rp} \cdot h_{p1}} \quad (24)$$

Unterer Plattenrand:

$$s_{90,r}^u = 4 \cdot \frac{V_r}{h_{p1}} = 4 \cdot \frac{N_{re}}{n_{rp} \cdot h_{p1}} \quad (25)$$

mit

$V_r$  Rippen-Querkraft an der Stelle des freien Plattenrandes

$N_{re}$  Gurt-Normalkraft im Abstand  $l_p$  vom Auflager

$h_{p1}$  Plattenhöhe der gurnahen Auflagerplatte (Index 1)

$n_{rp}$  Anzahl der Verbindungsmittelreihen (Rippen) pro Platte

- In der Auflagerrippe (Index „sup“ = „support“):

Hier wird die anteilige Querkraft  $V_{A,p}$  der Auflagerrippe über die Plattenhöhe  $h_p$  eingeleitet wobei folgender Schubfluss auftritt:

$$s_{0,sup} = \frac{V_{A,p}}{h_{p1}} = \frac{V_A}{h} \quad (26)$$

mit

$V_{A,p}$  anteilige Platten-Querkraft am Auflager:

$$V_{A,p} = V_A \cdot \frac{h_{p1}}{h}$$

$V_A$  Tafel-Querkraft am Auflager

$h_{p1}$  Plattenhöhe

$h$  Höhe der Deckentafel

Zusätzlich zu diesem Schubfluss  $s_{0,sup}$  tritt in der Auflagerrippe auch noch der Schubfluss  $s_{90,sup}$  infolge der Einleitung der horizontalen Rippen-Querkraft  $V_r$  auf (siehe Gl. (25)):

$$\max s_{90,sup} = 4 \cdot \frac{N_{re}}{n_{rp} \cdot h_{p1}} \quad (27)$$

Der im Verbund zwischen Auflagerrippe und Platte auftretende resultierende Schubfluss kann dann wie folgt berechnet werden:

$$s_{res,sup} = \sqrt{(s_{0,sup})^2 + (\max s_{90,sup})^2} \quad (28)$$

Für eine Einfeld-Deckentafel können die Schnittgrößen wie folgt bestimmt werden:

$$V_A = A \cdot \frac{q \cdot a_r}{2} = q \cdot \left( \frac{\ell}{2} - \frac{a_r}{2} \right) \quad (29)$$

$$M_{re} = A \cdot \ell_p - \frac{q \cdot \ell_p^2}{2} = q \cdot \left( \frac{\ell}{2} \cdot \ell_p - \frac{\ell_p^2}{2} \right) \quad (30)$$

Damit kann der in der Auflagerrippe auftretende resultierende Schubfluss  $s_{res,sup}$  auch wie folgt berechnet werden:

$$s_{res,sup} = q \cdot \sqrt{\left( \frac{\ell - a_r}{2 \cdot h} \right)^2 + \left( \frac{2}{n_{rp}} \cdot \frac{\ell_p}{h_{p1}} \cdot \frac{\ell - \ell_p}{h} \right)^2} \quad (31)$$

### Verbundbeanspruchungen in einer inneren Auflagerplatte

Bei mehr als zwei übereinander liegenden Plattenreihen treten bei Tafeln des Typs 2 auch Platten mit 2 freien Plattenrändern auf, siehe Abb. 19.

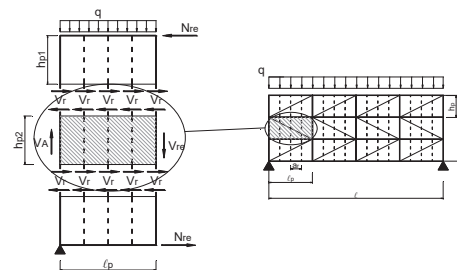


Abb. 19 „innere“ Auflagerplatte – Deckentafel-Typ 2

Die Schnittgrößen an den Plattenrändern sind weitestgehend identisch mit denen der im vorigen Abschnitt behandelten Platte. Ein bedeutender Unterschied liegt jedoch darin, dass eine „innere“ Platte sowohl am oberen als auch am unteren freien Plattenrand durch horizontale Platten-Querkräfte  $V_r$  beansprucht wird. Dies führt zu einer deutlich erhöhten Beanspruchung  $s_{90,r}$  in den Rippen. In Abb. 20 sind die auftretenden Schubflüsse dargestellt.

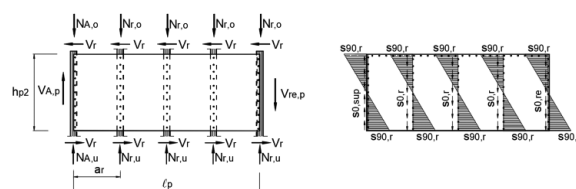


Abb. 20 freigeschnittene „innere“ Platte mit Schnittkräften und Schubflüssen im Verbund – Deckentafel-Typ 2

Der größte in der Auflagerrippe auftretende Schubfluss  $s_{res,sup}$  kann für diese Platte wie folgt berechnet werden (Herleitung siehe im Bericht der Initiative Praxisregeln Bau PRB):

$$s_{res,sup} = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\ell - a_r}{2 \cdot h}\right)^2 + \left(\frac{3}{n_{rp}} \cdot \frac{\ell_p}{h_{p2}} \cdot \frac{\ell - \ell_p}{h}\right)^2} \quad (32)$$

### Andere Plattenanordnungen, Plattenabmessungen und Lasteinleitungen

Gegenüber der bisher behandelten einfachen Deckentafel gibt es in der Praxis häufig folgende Abweichungen:

- Die Platten können parallel zu den Deckenbalken verlegt werden.
- Es kommen sogenannte Passplatten mit kleineren Abmessungen als die Standardplatten zum Einsatz, mit deren Hilfe die gewünschten Tafelabmessungen ergänzt werden.

Diese Faktoren wirken sich auf die Beanspruchungen im Verbund zwischen Rippen und Platten aus. Im Bericht der Initiative Praxisregeln Bau PRB wurden diese Fälle berücksichtigt und die zugehörigen Berechnungsgleichungen entsprechend abgeleitet. In der abschließenden Tabelle (siehe Tab. 2) sind diese zusammengestellt.

### Schubspannungen in der Beplankung

Eine „äußere“ Platte mit einem freien Plattenrand (Abb. 21 oben) wird wie folgt beansprucht:

- Einleitung der anteiligen Auflagerquerkraft  $V_{A,p}$  am linken Rand der Platte.
- Schubfluss  $s_{90,r}$  infolge Einleitung der Rippenquerkräfte am unteren freien Plattenrand.
- Einleitung der Gurt-Normalkraft  $N_1$  am oberen Rand der Platte.

Eine „innere“ Platte (Abb. 21 unten) wird wie folgt beansprucht:

- Einleitung der anteiligen Auflagerquerkraft  $V_{A,p}$  am linken Rand der Platte.
- Schubfluss  $s_{90,r}$  infolge Einleitung der Rippenquerkräfte an beiden freien Plattenrändern.

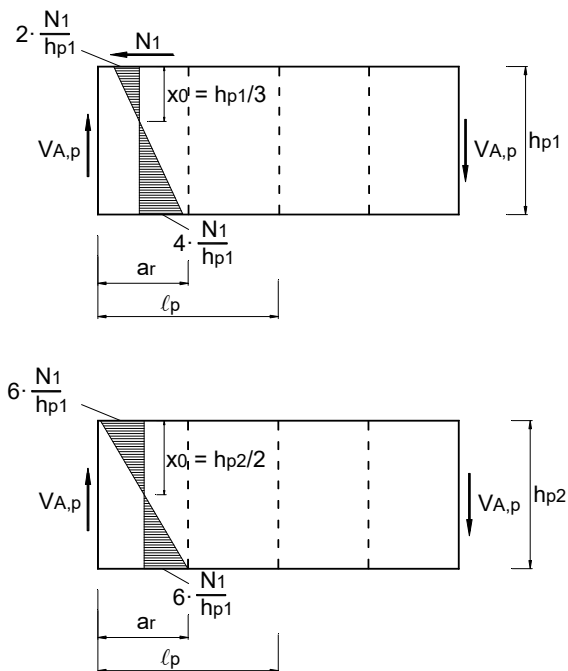


Abb. 21 Beanspruchungen in einer Platte, oben: Rand-Platte (1 freier Plattenrand), rechts: „innere“ Platte (2 freie Plattenränder)

Die maximal in diesen Platten auftretenden Schubspannungen können vereinfacht wie folgt berechnet werden (Herleitung siehe Bericht der Initiative Praxisregeln Bau PRB):

Für eine Platte mit einem freien Plattenrand:

$$\max \tau_p \approx \frac{4}{3} \cdot \frac{V_A}{h \cdot t} \cdot \left[1 - \frac{a_r}{\ell}\right] \quad (33)$$

und für eine Platte mit zwei freien Plattenrändern:

$$\max \tau_p \approx \frac{3}{2} \cdot \frac{V_A}{h \cdot t} \cdot \left[1 - \frac{a_r}{\ell}\right] \quad (34)$$

Auf der sicheren Seite liegend kann die größte Schubspannung in einer Platte auch wie folgt abgeschätzt werden:

$$\max \tau_p \leq \frac{3}{2} \cdot \frac{V_A}{h \cdot t} \quad (35)$$

mit der Tafelhöhe h und der Plattendicke t.

### 3.8 Horizontale Durchbiegungen der Deckentafeln

Die Verformungen von Holztafeln ohne freie Plattenränder lassen sich nach Kessel (2003) mit Hilfe des Satzes von Castigliano in ihren einzelnen Anteilen bestimmen. Bei Deckentafeln mit freien Plattenrändern ergibt sich ein wesentlicher zusätzlicher Verformungsanteil aus den Beanspruchungen des Verbundes senkrecht zum Plattenrand, wie von Kessel und Anheier (2017) in einem DFG-Forschungsvorhaben gezeigt und experimentell an mehr als 40 Prüfkörpern bestätigt wurde.

Die horizontale Durchbiegung  $v_{ges}$  von Deckentafeln setzt sich danach aus folgenden Anteilen zusammen:

$$v_{ges} = v_G + v_E + v_{K,0} + v_{K,90} \quad (36)$$

mit

- $v_G$  aus Schubverformungen der Platten (Schubmodul G)
- $v_E$  aus Längsverformungen der Rippen/Gurte (E-Modul E)
- $v_{K,0}$  aus Verformungen infolge der Verbundbeanspruchungen  $s_0$  und der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel (Verschiebungsmodul  $K_{ser}$ )
- $v_{K,90}$  aus Verformungen infolge der Verbundbeanspruchungen  $s_{90}$  und der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel

Die Biegeverformungen der Rippen und der Platten werden vernachlässigt.

Im Bericht der Initiative Praxisregeln Bau PRB wurden für verschiedene Varianten von Deckentafeln die o.g. Durchbiegungsanteile wie folgt berechnet:

$$v_G = \int_{\ell} \frac{Q \cdot \bar{Q}}{G \cdot A} dx \quad (37)$$

$$v_E = \sum_i \int_{\ell_i} \frac{N_i \cdot \bar{N}_i}{E_i \cdot A_i} dx \quad (38)$$

$$v_{K,0} = \sum_i \frac{s_{0,i} \cdot \bar{s}_{0,i}}{K_{ser}} \quad (39)$$

$$v_{K,90} = \sum_i \frac{s_{90,i} \cdot \bar{s}_{90,i}}{K_{ser}} \quad (40)$$

In den abschließenden Tabellen (siehe Tab. 1 und Tab. 2) sind die zugehörigen **Durchbiegungsanteile** von Deckentafeln mit freien Plattenrändern zusammengestellt. Für die Durchbiegungsanteile von Deckentafeln mit allseits schubsteif verbundenen Plattenrändern wird auf den Bericht der Initiative Praxisregeln Bau PRB verwiesen.



Tab. 1 Berechnung des größten Schubflusses im Verbund und der Durchbiegungsanteile Deckentafeltyp 1

Deckentafeltyp 1	
<b>Maximaler Schubfluss <math>s_{res}</math> im Verbund</b>	
$\max \left\{ \begin{array}{l} q \cdot \frac{l}{2 \cdot h} \\ q \cdot \sqrt{\left(\frac{l-l_{p1}}{2 \cdot h}\right)^2 + \left(k_q + \frac{2}{n_r} \cdot \frac{l-2 \cdot l_{p1}}{l_{p1}}\right)^2} \\ q \cdot \sqrt{\left(\frac{l-2 \cdot l_{p1}-l_{p2}}{2 \cdot h}\right)^2 + \left(k_q + \frac{1}{n_r} \cdot \frac{3 \cdot l-6 \cdot l_{p1}-4 \cdot l_{p2}}{l_{p2}}\right)^2} \end{array} \right.$	
<b>Durchbiegungsanteile</b>	
$v_G = \frac{3}{2} \cdot \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot G \cdot h \cdot t}$	
$v_E = \frac{5}{192} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot A \cdot h^2}$	
$v_{K,0} = \left[ n_{hp} \cdot \frac{l^2}{4 \cdot h^2} + \frac{l}{2 \cdot h} \right] \cdot \frac{a_1}{K_{ser}} \cdot q$	
$v_{K,90} = \left[ \frac{3}{2} \cdot n_{lp}^2 - 4 \cdot n_{lp} + n_{hp} \cdot n_r + 2 \right] \cdot \frac{a_1}{K_{ser}} \cdot \frac{q}{n_r}$	

Tab. 2 Berechnung des größten Schubflusses im Verbund und der Durchbiegungsanteile Deckentafeltyp 2

Deckentafeltyp 2	
<b>Maximaler Schubfluss <math>s_{res}</math> im Verbund</b>	
$\max \left\{ \begin{array}{l} q \cdot \left(\frac{l-a_r}{2 \cdot h}\right) \\ q \cdot \sqrt{\left(\frac{l-a_r}{2 \cdot h}\right)^2 + \left(\frac{2}{n_{rp}} \cdot \frac{l_{p1}}{h_{p1}} \cdot \frac{l-l_{p1}}{h}\right)^2} \\ q \cdot \sqrt{\left(\frac{l-a_r}{2 \cdot h}\right)^2 + \left(\frac{3}{n_{rp}} \cdot \frac{l_{p1}}{h_{p2}} \cdot \frac{l-l_{p1}}{h}\right)^2} \end{array} \right.$	
<b>Durchbiegungsanteile</b>	
$v_G = \frac{3}{2} \cdot \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot G \cdot h \cdot t}$	
$v_E = \frac{5}{192} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot A \cdot h^2}$	
$v_{K,0} = \frac{l}{4 \cdot h} \cdot \left[ \frac{l}{h} + n_{lp} \right] \cdot \frac{a_1}{K_{ser}} \cdot q$	
$v_{K,90} = \left[ \frac{3}{2} \cdot n_{hp} - 2 \right] \cdot \frac{l^2}{h^2} \cdot \frac{l_p}{h_p} \cdot \frac{a_1}{K_{ser}} \cdot \frac{q}{n_{rp}}$	

Hinweis:

Diese Gleichungen dürfen auch für auskragende Deckentafeln herangezogen werden, wenn für die Stützweite  $\ell$  die doppelte Kraglänge  $\ell_k$  angesetzt wird ( $\ell = 2 \cdot \ell_k$ ).

Hinweis:

Da die Durchbiegung einer Deckentafel Auswirkungen auf die Schiefstellung von darunter angeordneten Wänden und damit auch auf die zugehörigen Abtriebslasten hat, ist die Tafeldurchbiegung für die Bemessungslast der Tragfähigkeit  $q_d$ , d.h. für die 1,5-fach erhöhte charakteristische Last, zu berechnen.

q	einwirkende Streckenlast	a <sub>r</sub>	Rippenabstand (Abstand der Deckenbalken)
ℓ	Tafellänge	V <sub>G</sub>	Durchbiegungsanteil infolge Beanspruchung der Beplankung
ℓ <sub>p1</sub>	Länge der auflagnahen Platte mit einem freien Rand	V <sub>E</sub>	Durchbiegungsanteil infolge Beanspruchung der Rippen
ℓ <sub>p2</sub>	Länge der Platte mit 2 freien Plattenrändern (zweiten Platte vom Auflager her gesehen)	V <sub>K,0</sub>	Durchbiegungsanteil infolge Verbund-Beanspruchung s <sub>0</sub>
h	Tafelhöhe	V <sub>K,90</sub>	Durchbiegungsanteil infolge Verbund-Beanspruchung s <sub>90</sub>
h <sub>p1</sub>	Höhe einer Platte mit 1 freien Plattenrand (an Gurten angeordnete Platte)	G	Schubmodul des Plattenwerkstoffs der Beplankung
h <sub>p2</sub>	Höhe einer Platte mit 2 freien Plattenrändern (mittlere Platte über die Höhe gesehen)	t	Dicke des Plattenwerkstoffs der Beplankung
k <sub>q</sub>	Beiwert zur Berücksichtigung der Lasteinleitung: = 1 bei Deckentafeln mit einseitiger Lasteinleitung = 0,5 bei Deckentafeln mit beidseitiger Lasteinleitung	E	Elastizitätsmodul der Rippen
n <sub>r</sub>	Anzahl der Verbindungsmittelreihen über die Tafelhöhe: $\frac{h}{a_r} + n_{hp}$	A	Querschnittsfläche der Rippen
n <sub>hp</sub>	Anzahl der Plattenreihen in Richtung der Tafelhöhe	a <sub>1</sub>	Abstand der Verbindungsmittel untereinander
n <sub>rp</sub>	Anzahl der Verbindungsmittelreihen (= Rippen) pro Platte: $\frac{\ell_p}{a_r} + 1$	K <sub>ser</sub>	Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel
		n <sub>ep</sub>	Anzahl der Platten in Richtung der Tafellänge ℓ
		$\overline{\ell_p}$	mittlere Länge einer Beplankungs-Platte ℓ/n <sub>ep</sub>
		$\overline{h_p}$	mittlere Höhe einer Beplankungs-Platte h/n <sub>hp</sub>

## 4 Literatur

- [1] DIN EN 1995-1-1, Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung, 2010.
- [2] DIN EN 1995/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter-Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, 2013
- [3] Czerwenka, G. und Schnell, W. (1967): Einführung in die Rechenmethoden des Leichtbaus, Erster Band, Mannheim: Bibliographisches Institut Mannheim.
- [4] Schnell, W. und Czerwenka, G. (1970): Einführung in die Rechenmethoden des Leichtbaus, Zweiter Band, Mannheim: Bibliographisches Institut.
- [5] Schulze, H. und Schönhoff, T. (1989): Bemessungsvorschläge für Deckenscheiben in Holzbauart mit dreiseitiger Lagerung,“ Bauen mit Holz, pp. 96-101.
- [6] Colling, F. (2017): Aussteifung von Gebäuden in Holztafelbauart, Ingenieurbüro für Holzbau, Karlsruhe
- [7] Kessel, M.H. (2003): Tafeln – Eine linear elastische Beschreibung. Holzbau Kalender, Bruderverlag Karlsruhe, S. 599-632
- [8] Kessel, M.H. (2004): Scheibenbeanspruchung von Tafeln. In Erläuterungen zu den Abschnitten 8.7 und 10.6 der DIN 1052-08/2004. Herausgeber Deutsche Gesellschaft für Holzforschung DGfH, S. 56-74
- [9] Kessel M.H., Sieder M., Anheier D., Janßen P. (2018): Floor panels with free edges – Extension of the shear field girder. In: G. Dill-Langer (Hrsg.), Timber: Bonds, Connections and Structures. Materialprüfanstalt (MPA) der Universität Stuttgart, pp. 271-288
- [10] Kessel M. H.; Anheier D. (2017): Entwicklung einer Traglasttheorie für Holztafeln. Abschlussbericht DFG KE 901/4-3, Institut für Baukonstruktion und Holzbau iBHolz, Technische Universität Braunschweig
- [11] Colling F.; Kessel M.H.; Sieder M.; Janßen P. (2017): Erweiterte Schubfeldtheorie für Deckentafeln. Initiative Praxisregeln Bau (PRB), Bericht PRB-4.5/6 (2016)
- [12] Colling F.; Kessel M.H.; Sieder M.; Janßen P. (2017): Deckentafeln - Parameterstudien. Initiative Praxisregeln Bau (PRB), Bericht PRB-4.14/15 (2016)

## 5 Autoren

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder  
 Univ.-Prof. i.R. Dr.-Ing. Martin H. Kessel  
 Dipl.-Ing. Peer Janßen

Institut für Baukonstruktion und Holzbau iBHolz  
 Technische Universität Braunschweig  
 Schleinitzstraße 21 A  
 38106 Braunschweig

Kontakt:  
 ibholz@tu-braunschweig.de

Prof. Dr.-Ing. François Colling

Ing.-Büro Colling  
 Reifersbrunner Str. 14  
 86415 Mering



# **Eurocode 5:2022 – Einführung in die neuen Abschnitte Brettsperrholz und Verstärkungen**

Philipp Dietsch, Gerhard Schickhofer, Alfons Brunauer, Roberto Tomasi, Ulrich Hübner, Harald Krenn,  
Peter Mestek, Thomas Moosbrugger und Tobias Wiegand

**In freundschaftlicher Verbundenheit gewidmet Alfons Brunauer (1963-2018)**

## **Zusammenfassung**

Die seit mittlerweile über 20 Jahren andauernde Entwicklung von Brettsperrholz sowie selbstbohrenden Vollgewindeschrauben stellen für den Holzbau, vor allem den mehrgeschossigen Holzbau, einen bedeutenden Fortschritt dar. Dementsprechend liegt es auf der Hand, diese mittlerweile etablierten Produkte in die europäischen Bemessungsnormen einzuführen. Dieser Beitrag stellt die wichtigsten Inhalte und Hintergründe zu den für die nächste Generation des Eurocode 5 entworfenen Abschnitten *Brettsperrholz* und *Verstärkungen* dar und erläutert Weiterentwicklungen gegenüber der bisherigen Bemessungspraxis.

## 1 Einleitung

Seit den ersten Pilotprojekten und bauaufsichtlichen Zulassungen Mitte der 1990er Jahre hat Brettsperrholz eine beeindruckende Entwicklung durchlaufen [1]. Die kontinuierlich wachsende Anzahl von Produktionsstätten und bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) bzw. Europäischen technischen Bewertungen (ETA) belegen deutlich die zunehmende Akzeptanz und Attraktivität dieses mittlerweile etablierten Bauproduktes. Die industrielle Produktion von Brettsperrholz ermöglicht einen sehr hohen Vorfertigungsgrad; großformatige Wand-, Decken- und Dachbauteile inkl. Öffnungen und Leitungsführungen können einfach hergestellt werden. Auf der Baustelle lassen sich diese mit z. B. Vollgewindeschrauben einfach und schnell montieren. Brettsperrholzelemente werden überwiegend eingesetzt beim Bau von Ein- und Zweifamilienhäusern, im mehrgeschossigen Wohnungsbau, bei Schul- und Gewerbebauten. Auch der im internationalen Umfeld zunehmende Bau von Hochhäusern aus Holz ist eng mit der Entwicklung von Brettsperrholz verknüpft.

Im Bereich der Verbindungstechnik bieten auf Zug (axial) beanspruchbare Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen mit Holzschraubengewinde ebenfalls ein weites Anwendungsfeld. Diese sind schnell (i.d.R. ohne Vorbohren) einzubauen und besitzen beträchtliche Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften. Sie finden Anwendung bei Verbindungen wie z .B. Zugstößen, Haupt-Nebenträger-Verbindungen, Pfosten-Riegel-Verbindungen, Koppelpfetten und im Holz-Beton-Verbund. Ein weiterer großer Anwendungsbereich sind Verstärkungen (Auflager, Ausklinkungen, Durchbrüche, Queranschlüsse, gekrümmte Träger) [2], wo Vollgewindeschrauben einen großen Marktanteil der vor ihrer Entwicklung häufig angewendeten, eingeklebten Gewindestangen übernommen haben.

Die europäische Bemessungsnorm für Holzbauten, Eurocode 5, enthält in ihrer aktuellen Fassung [3] weder spezifische Angaben zur Bemessung von Brettsperrholz, noch zur Bemessung von Verstärkungen. Die normgerechte Anwendung von Brettsperrholz und Verstärkungselementen ist bisher nur in wenigen europäischen Ländern über nicht widerspre-

chende Regeln zum Eurocode 5 (NCCI) in den nationalen Anhängen (NA) ermöglicht [4], [5]. Um die offensichtliche Lücke im Eurocode 5 zu schließen wurden die Themen *Brettsperrholz* und *Verstärkungen* auf der Liste der Arbeitspakete zur Überarbeitung desselben als vorrangig eingestuft [6].

## 2 Herangehensweise

Normung markiert einen wichtigen Schritt erfolgreicher Forschung und Entwicklung, welche positive Anwendung und Akzeptanz in der Praxis gefunden hat, siehe Abb. 1. Entsprechend der europäischen Position zur Normung sollen harmonisierte technische Regeln für übliche Bemessungsfälle erarbeitet werden und nur Regeln enthalten, die auf allgemein anerkannten Forschungsergebnissen beruhen, welche durch ausreichende praktische Anwendung und dahingehende Erfahrungen validiert wurden. Die Zielgruppe für solche Bemessungsregeln sind kompetente Bauingenieure und Tragwerksplaner, also qualifizierte Fachleute die in der Lage sind, in ihrem Bereich selbstständig zu arbeiten [7].

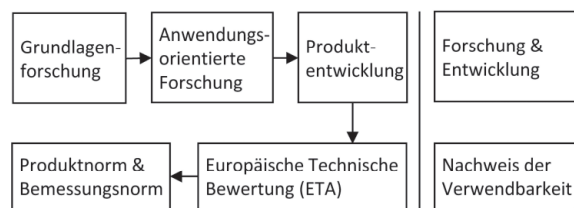


Abb. 1 Entwicklung von Produkten und der Weg zur Anwendbarkeit

Die Entwicklung von Bemessungsansätzen für Bauprodukte setzt voraus, dass für diese genormte Prüfverfahren sowie eine Produktnorm oder eine abZ / ETA zur Verfügung stehen. Die Arbeit an den europäischen Bemessungsnormen ist wie folgt strukturiert, siehe auch Abb. 2 und [8]: Das europäische Normungskomitee CEN/TC 250 hat ein Mandat, die Bemessungsregeln für das Bauwesen weiterzuentwickeln. Dieses Komitee ist in 11 Sub-Komitees unterteilt; CEN/TC 250/SC 5, eines dieser Sub-Komitees, ist verantwortlich für alle Teile des Eurocode 5 (EN 1995). Die nationalen Normungsinstitute (z. B. DIN) entsenden über ihre Spiegelausschüsse Delegierte in diese Sub-Komitees. Zur Erleichterung der technischen Arbeit wird das Sub-Komitee SC 5 von

10 Arbeitsgruppen (WGs) unterstützt; WG 1 ist verantwortlich für Brettsperrholz, WG 7 für Verstärkungen. Die nationalen Spiegelausschüsse entsenden Experten in die Arbeitsgruppen. Die Arbeitsgruppen sind verantwortlich für ihr spezifisches Arbeitsprogramm. In ihnen werden technische Diskussionen geführt, welche in Vorschlägen für die Normung münden.

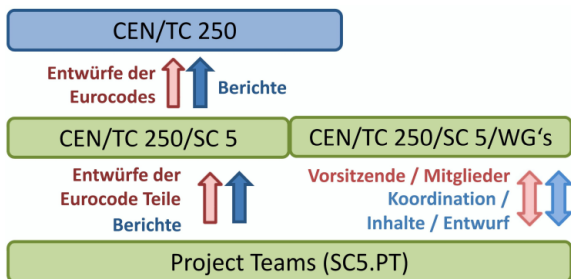


Abb. 2 Struktur der Normungsarbeit

Die Ausarbeitung eines Entwurfes des Normentextes inkl. Zeichnungen liegt in der Verantwortung sog. Project Teams (PTs). Innerhalb eines vorgegebenen Zeitrahmens müssen die PTs einen Normentwurf inkl. harmonisierter Terminologie und Symbolen und unter Berücksichtigung der Grundsätze des „ease-of-use“ [7] erstellen. Darüber hinaus müssen die PTs sog. Hintergrunddokumente erarbeiten, welche die technischen Begründungen und wissenschaftlichen Hintergründe für den vorgeschlagenen Normentext beschreiben. Während der Bearbeitungsphase durchlaufen die Entwürfe der PTs drei Phasen der Kommentierung seitens der nationalen Normenausschüsse. Das Project Team SC5.T1 hat Ende April 2018 seine finalen Entwürfe eingereicht. Die finalen Entwürfe der PTs werden bis zum Abschluss der Arbeiten am Eurocode 5 weiter diskutiert und erforderlichenfalls angepasst. Im Folgenden werden die wichtigsten Inhalte und Hintergründe der beiden Schlussskizzen des PT SC5.T1 zum Thema Brettsperrholz und Verstärkungen (nachfolgend auch Entwurf *Brettsperrholz* bzw. Entwurf *Verstärkungen* genannt) vorgestellt und die Weiterentwicklungen gegenüber der bisherigen Bemessungspraxis erläutert.

### 3 Brettsperrholz

#### 3.1 Grundlagen der Bemessung und Baustoffeigenschaften

##### Allgemeines

Das Tragverhalten von Brettsperrholzelementen ist, bedingt durch die orthogonale Anordnung der einzelnen Lagen, durch konstruktive Anisotropie geprägt, siehe Abb. 3.

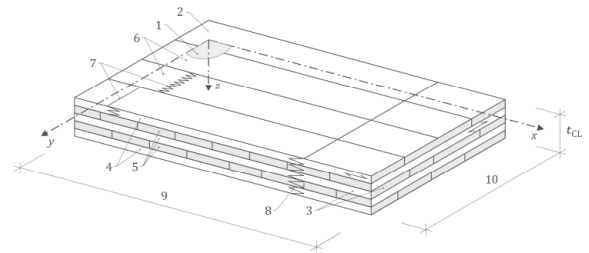


Abb. 3 Brettsperrholz

1) Elementebene; 2) Seitenfläche; 3) Schmalfläche; 4) äußere Lagen; 5) innere Lagen; 6) Lamellen; 7) Keilzinkenstöße in Lamellen; 8) Generalkeilzinkenstoß; 9) Breite  $b_{CL}$  der Platte bzw. Höhe  $h_{CL}$  des Balkens mit Biegespannungen rechtwinklig zur Richtung der Außenlagen; 10) Breite  $b_{CL}$  der Platte bzw. Höhe  $h_{CL}$  des Balkens mit Biegespannungen parallel zur Richtung der Außenlagen.

Für die Spannungs- und Verformungsberechnung ist es entscheidend, die korrekten Querschnitts- und Steifigkeitswerte anzusetzen. Für die Ermittlung der Normalspannungen werden dabei nur die in Richtung der Beanspruchung ausgerichteten Lagen angesetzt, die Querlagen werden bei der Ermittlung der Querschnittswerte vernachlässigt. Bei den Querlagen ist jedoch zwingend zu beachten, dass diese auf Rollschub beansprucht werden. Die Rollschubfestigkeit ist sehr gering. Aufgrund des gleichzeitig sehr geringen Rollschubmoduls ( $G_r \approx 0,15 \cdot G$ ) ergeben sich wesentlich höhere Schubverformungen der Querlagen im Vergleich zu den Längslagen, dadurch ist die Bernoulli-Hypothese eines ebenen Querschnitts nicht mehr erfüllt, der Verlauf der Biegespannungen weicht vom Bernoulli Balken ab, siehe Abb. 4.

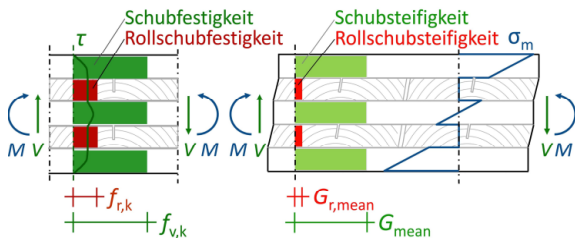


Abb. 4 Brettsperrholz: Verlauf der Schub- und Biegespannungen, Verformungsfigur sowie Schubfestigkeiten und Schubsteifigkeiten in Abhängigkeit der Lagenrichtung.

Im Entwurf Brettsperrholz wird dieses als tragendes Holzprodukt definiert, das aus mindestens drei flächig verklebten Lagen besteht, stets Brettlagen enthält aber auch Holzwerkstoffplatten enthalten darf. Mindestens eine Lage ist rechtwinklig zu den benachbarten Lagen angeordnet. Die Anwendung ist auf die Nutzungsklassen 1 und 2 beschränkt.

**Teilsicherheitsbeiwert,  $k_{mod}$ ,  $k_{def}$**

Trotz der spezifischen Eigenschaften von Brettsperrholz, die eine breite Anwendung flächiger, massiver Holzbauteile erst ermöglicht haben, lassen sich einige Analogien zwischen Brettsperrholz und Brettschichtholz, dem zweiten großen, geklebten, jedoch linearen Vollholzprodukt finden. Beide Produkte bestehen üblicherweise aus festigkeitssortierten Nadelholzlammellen, verklebt mit Produkten aus den gleichen Klebstofffamilien. Die Mindestanforderungen an die Herstellung, die Erstprüfung und werkseigene Produktionskontrolle sind vergleichbar, die Referenzprüfkörper für BSP und BSH (nach EN 14080 [9]) haben vergleichbare Abmessungen und eine ähnliche Anzahl von Lamellen mit Fasern parallel zur Tragrichtung. Dieser Äquivalenzgrad begründet [10], warum für Brettschichtholz und Brettsperrholz der gleiche Teilsicherheitsbeiwert empfohlen wird:

$$\gamma_M = 1,25 \tag{1}$$

Auch für den Modifikationsbeiwert  $k_{mod}$  von Brettsperrholz werden identische Werte wie für Vollholz und Brettschichtholz empfohlen, siehe Tab. 1.

Tab. 1 Werte für  $k_{mod}$  für Brettsperrholz

Nutzungs- klasse	Lasteinwirkungsdauer				
	Ständig	Lang	Mittel	Kurz	Sehr kurz
1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1

Bei der Betrachtung der Verformungsbeiwerte  $k_{def}$  ist der Umstand zu berücksichtigen, dass die Querlagen von Brettsperrholz auf Rollschub beansprucht werden, siehe Abb. 4. In diesen treten ausgeprägte Kriecherscheinungen auf [11]. Es wird empfohlen, die gleichen Verformungsbeiwerte  $k_{def}$  wie für Sperrholz zu verwenden, siehe Tab. 2. Diese Werte weichen von den Werten im deutschen Nationalen Anhang zum Eurocode 5 [4] ab.

Tab. 2 Werte für  $k_{def}$  für Brettsperrholz

Material	Nutzungs-kategorie	
	1	2
Brettsperrholz	0,80	1,00

**Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften**

Brettsperrholz ist nach EN 16351 [12] (bisher noch nicht über das offizielle Amtsblatt der EU eingeführt) oder einer ETA auf Basis des EAD [13] herzustellen. Die anzugebenden Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften beziehen sich üblicherweise auf die Eigenschaften der Lagen mit Fasern parallel zur Richtung der betrachteten Spannung. Für homogenes Brettsperrholz aus Nadelholz mit:

- Lagenstärken  $15 \text{ mm} \leq t_{lay} \leq 40 \text{ mm}$  bzw.  $20 \text{ mm} \leq t_{lay} \leq 80 \text{ mm}$  bei Lagen aus mehreren faserparallel verklebten Schichten
- Lagen der gleichen Festigkeitsklasse

darf die Bestimmung der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des Brettsperrholzelementes (Index CL) aus den Eigenschaften der Lagen entsprechend Tab. 3 durchgeführt werden. Die aus den abZ / ETAs oder [3] bekannten Systemeffekte dürfen nicht angesetzt werden, sie sind im zugrundeliegenden Festigkeitsmodell bereits integriert. Ebenso bereits abgedeckt sind die geringen Querschnittschwächungen aus Fugen und Entlastungsnuten. Bei der Bemessung von Verbindungen sind diese jedoch zu berücksichtigen.



Tab. 3 Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften in  $N/mm^2$  sowie Rohdichten in  $kg/m^3$  für Brettsper Holz mit Brettlagen aus Vollholz, abgeleitet aus den Eigenschaften der Vollholzlammellen <sup>1)</sup>

Eigenschaft	Symbol	Wert	Beispiel CL24 <sup>2)</sup>
Biegefestigkeit	± zur Ebene (Platte) $f_{m,x,k}$ $f_{m,y,k}$	$3 \cdot f_{t,0,l,k}^{0,8}$	24,0
	in der Ebene (Scheibe) $f_{m,edge,x,k}$ $f_{m,edge,y,k}$	$f_{m,l,k}$ <sup>3)</sup>	20,5
Zugfestigkeit	in der Ebene $f_{t,x,k}$ <sup>4)</sup> $f_{t,y,k}$ <sup>4)</sup>	$1,2 \cdot f_{t,0,l,k}$	16,0
	± zur Ebene $f_{t,z,k}$	0,50	0,50
Druckfestigkeit	in der Ebene $f_{c,x,k}$ $f_{c,y,k}$	$3 \cdot f_{t,0,l,k}^{0,8}$	24,0
	± zur Ebene $f_{c,z,k}$	3,00	3,00
Schubfestigkeit bei Plattenbeanspruchung	longitudinal $f_{v,k}$	3,50	3,50
	Rollschub $f_{r,k}$	$\min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 + 0,3b_l/t_l^{5)} \\ 1,40 \end{array} \right.$	0,80 <sup>5)</sup>
Schubfestigkeit bei Scheibenbeanspruchung	bezogen auf effektiven Querschnitt $f_{v,xy,k}$ $f_{v,yx,k}$	5,50	5,50
Schub und Torsion bei Scheibenbeanspruchung	in Klebefläche ⊥ verklebter Lamellen $f_{tor,node,k}$	2,50	2,50
	Rollschub	wie bei Plattenbeanspruchung	
Elastizitätsmodul	in der Ebene $E_{x,mean}$ $E_{y,mean}$	$1,05 \cdot E_{0,l,mean}$ <sup>7)</sup>	11.600 <sup>7)</sup>
	± zur Ebene $E_{z,mean}$	450 <sup>7)</sup>	450 <sup>7)</sup>
Schubmodul	± zur Ebene $G_{xz,mean}$ $G_{yz,mean}$	$G_{l,mean}$ <sup>7)</sup>	650 <sup>7)</sup>
	in der Ebene $G_{xy,mean}$ $G_{yx,mean}$ $G_{tor,mean}$	$\min \left\{ \begin{array}{l} \frac{650}{1 + 2,6(t_l/b_l)^{12}} \\ 450 \end{array} \right.$ 5), 7), 8)	450 <sup>6), 7), 8)</sup>
Schubmodul	Rollschub $G_{r,mean}$	$\min \left\{ \begin{array}{l} 30 + 17,5b_l/t_l \\ 100 \end{array} \right.$ 5), 7)	65,0 <sup>6), 7)</sup>
Rohdichte	$\rho_k$	$1,1 \cdot \rho_{l,k}$ <sup>9)</sup>	385 <sup>9)</sup>
	$\rho_{mean}$	$\rho_{l,mean}$	420

<sup>1)</sup> Der Referenzquerschnitt ist 5-lagig mit einem Verhältnis von Breite zu Dicke  $b_{CL}/t_{CL} = 600 \text{ mm}/150 \text{ mm}$  mit Ausnahme der Biegefestigkeit in der (Scheiben)ebene, welche auf einem 3-lagigen Brettsper Holzbalken mit einer Höhe  $h_{CL} = 150 \text{ mm}$  und nur einer Lage mit Faserrichtung in Richtung der zugehörigen Spannung beruht.

<sup>2)</sup> Brettsper Holz mit Brettlagen aus Vollholz aus Lamellen mit einer charakteristischen Zugfestigkeit in Faserrichtung  $f_{t,0,l,k} \geq 14 \text{ N/mm}^2$ ; einem mittleren Elastizitätsmodul von  $E_{l,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$  und einer charakteristischen Rohdichte  $\rho_{l,k} = 350 \text{ kg/m}^3$  (T14 nach EN 338).

<sup>3)</sup> Für Brettsper Holz aus Lamellen mit einer charakteristischen Zugfestigkeit in Faserrichtung  $f_{t,0,l,k} \geq 14 \text{ N/mm}^2$  und einer charakteristischen Festigkeit in Faserrichtung auf Hochkantbiegung  $f_{m,l,k} \geq 20,5 \text{ N/mm}^2$ .

<sup>4)</sup> Dieser Wert berücksichtigt einen Systemfaktor für mindestens 15 in x-Richtung beziehungsweise y-Richtung beanspruchte Lamellen.

<sup>5)</sup>  $b_l$  ist entweder die Lamellenbreite oder der Abstand zwischen dem Rand und einer Entlastungsnut oder der Abstand zwischen Entlastungsnuten in einer Lamelle.  $t_l$  ist die Lamellendicke. Das minimale Verhältnis  $b_l/t_l$  kann der Leistungserklärung (DoP) entnommen werden.

<sup>6)</sup> Für Verhältnisse  $b_l/t_l \geq 2$ .

<sup>7)</sup> Die 5%-Quantile des Elastizitätsmoduls und des Schubmoduls entsprechen 5/6 der Mittelwerte:  $E_{05} = 5/6 \cdot E_{mean}$  und  $G_{05} = 5/6 \cdot G_{mean}$ .

<sup>8)</sup> Der Wert ist auf den Bruttoquerschnitt bezogen.

<sup>9)</sup> Für Verbindungen in nur einer Lamelle einer Lage ist die charakteristische Rohdichte der Lamelle  $\rho_{l,k}$  anzuwenden.

Den in Tab. 3 angegebenen Werten liegen viele und umfangreiche Untersuchungen zugrunde, der interessierte Leser wird auf [14] sowie die die Informationen und Literaturangaben in [15] verwiesen.

Für Brettsper Holz mit äußeren Lagen einer höheren Festigkeitsklasse sind die Biegefestigkeit und Biegesteifigkeit für Biegung in Plattenebene aus den Eigenschaften dieser Lagen zu bestimmen. Alle anderen Eigenschaften sind aus den Eigenschaften der innenliegenden Lagen zu bestimmen. Die Eigenschaften von Brettsper Holz mit abweichenden Aufbauten (z. B. mit Lagen aus Holzwerkstoffplatten) sind mittels Verbundtheorie unter Verwendung der Eigenschaften der einzelnen Lagen zu bestimmen.

Für Brettsper Holzelemente unter Biegung senkrecht zur Plattenebene (also auch Knicken) mit Breiten  $b_{CL}$  kleiner als die Elementdicke  $t_{CL}$  sind die Festigkeitseigenschaften zu Null zu setzen. Für Elementbreiten  $t_{CL} \leq b_{CL} \leq 600 \text{ mm}$  sind die Biege-, Zug- und Druckfestigkeiten in Faserrichtung mit  $k_{cor,b}$  abzumindern:

$$k_{cor,b} = \frac{b_{CL} [\text{mm}]}{1200} + 0,5 \quad (2)$$

Für Brettsperrholzelemente unter Biegung in der (Scheiben)ebene werden Systemfaktoren (Erhöhungsfaktoren) für Bauteile mit mehr als einer Lage mit Faserrichtung in Richtung der zugehörigen Spannung (konservative Annahme im Festigkeitsmodell) sowie Bauteilhöhen  $150 \text{ mm} \leq h_{CL} \leq 600 \text{ mm}$  angegeben. Für Brettsperrholzelemente unter Biegung in Plattenebene wird aufgrund der vergleichbar geringen Anzahl an Lagen und dem damit verbundenen spröden Zugversagen der äußeren Lagen kein zusätzlicher Höhenfaktor  $k_h$  angegeben.

Die Schwind- und Quellmaße von Brettsperrholz aus Nadelholz dürfen wie folgt angenommen werden: Rechtwinklig zur Elementebene mit 0,24 % je Prozent Holzfeuchteänderung und in der Elementebene mit 0,02 % - 0,04 % je Prozent Holzfeuchteänderung. Die Schwind- und Quellmaße in Elementebene hängen vom Aufbau ab. Für typische Aufbauten bezieht sich der kleinere Wert auf die x-Richtung (Richtung der äußeren Lagen) und der größere Wert auf die y-Richtung (Richtung der Querlagen). Teilweise können die Schwind- und Quellmaße auch höher liegen [16].

### 3.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

#### Allgemeines

Der Entwurf *Brettsperrholz* macht keine Angaben zur Anwendung bestimmter Verfahren zur Berechnung von Brettsperrholzelementen unter Plattenbeanspruchung, da die Wahl mechanischer Berechnungsansätze (z. B.  $\gamma$ -Verfahren [3], Schubanalogieverfahren [4], Timoshenko) dem Tragwerksplaner überlassen sein sollte. Eine vergleichende Übersicht zu anwendbaren Verfahren kann [17] und [18] entnommen werden.

Die Spannungsnachweise sind mit den effektiven Querschnitten der in Richtung der Beanspruchung ausgerichteten Lagen zu führen, siehe Abb. 5, außer sie sind explizit auf den Bruttoquerschnitt des Brettsperrholzelementes bezogen. Die Bezeichnung der Richtung der Momentenbeanspruchung in Abb. 5 weicht von der klassischen Bezeichnung nach Plattentheorie ab, da ansonsten zwei unterschiedliche Biegespannungen (aus Biegung der Platte bzw.

Scheibe) die gleiche Bezeichnung bekämen. Die Diskussion der Bezeichnungen in CEN/TC 250/SC 5 ist noch nicht abgeschlossen.

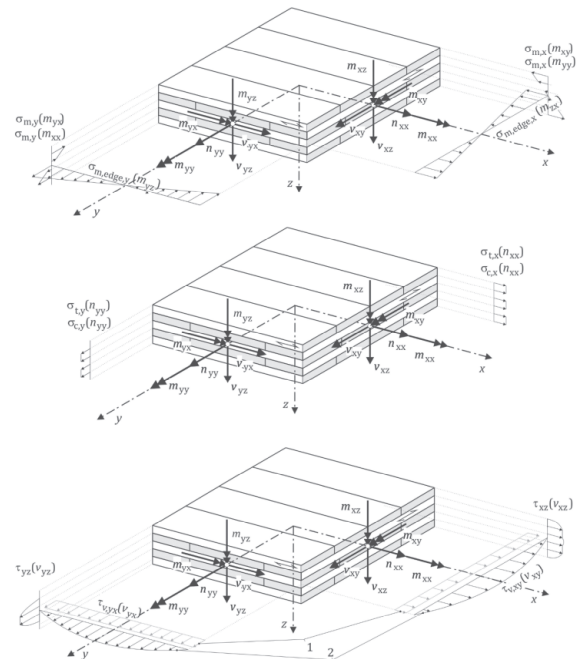


Abb. 5 Bezeichnungen der Spannungen, Kräfte und Momente für eine beispielhafte Spannungsverteilung in einem Brettsperrholzelement

#### Biegung

Der Einfluss der Schubverformung auf die Biegespannungen darf bei schlanken Einfeldträgern ( $l/t_{CL}$  bzw.  $l/h_{CL} \geq 30$ ) vernachlässigt werden. Die in Tab. 3 angegebenen Biegefestigkeiten berücksichtigen bereits die Kombination von Biege- und Zugspannungen in den Lagen, ein Nachweis der Biege-Randspannungen ist ausreichend, auf einen kombinierten Nachweis der Schwerpunkts- und Biege-Randspannungen in den einzelnen Lagen darf verzichtet werden. Ausnahme bilden gedrungene Brettsperrholzelemente ( $l/h_{CL} < 5$ ) unter Biegung in Scheibenebene.

#### Schub

In Abhängigkeit der Beanspruchung sind für Brettsperrholz bis zu fünf verschiedene Schubbeanspruchungen zu berücksichtigen: Schub und Rollschub bei Beanspruchung in Plattenebene, siehe Abb. 4, sowie

Bruttoschub, Nettoschub und Torsion in den Kreuzungsflächen bei Beanspruchung in Scheibenebene, siehe Abb. 6.

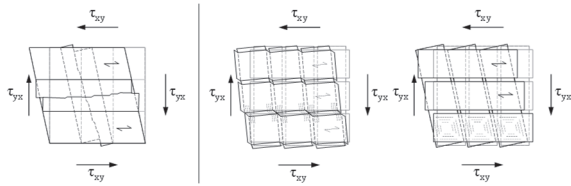


Abb. 6 Versagensmechanismen Bruttoschub, Nettoschub und Torsion, aus [20]

Im Vergleich zu den Angaben in den abZ / ETAs wurden die Nachweisverfahren und anzusetzenden Festigkeitskennwerte im Entwurf *Brettsperrholz* harmonisiert. Bei Beanspruchung in Plattenebene wird zumeist die Rollschubbeanspruchung maßgebend. Die Rollschubfestigkeit wird vor allem durch das Verhältnis zwischen Lamellenbreite bzw. Abstand der Fugen/Entlastungsnuten zur Lagen- bzw. Lamellenstärke,  $b/t_l$ , bestimmt, siehe Tab. 3 [19]. Der Rissfaktor darf zu  $k_{cr} = 1,0$  angesetzt werden. Bei Beanspruchung in Scheibenebene ist zumeist nur der Nachweis auf Nettoschub (mit der zugehörigen Festigkeit  $f_{v,xy,k} = f_{v,yx,k} = 5,5 \text{ N/mm}^2$ ) maßgebend. Bei der Bestimmung des maßgebenden effektiven Nettoquerschnitts (Summe der schwächeren Lagen) ist die Dicke  $t_l$  der äußeren Lagen um 20 % abzumindern, siehe auch [20]. Eine Beanspruchung auf Nettoschub in Scheibenebene bedingt auch Beanspruchungen auf Torsion in den Kreuzungsflächen (und umgekehrt). Der zugehörige Nachweis der Torsionsspannungen in den Klebeflächen der rechtwinklig verklebten Lamellen ist bei den gegenwärtig festgesetzten Festigkeitskenngrößen für Torsion und Nettoschub jedoch nur für Brettsperrholzelemente zu führen, bei denen das Verhältnis  $b/t_l \leq 4$  beträgt [21]. In diesen Fällen gilt:

$$\tau_{\text{tor,node,d}} = \frac{3}{2} \cdot \tau_{v,xy,d} \cdot \left( \frac{t_l}{b_l} \right) \leq f_{\text{tor,node,d}} \quad (3)$$

Die Eigenschaften von Brettsperrholz auf Bruttoschub werden nicht in Ansatz gebracht, da diese eine tragende Verklebung der Schmalseiten (zurzeit nicht auf dem Markt vorhanden) sowie eine annähernde Rissfreiheit über die Nutzungszeit des Bauwerks bedingen.

Auch die Schubbemessung für stabförmige Bauteile aus Brettsperrholz (Hochkantbiegung) wird im Entwurf *Brettsperrholz* behandelt. Der Bemessungsansatz ist eng an die Angaben von *Flaig* [22] angelehnt.

### Stabilitätsnachweise

Im Nachweis auf Biegeknicken nach dem Ersatzstabverfahren darf der Imperfektionsbeiwert wie für Brettschichtholz zu  $\beta_c = 0,1$  gesetzt werden. Bei der Spannungsberechnung dürfen Schubverformungen vernachlässigt werden, da die Knickgefahr mit höherer Schlankheit zunimmt, gleichzeitig jedoch der Einfluss der Schubverformungen auf die Biegespannungen abnimmt.

### 3.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Der Anteil der Schubverformung  $w_v$  an der Gesamtverformung  $w$  liegt bei einem Verhältnis von Spannweite  $l$  zu Elementdicke  $t_{cl}$  von  $l/t_{cl} \geq 30$  in der Regel unter 10 % und darf vernachlässigt werden. In üblichen Bemessungssituationen werden für als Einfeldträger gelagerte Brettsperrholzelemente mit Spannweiten  $l < 4 \text{ m}$  zumeist die Verformungsnachweise bemessungsmaßgebend, für Spannweiten  $l > 4 \text{ m}$  werden zumeist die Schwingungsnachweise maßgebend.

Im Rahmen der Schwingungsnachweise gemäß der aktuell gültigen Fassung des Eurocode 5 [3] werden Nachweise der Eigenfrequenz, der Durchbiegung unter Einzellast (Steifigkeit) und der Schwinggeschwindigkeit geführt. Jüngere Entwicklungen von Deckenkonstruktionen wie Brettsperrholz- und Holz-Beton-Verbundkonstruktionen lassen sich mit diesen Kriterien (z. B. Eigenfrequenz  $f_1 > 8 \text{ Hz}$ ) nur noch schwer nachweisen. Dementsprechend werden im Entwurf *Brettsperrholz* Vorschläge zum Schwingungsnachweis von schwereren Decken ( $g_k \geq 50 \text{ kg/m}^3$ ) gemacht, welche sich eng an die Angaben von *Hamm* [23] anlehnen. Diese Vorschläge werden aktuell im verantwortlichen Project Team SC5.T3 diskutiert und weiter bearbeitet. Tab. 4 gibt Werte für den modalen Dämpfungsgrad von Brettsperrholzdecken an.

**Tab. 4** Werte für den modalen Dämpfungsgrad  $\zeta$  für Brettsperrholzdecken

Deckenaufbau	Modaler Dämpfungsgrad $\zeta$
BSP-Decke mit schwimmendem Estrich und schwerer Schüttung ( $> 60 \text{ kg/m}^3$ )	0,04
BSP-Decke mit schwimmendem Estrich und leichter Schüttung ( $> 30 \text{ kg/m}^3$ )	0,025
BSP-Decke mit oder ohne leichter Schüttung	0,025

### 3.4 Bauteile

#### Wandscheiben

Für Brettsperrholzelemente als Wandscheiben werden Konstruktionsregeln gegeben, die hier in Auszügen wiedergegeben werden. Eine tragende Wandscheibe sollte ein Verhältnis von Wandhöhe  $h$  zu Wandbreite  $l$  von  $h/l \leq 4$  aufweisen. Wandscheiben können als monolithische oder segmentierte Wandscheibe ausgeführt werden. Die Verbindungen zwischen Teilen einer segmentierten Wand dürfen auf einen konstanten Schubfluss bemessen werden. Die Beanspruchungen aus horizontalen Lasten in Fenster- bzw. Türstürzen sind zu berücksichtigen, wenn das Abheben der angrenzenden Wände nicht verhindert wird. Bei der Berechnung der Beanspruchungen sowie der Verformungsberechnung sind die Verformungsanteile der Verbindungsmittel zu berücksichtigen. Im Unterschied zu den Angaben in abZ/ETAS darf die Schubsteifigkeit einer Wandscheibe aus Brettsperrholz mit dem Schubmodul für Schub in der Scheibenebene,  $G_{xy,mean} = G_{yx,mean}$  und unter Ansatz des Bruttoquerschnittes ermittelt werden.

#### Konzentrierte Lasteinleitung in Scheibenebene

Bei der Auflagerung von Unterzügen oder auch Pfetten auf Wänden werden lokal hohe Lasten in Brettsperrholzwänden eingetragen. Neben dem Nachweis der Kontaktfläche im Brettsperrholz müssen Stabilitätsnachweise und gegebenenfalls im Bauteil unter der Wand auch Querdrucknachweise geführt werden. Hierfür werden Angaben zur Lastausbreitung gegeben. Für Brettsperrholzelemente innerhalb der folgenden Grenzen werden diese Angaben deutlich vereinfacht:

- Verhältnis der Summe der Lagendicken in Richtung der Last  $\sum t_x$  zur Gesamtdicke  $t_{CL}$  von  $\sum t_x / t_{CL} \geq 0,6$ .
- Verhältnis der Lasteinleitungsbreite  $b$  zur Elementhöhe  $h$  von  $b/h \leq 0,1$ .

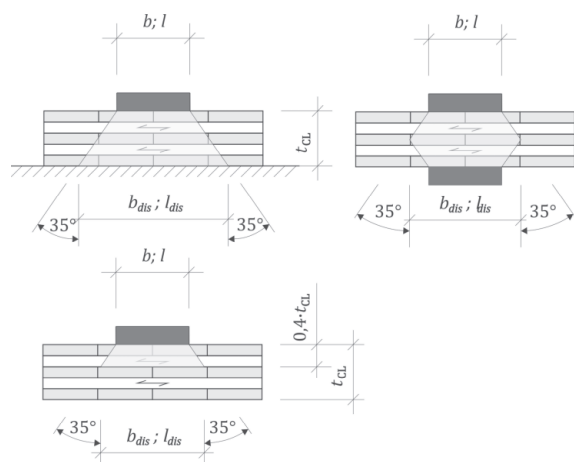
In diesen Fällen darf die effektive Breite auf halber Höhe des Elements  $b_{ef}(h/2)$  und am Fuße des Elements  $b_{ef}(h)$  unter Annahme eines Lastausbreitungswinkels von  $25^\circ$  vereinfachend berechnet werden zu:

$$b_{ef}(h/2) = b_{ef}(h) = b + 0,5 \cdot h \quad (4)$$

#### Druck rechtwinklig zur Faser

Für Brettsperrholzelemente mit einem Verhältnis zwischen maximaler und minimaler Lagendicke  $t_{l,max}/t_{l,min} \leq 2$  darf der Querdruckbeiwert  $k_{c,90,CL}$  wie folgt berechnet werden:

$$k_{c,90,CL} = \sqrt{\frac{b_{dis} \cdot l_{dis}}{b \cdot l}} \leq 4 \quad (5)$$


**Abb. 7** Lastausbreitung und Verteilungsbreite bei Druck rechtwinklig zur Faser

Die Verteilungsbreite  $b_{dis}$  bzw. –länge  $l_{dis}$  basieren auf der Annahme eines mittleren Lastausbreitungswinkels von  $35^\circ$  (Längslagen:  $45^\circ$ , Querlagen:  $15^\circ$ ), siehe Abb. 7. Die Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser von Brettsperrholz aus Vollholzlamellen  $f_{c,z,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$  ist höher als die Querdruckfestigkeit von Brett-schichtholz. Gleiches gilt für den Elastizitätsmodul rechtwinklig zu Faser  $E_{z,mean} = 450 \text{ N/mm}^2$ . Grund ist in beiden Fällen der Sperrreffekt der Querlagen [24].

### Konzentrierte Lasteinleitung rechtwinklig zur Ebene

Für den „Durchstanznachweis“ unter Einzellasten rechtwinklig zur Ebene von Brettsperrholzplatten ist in der Regel die Rollschubfestigkeit maßgebend. Aufgrund einer positiv wirkenden Spannungsinteraktion aus Querdruck und Rollschub sowie nichtlinearer Effekte im Bereich der Lastkonzentration [25] darf für Brettsperrholz ausschließlich aus Brettlagen aus Vollholz eine 60 % höhere Rollschubfestigkeit angesetzt werden [26]. Die Rollschubspannungen im Bereich lokaler Einzellasten dürfen unter Ansatz einer mitwirkenden Breite ermittelt werden. Hierfür darf ein Lastausbreitungswinkel von 35° bis zur maßgebenden Lage angesetzt werden, siehe Abb. 8 und [25].

Der Nachweis ist dann wie folgt zu führen:

$$\tau_{r,d} \leq k_{r,pu} \cdot f_{r,d} \quad (6)$$

mit:  $k_{r,pu} = 1,60$  für BSP aus Brettlagen aus Vollholz

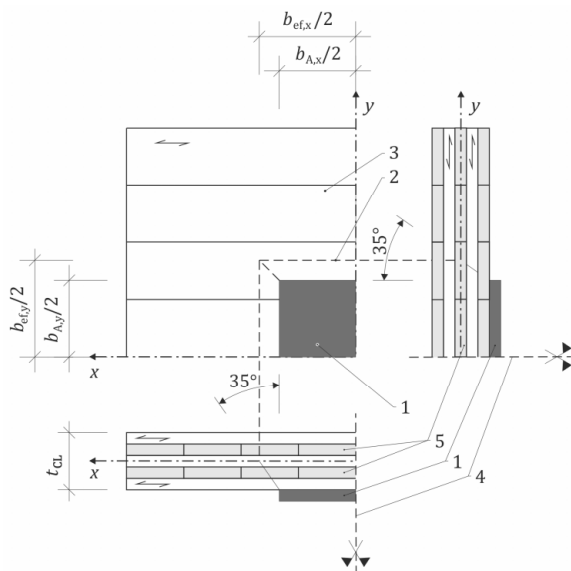


Abb. 8 BSP unter Einzellast (1 – Lasteinleitungsfläche; 2 – maßgebender Schnitt; 3 – BSP; 4 – Bauteilrand oder Symmetrieachse; 5 – maßgebende Lage)

Auch Verstärkungen für den Fall hoher Auflagerlasten bzw. hoher Einzellasten werden im Entwurf *Brettsperrholz* behandelt. Der Bemessungsansatz ist eng an die Angaben von *Mestek* [25] angelehnt.

### Rippenplatten

Der Entwurf *Brettsperrholz* enthält auch Angaben zur Bemessung von Rippenplatten aus Brettsperrholzplatten, verklebt mit z. B. einem Brettschichtholzquerschnitt.

### 3.5 Ausblick

Das Project Team SC5.T1 *CLT and Reinforcement* hatte nicht den Auftrag, die Themen *Brand* (EN 1995-1-2) und *Verbindungen* (EN 1995-1-1 Kapitel 8) zu behandeln. Diese werden in den Project Teams SC5.T4 *Fire (EN 1995-1-2)* und SC5.T5 *Connections* behandelt. Einen Überblick über jüngere Entwicklungen in beiden Bereichen, geben [27] und [28]. Die beiden Project Teams beginnen Ihre Arbeit im Herbst 2018, im April 2021 übergeben sie Ihre finalen Entwürfe. Aus den Entwürfen der Project Teams wird CEN/TC 250/SC 5 Normentwürfe der einzelnen Teile EN 1995 erstellen. Diese gehen anschließend in die offiziellen Umfragen und abschließend in die formelle Abstimmung. Danach werden die nationalen Anhänge für die einzelnen Teile der Eurocodes erarbeitet und beide Dokumente national eingeführt. Bis zur Zusammenführung der einzelnen Entwürfe der PTs wird sich CEN/TC 250/SC 5/WG 1 *CLT* mit der Vereinheitlichung des Schubnachweises für Scheiben und stabförmige Bauteile sowie Durchbrüchen und Ausklinkungen in stabförmigen Bauteilen (Hochkantbiegung) befassen.

## 4 Verstärkungen

### 4.1 Allgemeines

Die Verstärkung von Holzbauteilen in Richtung von Beanspruchungen, gegenüber denen Holz nur geringe Festigkeitseigenschaften und spröde Versagensmechanismen aufweist (Querzug), ist im deutschsprachigen Raum bereits normativ geregelt [4], [5]. Bei der Erarbeitung des Entwurfes *Verstärkungen* wurden diese eingeführten und seit langem angewendeten Regeln zu Grunde gelegt und um neuere Erkenntnisse erweitert. Im Hinblick auf die Einfachheit der Anwendung („ease-of-use“) wurde die Struktur und Abfolge der Abschnitte jedoch geändert. Anstelle eines separaten Abschnittes *Verstärkungen* wurden die zugehörigen Angaben in den bereits bestehenden Hauptteil eingegliedert, um den typischen Ablauf einer Bemessungsaufgabe zu spiegeln: Allgemeines – Bemessung des unverstärkten Bauteils (z. B. gekrümmter Träger) – Bemessung von Verstärkungen für dieses Bauteil (z. B. Gewindestangen).

Im Folgenden werden nur die Teile des Entwurfs *Verstärkungen* dargestellt, die eine Änderung oder Erweiterung zu den bereits in [4] und [5] eingeführten Regeln darstellen. Nicht oder nur marginal angepasste Regeln werden über einen Abschnitts- oder Gleichungsverweis auf den deutschen NA zum Eurocode 5 [4] eingeführt. Für eine umfangreiche Darstellung des kompletten Entwurfs *Verstärkungen* inkl. Hintergrundinformationen wird auf den zugehörigen Beitrag in [28] verwiesen.

Im Entwurf abgedeckt wird die Verstärkung von:

- Gekrümmten Trägern und Satteldachträgern
- Rechtwinkligen Ausklinkungen
- Durchbrüchen
- Queranschlüssen
- Stabdübelverbindungen
- Bereiche hoher Querdruckspannungen

Grundvoraussetzungen für Verstärkungselemente sind zum einen ein kontinuierlicher Verbund zwischen Verstärkungselement und Holz, zum anderen

eine ausreichende Steifigkeit des Verstärkungselementes, um große Rissbildungen zu vermeiden. Die folgenden stiftförmigen Verstärkungselemente dürfen verwendet werden:

- Vollgewindeschrauben nach EN 14592 oder ETA
- Gewindestangen mit Holzschraubengewinde nach ETA
- Eingeklebte Gewindebolzen oder eingeklebte gerippte Betonstabstähle.

Die folgenden flächenförmigen Verstärkungselemente dürfen verwendet werden:

- Aufgeklebtes Sperrholz oder Massivholzplatten nach EN 13986
- Aufgeklebtes Furnierschichtholz nach EN 14374
- Aufgeklebte Lamellen aus Vollholz nach EN 14081-1 oder Sperrholz nach EN 13986 oder Furnierschichtholz nach EN 14374.
- Eingepresste Nagelplatten

Die Verstärkungselemente müssen für die Anwendung im zu verstärkenden Holzprodukt und die vorliegende Nutzungsklasse zugelassen sein. Für alle Verstärkungselemente gilt, dass diese so nah wie möglich an den Ort der Querspannungen und/oder Schubspannungen, d. h. unter Verwendung der minimal möglichen Abstände angeordnet werden sollten. Die Abstandsregelungen entsprechen [4] NA.6.8.1 (NA.5), für Vollgewindeschrauben und Gewindestangen mit Holzschraubengewinde gelten die Angaben der zugehörigen ETA. Für geneigt (d. h. unter einem Winkel  $< 90^\circ$ ) eingebrachte, stiftförmige Verstärkungselemente dürfen die Abstände vom Schwerpunkt des Schraubengewindes im Bauteil aus bestimmt werden, siehe Abb. 9. Aufgrund des beschränkten Einflussbereichs von Verstärkungselementen sollte in blockverklebten Querschnitten jeder Teilquerschnitt für sich verstärkt werden. Querschnittsschwächungen sind zu berücksichtigen.

## 4.2 Bemessung von Querkzugverstärkungen

Querkzugverstärkungen in Holz sind vergleichbar mit einer schlaffen Bewehrung bei Betonbauteilen. Da Holz auf Zug quer zur Faser eine geringe Festigkeit und ein sprödes Versagen aufweist, wird die Querkzugfestigkeit des Holzes in der Bemessung von verstärkten Bauteilen nicht berücksichtigt, d. h. es wird mit gerissener Querkzugzone gerechnet.

Die Bemessung der Verstärkungselemente für Querkzugverstärkungen wurde überarbeitet mit dem Ziel der Harmonisierung, der Unabhängigkeit vom zu verstärkenden Bauteil/Detail und einer übersichtlichen Darstellung an einem Ort („ease-of-use“):

$$\frac{F_{t,90,Ed}}{F_{t,90,Rd}} \leq 1,0 \quad (7)$$

Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit von stiftförmigen oder flächenförmigen Verstärkungselementen,  $F_{t90,Rd}$ , entspricht dem kleinsten Wert aus den folgenden Formeln (8) - (10):

Für Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen mit Holzschraubengewinde (siehe auch [3], 8.7.2):

$$F_{t,90,Rd} = n_r \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} f_{ax,d} \cdot d \cdot \ell_{ad} \\ f_{tens,d} \end{array} \right. \quad (8)$$

Für eingeklebte Gewindebolzen oder eingeklebte gerippte Betonstabstähle:

$$F_{t,90,Rd} = n_r \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} f_{b1,d} \cdot \pi \cdot d \cdot \ell_{ad} \\ f_{yb,d} \cdot A \\ 0,9 \cdot f_{ub,d} \cdot A_s \end{array} \right. \quad (9)$$

Für aufgeklebte flächenförmige Verstärkungselemente:

$$F_{t,90,Rd} = n_r \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} f_{b2,d} \cdot \ell_{ad} \cdot b_r \\ \frac{f_{t,d}}{k_k} \cdot b_r \cdot t_r \end{array} \right. \quad (10)$$

mit:

$$\ell_{ad} = \min \left\{ \begin{array}{l} \ell_{ad,t} \\ \ell_{ad,c} \end{array} \right. \quad (\text{siehe Abb. 9 - 12}) \quad (11)$$

Eine Erläuterung der einzelnen Symbole kann dem Anhang entnommen werden. Festigkeitskennwerte für Klebfugen dürfen Tab. 5 entnommen werden.

Mit dem Beiwert  $k_k$  wird die ungleichförmige Spannungsverteilung in flächenförmigen Verstärkungselementen berücksichtigt. Ohne weiteren Nachweis darf der Wert  $k_k$  angenommen werden zu:

$k_k =$	1,0	für gekrümmte Träger und Satteldachträger
	2,0	für rechtwinklige Ausklinkungen an Biegestäben mit Rechteckquerschnitt (12)
	2,0	für Durchbrüche bei Biegestäben mit Rechteckquerschnitt
	1,5	für Queranschlüsse

Tab. 5 Mindestwerte für charakteristische Festigkeitskennwerte in  $N/mm^2$  für Klebfugen bei Verstärkungen<sup>a</sup>

	Wirksame Einkleblänge $\ell_{ad}$ des Stahlstabes, in mm		
	$\leq 250$	$250 < \ell_{ad} \leq 500$	$500 < \ell_{ad} \leq 1000^c$
Klebfuge zwischen Stahlstab und Bohrlochwandung, $f_{b1,k}$ in $N/mm^2$ <sup>b,c</sup>	4,0	5,25 – $0,005 \cdot \ell_{ad}$	3,5 – $0,0015 \cdot \ell_{ad}$
Klebfuge zwischen Trägeroberfläche und Verstärkungsplatte / Lamelle für eine annähernd dreiecksförmige Spannungsverteilung, $f_{b2,k}$ in $N/mm^2$ <sup>b</sup>	0,75		

<sup>a</sup> Für die Ausführung von eingeklebten oder aufgeklebten Verstärkungen oder Verbindungen können nationale Bestimmungen gelten.

<sup>b</sup> Die Informationen in dieser Tabelle sollten nur angewendet werden, wenn die Werte für das verwendete Klebstoffsystem nachgewiesen wurden.

<sup>c</sup> Für Anwendungen, in denen  $\ell_{ad} > \min \{40 \cdot d; 1000\}$  in mm, sollte die für  $\ell_{ad} = \min \{40 \cdot d; 1000\}$  ermittelte Tragfähigkeit angenommen werden.

Hinweis: an europäischen Regelungen zur Bemessung und Herstellung von eingeklebten Gewindestangen wird momentan in CEN/TC 250/SC 5/WG 5 „Verbindungen“ gearbeitet.

## 4.3 Effekte von Holzfeuchteänderungen

Steife Verstärkungselemente, z. B. in Form von rechtwinklig zur Faser eingebrachten Schrauben oder Gewindestangen, verhindern das freie Schwinden bzw. Quellen des Holzes in ihrem Wirkungsbereich. Diese

Sperrwirkung führt zu feuchteinduzierten Spannungen quer zur Faser, die im Fall von Schwindspannungen zu tiefen Schwindrissen und einer damit verbundenen Reduzierung der Tragfähigkeit führen können. Normativ wird die Sperrwirkung rechtwinklig oder geneigt zur Faser eingebrachter Verstärkungen derzeit nicht berücksichtigt. Eine rechnerische Erfassung der Sperrwirkung von Verstärkungsmaßnahmen bei Klimawechseln wie auch die Angabe eines zugehörigen Nachweisformats ist komplex. Es existieren aber langjährige Erfahrungen mit querzugbewehrten Bauteilen und Anschlüssen. Auf diese wurde bei der Formulierung entsprechender Konstruktionsregeln zurückgegriffen. Zusätzlich zu den üblichen Maßnahmen (Herstellung mit erwarteter Ausgleichsfeuchte, Schutz vor Feuchteaufnahme während Transport, Lagerung und Einbau) werden weitere Maßnahmen zur Reduzierung der Sperrwirkung von Verstärkungen angegeben [29]:

- größere Abstände zwischen den Verstärkungselementen
- Verringerung der Höhe der verstärkten Bereiche im Holzbauteil
- Verringerung des Winkels zwischen stiftförmigen Verstärkungselementen und der Faserrichtung des verstärkten Holzbauteils

Sollen Holzbauteile in dauerhaft trockenem oder häufig wechselndem Klima eingesetzt werden, so empfiehlt es sich, außen vollflächig aufgeklebte Verstärkungselemente einzusetzen. Diese dämpfen zum einen die Austrocknung des Holzquerschnitts, zum anderen resultiert das kleinere Steifigkeitsverhältnis zwischen Verstärkungselement und Holzbauteil in geringeren feuchteinduzierten Querspannungen. Für trockene Umgebungsbedingungen sollten zudem Maßnahmen für eine kontrollierte Trocknung der Bauteile auf die Ausgleichsfeuchte vorgesehen werden. Es werden Angaben gemacht, welche Ausgleichsfeuchten in welchen Umgebungsbedingungen zu erwarten sind (z. B. Nadelholz in gedämmten und geheizten Gebäuden: 7 % - 10 % mit jährlichen Amplituden von  $\pm 3$  %; Nadelholz in überdachten, ungedämmten und ungeheizten Gebäuden: 12 % - 16 %). Die Informationen sind eng an die Angaben von *Gamper et al.* [30] angelehnt.

#### 4.4 Verstärkung von Satteldachträgern mit geradem Untergurt, gekrümmten Trägern und Satteldachträgern mit gekrümmtem Untergurt

Für Satteldachträger und gekrümmte Träger werden Angaben zur Verstärkung für die vollständige Aufnahme der Querspannungen gemacht. Die Formeln zur Bestimmung der Beanspruchung in den Verstärkungselementen,  $F_{t,90,Ed}$ , entsprechen den Formeln (NA.101) und (NA.102) in [4]. Die aus [4] bekannten Angaben zu Verstärkungen für die Aufnahme zusätzlicher klimabedingter Querspannungen (Teilbewehrung) wurden nicht übernommen. Neuere Untersuchungen [29] deuten an, dass bereits eine Abnahme der Holzfeuchte von 1 - 2 % im Umfeld der Verstärkung zur Neutralisierung des Verstärkungseffektes, d. h. der anteiligen Abtragung der geometrie-/lastbedingten Querspannungen durch das Verstärkungselement im ungerissenen Holzbauteil führen kann. Bei trockenen Umgebungsbedingungen könnte eine mögliche Spannungsfreisetzung in Form von tiefen Schwindrissen aufgrund des Sperr-effektes der Teilbewehrung gegenüber dem freien Schwinden des Holzbauteils Fragen nach der Resttragfähigkeit aufwerfen.

In Erweiterung der Angaben in [4] und [5] werden auch Angaben zur Bemessung von Satteldachträgern mit nachgiebig verbundener Firstspitze und hochgesetzter Trockenfuge gemacht. Bei diesen ist die Abstufung der Querszugverstärkung vom First nach außen hin abnehmend nicht mehr zutreffend. Vielmehr sollte eine Verteilung der Querszugverstärkung in Abhängigkeit der Querszugspannungen im gekrümmten Bereich und in den Nebenfirsten angestrebt werden. Die Querszugbeanspruchungen im Nebenfirst können nach [31] bestimmt werden. Es wird empfohlen, die für den Nebenfirst ermittelte Verstärkung, ausgehend von einem Verstärkungselement direkt im Nebenfirst, zum First hin über eine Länge von mindestens  $2 \cdot h_{ap}$ , vom Nebenfirst in Richtung Auflager über eine Länge von mindestens  $h_{ap}$  anzuordnen. Danach sollten die für den gekrümmten Bereich ermittelten Querszugverstärkungen über den verbleibenden gekrümmten Bereich zwischen den Nebenfirsten sowie ggfs. über die verbleibenden gekrümmten Bereiche außerhalb der Nebenfirste angeordnet werden.



Eine Anpassung der Abstände zwischen den Verstärkungselementen,  $a_1$ , entsprechend der Verteilung der Querzugspannungen über die Länge des querzugbeanspruchten Bereichs ist zulässig. Die weiteren Angaben zu Mindest- und Maximalabständen ( $250 \text{ mm} \leq a_1 \leq 0,75 \cdot h_{ap}$ ) und Einbindelängen entsprechen den Angaben in [4] NCI NA.6.8.6.

#### 4.5 Verstärkung von rechtwinkligen Ausklinkungen an den Enden von Biegestäben mit Rechteckquerschnitt

Die Angaben zur Verstärkung von rechtwinkligen Ausklinkungen lehnen sich eng an die Angaben in [4] an. Dazu gehört die Formel zur Bestimmung der Beanspruchung in den Verstärkungselementen,  $F_{t,90,Ed}$ , welche (NA.77) in [4] gleicht, sowie die wirksame Fläche von aufgeklebten flächenförmigen Verstärkungselementen, welche (NA.84) in [4] entspricht. Erweitert wurden diese Regelungen um die Begrenzung der Tragfähigkeit von Ausklinkungen mit rechtwinklig zur Faser angeordneten stiftförmigen Verstärkungselementen auf das Zweifache der Tragfähigkeit der unverstärkten Ausklinkung. Diese Begrenzung basiert auf der maximal aufnehmbaren Bruchenergie bei Schubbeanspruchung [32]. Im Sinne einer robusten Konstruktion wird eine Mindestlänge der Verstärkung über der Ausklinkung angegeben, siehe Abb. 9. Geneigte, stiftförmige Verstärkungselemente können näher an den Ort der Spannungsspitzen herangeführt werden. Zusätzlich besitzen geneigte, stiftförmige Verstärkungselemente das Potential, sowohl Querzug- als auch Schubspannungen abzutragen. Entsprechende Bemessungsgleichungen werden derzeit in CEN/TC 250/SC 5/ WG 7 erarbeitet. Die Tragfähigkeit der verstärkten Ausklinkung darf mit dem Beiwert  $k_v = 1,0$  ermittelt werden, d. h. es ist ein Schubspannungsnachweis für den Restquerschnitt mit der Höhe  $h_{ef}$  zu führen.

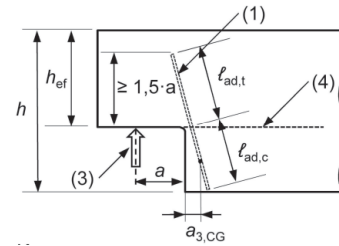


Abb. 9 Verstärkte Ausklinkung (1 – geneigtes stiftförmiges Verstärkungselement; 4 – mögliche Risslinie)

#### 4.6 Verstärkung für Durchbrüche bei Biegestäben mit Rechteckquerschnitt

Die Angaben zur Verstärkung von Durchbrüchen lehnen sich eng an die Angaben in [4] an. Dazu gehören die geometrischen Grenzen für Durchbrüche, welche den Angaben in [4] NCI NA.6.8.4 (NA.1) entsprechen, die Formel zur Bestimmung der Beanspruchung in den Verstärkungselementen,  $F_{t,90,Ed}$ , welche (NA.66) in [4] gleicht sowie die wirksame Fläche von aufgeklebten flächenförmigen Verstärkungselementen, welche (NA.91) und (NA.92) in [4] entspricht. Erweitert wurden diese Regelungen um die Formeln zur Bestimmung der erhöhten Schubspannungen an den Ecken von mit stiftförmigen Verstärkungselementen verstärkten Durchbrüchen [32]:

$$\tau_{\max} = 1,84 \cdot \left[ 1 + \frac{a}{h} \right] \cdot \left( \frac{h_d}{h} \right)^{0,2} \cdot \frac{1,5 \cdot V_d}{b_{ef} \cdot (h - h_d)} \quad (13)$$

Eine Erläuterung der einzelnen Symbole kann dem Anhang entnommen werden. Im Fall von runden Durchbrüchen darf anstelle von  $h_d$  der Wert  $0,7 \cdot h_d$  eingesetzt werden. Ist die Formel (13) nicht erfüllt, sollten keine rechtwinklig zur Faser angeordneten, stiftförmigen Verstärkungselemente eingesetzt werden. Grund ist der in Abs. 4.3 diskutierte Sperreffekt, die im Fall von tiefen Schwindrissen frei werdenden Schubspannungen können von rechtwinklig zur Faser angeordneten, stiftförmigen Verstärkungselementen nur in sehr geringem Maße aufgenommen werden. Abhilfe bieten geneigte Verstärkungselemente. Neuere Untersuchungen belegen, dass eine geneigte Anordnung von Verstärkungselementen im auflagernahen Bereich zu einer deutlichen Steigerung der Tragfähigkeit im Vergleich zur Anordnung rechtwink-

lig zur Faser führt [34], [35]. Aktuell werden Untersuchungen zur Anwendbarkeit der Bemessungsgleichungen ((NA.66) in [4]) auf geneigte Verstärkungselemente durchgeführt.

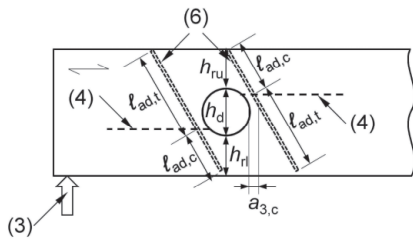


Abb. 10 Verstärkter Träger mit Durchbruch (4 – mögliche Risslinie; 6 – geneigte Verstärkung im Fall von z. B. hohen Schubbeanspruchungen)

#### 4.7 Querszugverstärkung für Queranschlüsse

Die Angaben zur Querszugverstärkung für Queranschlüsse lehnen sich eng an die Angaben in [4] an. Dazu gehört die Formel zur Bestimmung der Beanspruchung in den Verstärkungselementen,  $F_{t,90,Ed}$ , welche (NA.69) in [4] gleicht sowie die wirksame Fläche von aufgeklebten flächenförmigen Verstärkungselementen, welche (NA.76) in [4] entspricht. Erweitert wurden diese Regelungen um die Anforderung, dass die Verstärkungselemente eine effektive Höhe von  $0,7 \cdot h$  abdecken sollten, um ein Querszugversagen an der Spitze bzw. am oberen Rand der Verstärkungselemente zu vermeiden, siehe Abb. 11. Sollte diese Grenze nicht eingehalten sein, so ist ein Nachweis des Queranschlusses auf der Höhe der Spitze bzw. des oberen Randes der Verstärkungselemente zu führen.

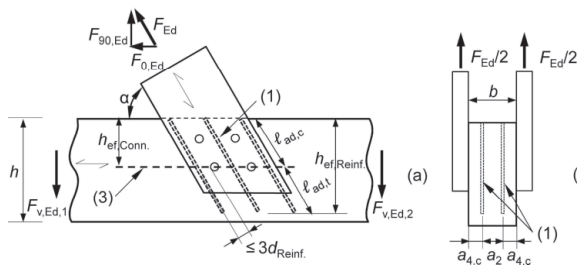


Abb. 11 Verstärkter Queranschluss (1 – stiftförmiges Verstärkungselement; 3 – mögliche Risslinie)

#### 4.8 Verstärkung von Stabdübelverbindungen

Die aus [4] bekannten Angaben zur Verstärkung von Stabdübel- bzw. Bolzenverbindungen mit dem Ziel, die volle Anzahl der stiftförmigen Verbindungsmittel im Nachweis der Verbindung ( $n_{ef} = n$ ) ansetzen zu können, wurden übernommen und um konstruktive Angaben erweitert, siehe Abb. 12. Die Zugkraft in der Verstärkung darf unter Ansatz der Beanspruchung auf einen Bolzen/Stabdübel und eine Scherfuge bestimmt werden [36]:

$$F_{t,90,Ek} = 0,3 \cdot F_{v,Rk} \quad (14)$$

Der Nachweis gegen Blockscherversagen gemäß [3], Anhang A, ist auch für verstärkte Stabdübelverbindungen zu führen.

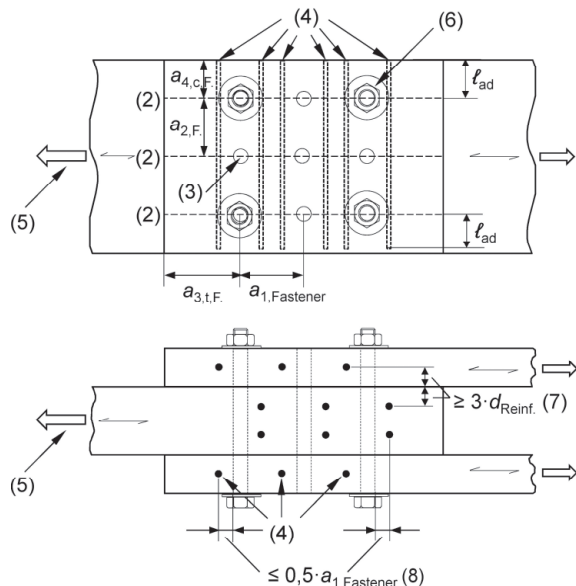


Abb. 12 Verstärkte Stabdübelverbindung (2 – mögliche Risslinien; 3 – Stabdübel/ Bolzen; 4 – stiftförmiges Verstärkungselement; 5 – Richtung der äußeren Last; 6 – Bolzen zur Reduktion des Exzentrizitätsmomentes; 7 – empfohlen:  $3 \cdot d_{Verstärkung}$ ; 8 – empfohlen:  $2 \cdot d_{Verstärkung}$ )

#### 4.9 Querdruckverstärkungen

Nicht nur querzugbeanspruchte Bauteile, sondern auch Bereiche konzentrierter Querdruckbeanspruchung, z. B. Auflagerbereiche, müssen aufgrund der geringen Beanspruchbarkeiten rechtwinklig zur Faser häufig verstärkt werden. Im Unterschied zum Nachweis von Querzugverstärkungen darf der Nachweis von Querdruckverstärkungen unter der Annahme eines additiven Zusammenwirkens zwischen dem querdruckbeanspruchten Holzquerschnitt und der druckbeanspruchten Vollgewindeschrauben geführt werden. Diese Annahme trifft zu, wenn eine gewisse plastische Verformung des Holzquerschnitts unter Querdruck akzeptiert wird. Bislang waren zugehörige Bemessungs- und Konstruktionsregeln nur in bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ, ETAs) enthalten. Da diese allesamt auf einer Forschungsarbeit [36] beruhen, variieren die Regeln nur geringfügig. Die im Entwurf *Verstärkungen* gegebenen Formeln orientieren sich eng an den Angaben in den bauaufsichtlichen Zulassungen. Der Nachweis der Vollgewindeschrauben auf Druck ergibt sich aus dem Kleinstwert der Beanspruchbarkeit auf Hineindrücken und gegen Knicken der Schraube. Die Tragfähigkeit einer Vollgewindeschraube auf Hineindrücken entspricht der Tragfähigkeit auf Herausziehen, d. h. diese darf mit dem Ausziehparameter  $f_{ax,k}$  ermittelt werden. Des Weiteren ist nachzuweisen, dass die Querdruckbeanspruchbarkeit des unverstärkten Holzes im Bereich der Schraubenspitze ausreichend ist. Für diesen Nachweis ist die aufgrund der Wirkungsweise der Vollgewindeschrauben erweiterte wirksame querdruckbeanspruchte Fläche,  $l_{ef,2} \cdot b$  zu ermitteln, siehe Abb. 13. Aufgrund des im Vergleich zum Holzquerschnitt in der Auflagerfläche unterschiedlichen Versagens an der Schraubenspitze in Form einer seitlichen Querdehnung des Holzes rechtwinklig zur Faserrichtung (d. h. Querzug), darf beim Nachweis im Bereich der Schraubenspitzen der Erhöhungsbeiwert  $k_{c,90}$  nicht in Ansatz gebracht werden.

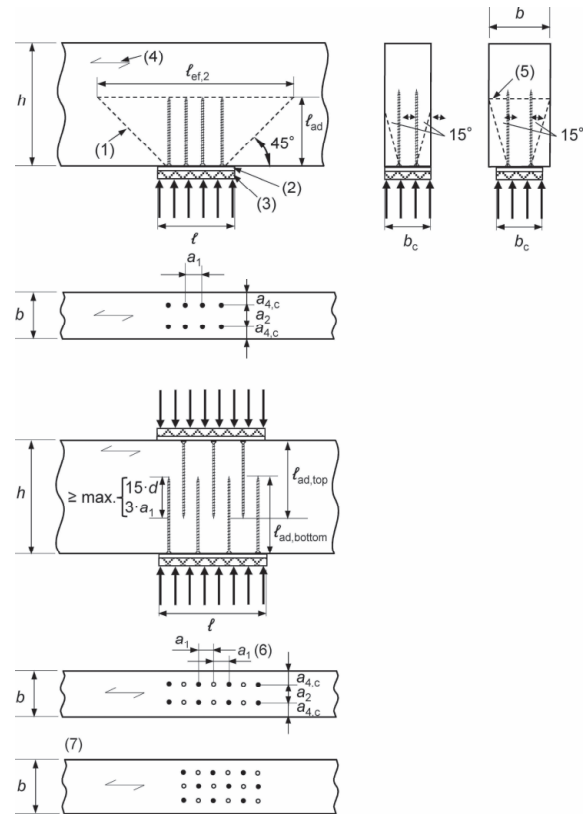


Abb. 13 Querdruckverstärkung mit Vollgewindeschrauben (1 – Lastausbreitung; 2 – steifes Auflagermaterial, z. B. Stahlplatte; 3 – z. B. Elastomer; 5 – Ebene der voll aktivierten Bauteilbreite; 6 – empfohlener Abstand  $a_{1,max} = 5 \cdot d$ ; 7 – alternative Anordnung).

Die Tragfähigkeit einer verstärkten Auflagerung kann wie folgt berechnet werden:

$$F_{c,90,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{c,90} \cdot b_c \cdot l_{ef,1} \cdot f_{c,90,k} + n \cdot \min \{ F_{ax,\alpha,Rk}; F_{b,Rk} \} \\ b \cdot l_{ef,2} \cdot f_{c,90,k} \end{array} \right. \quad (15)$$

Eine Erläuterung der einzelnen Symbole ist dem Anhang zu entnehmen.

Die Bestimmung der Tragfähigkeit einer Vollgewindeschraube gegenüber Knicken,  $F_{b,Rk}$ , wurde gegenüber den Angaben in den abZ / ETAs auf der sicheren Seite vereinfacht [37]:

$$F_{b,Rk} = 1,18 \cdot k_c \cdot N_{pl,k} \quad (16)$$

mit:

$$N_{pl,k} = \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y,k} \quad (17)$$

Tab. 6 Abminderungsbeiwert  $k_c$  zur Bestimmung der Tragfähigkeit auf Knicken ( $\rho_k \geq 350 \text{ kg/m}^3$ )

Charakteristische Streckgrenze des Stahls	Winkel $\alpha$ zwischen Schraubenachse und Faserrichtung	
	$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 0^\circ$
$f_{y,k} = 1000 \text{ N/mm}^2$	$k_c = 0,60$	$k_c = 0,50$
$f_{y,k} = 800 \text{ N/mm}^2$ (z. B. feuerverzinkter Stahl)	$k_c = 0,65$	$k_c = 0,55$
$f_{y,k} = 500 \text{ N/mm}^2$ (z. B. nichtrostender Stahl)	$k_c = 0,75$	$k_c = 0,65$

Zwischenwerte (Winkel  $\alpha$  sowie charakteristische Streckgrenzen) dürfen linear interpoliert werden

Die Vollgewindeschrauben sind senkrecht zur Kontaktfläche einzubringen, es sind Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  erlaubt. Um das Zusammenwirken der Vollgewindeschrauben und des Holzes sicherzustellen muss gewährleistet sein, dass die Druckkraft gleichmäßig auf alle Vollgewindeschrauben verteilt wird und die Pressung aus den Schraubenköpfen vom Auflagermaterial aufgenommen werden kann. Diese beiden Anforderungen können nur durch ein steifes, ebenes Auflagermaterial erfüllt werden, zumeist realisiert über eine Stahlplatte mit ausreichender Dicke. Die Dicke der Stahlplatte [in mm] kann überschlägig bestimmt werden zu:

$$t \geq \max \left( 5,0; 1,45 \cdot \sqrt{\frac{F_{c,\alpha,Ed}}{f_{y,d}}} \right) \quad (18)$$

Bei Trägerauflagern wird zudem oft ein Elastomer unter der Stahlplatte angeordnet, um die Verdrehbarkeit des Auflagers und damit die gleichmäßige Lasteinleitung zu gewährleisten.

Die Vollgewindeschrauben müssen gleichmäßig über die Auflagerfläche verteilt sein. Die Achse der Schrauben muss rechtwinklig zur Kontaktfläche sein. Die Schraubenköpfe sind so einzudrehen, dass die Oberkante der Schraubenköpfe bündig mit der Holzoberfläche ist. Die Abstandsregelungen entsprechen denen für zugbeanspruchte Vollgewindeschrauben. Eine Abminderung auf eine effektiv wirksame Anzahl an Vollgewindeschrauben,  $n_{ef}$ , ist nicht notwendig.

Neu hinzugekommen ist die Möglichkeit einer beidseitigen Verstärkung zum Zwecke der Lastdurchleitung [38]. Im Nachweis darf dann die zweite Zeile in Gl. (15) unberücksichtigt bleiben. Zwischen den gegenüberliegenden Vollgewindeschrauben sind die Mindestabstände einzuhalten. Auf beiden Seiten sind die Vollgewindeschrauben symmetrisch zur Lasteinleitung einzubringen, siehe Abb. 13.

#### 4.10 Ausblick

Das Project Team SC5.T1 *CLT and Reinforcement* hatte nicht den Auftrag, das Thema *Verbindungen mit eingeklebten Stahlstäben* zu behandeln. Dies wird im SC5.T5 *Connections* behandelt. Bis zur Zusammenführung der einzelnen Entwürfe der PTs wird sich CEN/TC 250/SC 5/WG 7 *Reinforcement* mit Bemessungsansätzen für die unverstärkten Bauteile/Details (Satteldachträger, Ausklinkungen, Durchbrüche), für geneigt angeordnete, stiftförmige Verstärkungselemente sowie mit der Verstärkung von größeren Durchbrüchen ( $d > 0,4 \cdot h$ ) in kleineren Bauteilen befassen.

## 5 Literatur

- [1] Brandner, R.; Flatscher, G.; Ringhofer, A.; Schickhofer, G.; Thiel, A. (2016): Cross laminated timber (CLT) – Overview and development. *European Journal of Wood and Wood Products* Vol. 74, H. 3, S. 331–351.
- [2] Dietsch, P.; Brandner, R. (2015): Self-tapping screws and threaded rods as reinforcement for structural timber elements – A state-of-the-art report. *Construction and Building Materials* Vol. 97, S. 78-89.
- [3] EN 1995-1-1:2004; Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings, + AC (2006) + A1 (2008) + A2 (2014). CEN European Committee for Standardization, Brüssel, Belgien.
- [4] 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 Holzbau. DIN, Berlin.
- [5] ÖNORM B 1995-1-1:2015-06, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zur Umsetzung der ÖNORM EN 1995-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. ASI Austrian Standards International, Wien, Österreich.
- [6] Dietsch, P.; Winter, S. (2012): Eurocode 5 – Future Developments towards a more comprehensive code on timber structures. *Structural Engineering International* Vol. 22, H. 2, S. 223-231.
- [7] CEN/TC 250 N1239 (2014): Position paper on enhancing ease of use of the Structural Eurocodes. CEN/TC 250 Document N1239, Brüssel, Belgien.
- [8] Kleinhenz, M., Winter, S., Dietsch, P. (2016): Eurocode 5 – a halftime summary of the revision process, in: *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering WCTE 2016*, Wien, Österreich.
- [9] DIN EN 14080:2013-09: Holzbauwerke – Brett-schichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen. DIN, Berlin.
- [10] Fink, G., Köhler, J., Brandner, R. (2018): Application of European design principles to cross laminated timber. *Engineering Structures*, in press. DOI: 10.1016/j.engstruct. 2018.02.081.
- [11] Jöbstl, R.; Schickhofer, G. (2007): Comparative examination of creep of GLT- and CLT-slabs in bending, in: *Proceedings of the 40<sup>th</sup> Meeting of CIB W18*, Paper 40-12-3, Bled, Slowenien.
- [12] DIN EN 16351:2015-12: Holzbauwerke – Brettsperrholz – Anforderungen. DIN, Berlin.
- [13] EAD 130005-00-0304:2015: Solid wood slab element to be used as structural element in buildings. EOTA, Brüssel, Belgien.
- [14] Unterwieser, H.; Schickhofer, G. (2013): Characteristic Values and Test Configurations of CLT with Focus on selected Properties, in: Harris, R., Ringhofer, A., Schickhofer, G.: *Proceedings of the Conference “Focus Solid Timber Solutions – European Conference on Cross Laminated Timber (CLT)” of COST Action FP1004 in Graz, Austria*, S. 53-57, ISBN 1-85790-181-9.
- [15] Brandner, R.; Tomasi, R.; Moosbrugger, T.; Serrano, E.; Dietsch, P. (eds.) (2018): *Properties, Testing and Design of Cross Laminated Timber: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 2*. Shaker Verlag, Aachen, ISBN 978-3-8440-6143-7.
- [16] Moosbrugger, T., Guggenberger, T., Neumüller, F., Neumüller, A. (2018): *Schwinden und Quellen von orthogonal verklebten Holzprodukten*. *Holztechnologie* Vol. 59, H. 1, S. 5-16.
- [17] Bogensperger, T.; Silly, G.; Schickhofer, G. (2012): *Comparison of Methods of Approximate Verification Procedures for Cross Laminated Timber*, in Brandner, R.; Tomasi, R.; Moosbrugger, T.; Serrano, E.; Dietsch, P. (eds.) (2018): *Properties, Testing and Design of Cross Laminated Timber: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 2*. Shaker Verlag, Aachen, ISBN 978-3-8440-6143-7.
- [18] Winter, S.; Kreuzinger, H.; Mestek, P. (2009): *Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen*. Serie *Holzbau der Zukunft*. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, Teilprojekt 19, 2009, ISBN 978-3-8167-7875-2.

- [19] Ehrhart, T.; Brandner, R. (2018): Rolling shear: Test configurations and properties of some European soft- and hardwood species. *Engineering Structures* Vol. 172, S. 554-572.
- [20] Brandner, R.; Dietsch, P.; Dröscher, J.; Schulte-Wrede, M.; Kreuzinger, H.; Sieder, M. (2017): Cross laminated timber (CLT) diaphragms under shear: Test configuration, properties and design. *Construction and Building Materials* Vol 147, S. 312–327.
- [21] Schickhofer, G.; Bogensperger, T.; Moosbrugger, T. (Hrsg.) (2010): BSPHandbuch: Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz – Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts. Verlag der Technischen Universität Graz, ISBN 978-3-85125-109-8.
- [22] Flaig, M. (2012): Stabförmige Bauteile aus Brettsperrholz, in: Görlacher, R. (Hrsg.): *Karlsruher Tage: Holzbau – Forschung für die Praxis*, KIT Scientific Publishing, ISBN 978-3-86644-913-8.
- [23] Hamm, P.; Richter, A. (2009): Personeninduzierte Schwingungen bei Holzdecken – neue Erkenntnisse führen zu neuen Bewertungsverfahren. *Ingenieurholzbau Karlsruher Tage – Forschung für die Praxis*, Bruderverlag, Köln.
- [24] Brandner, R. (2018): Cross laminated timber (CLT) in compression perpendicular to plane: Testing, properties, design and recommendations for harmonizing design provisions for structural timber products. *Engineering Structures*, in press. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.02.076.
- [25] Mestek, P. (2012): Punktgestützte Brettsperrholzkonstruktionen - Schubverstärkungen mit Vollgewindeschrauben, in: Görlacher, R. (Hrsg.): *Karlsruher Tage: Holzbau – Forschung für die Praxis*, KIT Scientific Publishing, ISBN 978-3-86644-913-8.
- [26] Bogensperger, T.; Jöbstl, R. (2015): Concentrated load introduction in CLT, in: *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> INTER Meeting*, Paper 48-12-1, Šibenik, Kroatien.
- [27] Falk, A.; Dietsch P.; Schmid, J. (eds) (2016): *Proceedings of the Joint Conference of COST Actions FP1402 & FP1404 “Cross Laminated Timber – A competitive wood product for visionary and fire safe buildings”*. KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, ISBN 978-91-7729-043-8.
- [28] Ringhofer, A.; Brandner, R.; Dietsch, P. (eds) (2017): *Proceedings of the “International Conference on Connections in Timber Engineering – From Research to Standards” of COST Action FP1402*. Verlag der Technischen Universität Graz, ISBN 978-3-85125-554-6.
- [29] Dietsch, P. (2017): Effect of reinforcement on shrinkage stresses in timber members. *Construction and Building Materials* Vol 150, S. 903–915.
- [30] Gamper, A.; Dietsch, P.; Merk, M.; Winter, S. (2014): Gebäudeklima – Auswirkungen auf Konstruktion und Dauerhaftigkeit von Holzbauwerken, in: Görlacher, R. (Hrsg.): *Karlsruher Tage: Holzbau – Forschung für die Praxis*, KIT Scientific Publishing, ISBN 978-3-7315-0267-8.
- [31] BVPI (2013): Spannungsnachweise bei Satteldachträgern aus Brettschichtholz. *Technische Mitteilung 06 / 011 der Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik e.V.*, Berlin.
- [32] Jockwer, R. (2014): Structural behaviour of glued laminated timber beams with unreinforced and reinforced notches. *Dissertation*, IBK Bericht Nr. 365, ETH Zürich.
- [33] Blaß, H.-J.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G. (2004): *Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08*, Bruderverlag, Karlsruhe.
- [34] Danzer, M.; Dietsch, P.; Winter, S. (2016): Einfluss exzentrisch positionierter runder Einzeldurchbrüche und Gruppen von Durchbrüchen auf die Tragfähigkeit von Brettschichtholzträgern. *Schlussbericht zu IGF-Vorhaben 18048 N*, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München.
- [35] Dröscher, J.; Schickhofer, G.; Augustin, M. (2016): *Durchbrüche in Tragstrukturen aus BSH und BSP*. Forschungsbericht, holz.bau Forschungs GmbH, Graz.

- [36] Bejtka, I. (2005): Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben. Dissertation, Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau 2, Universitätsverlag Karlsruhe.
- [37] Jockwer, R. (2016): Simplification of the design approach for buckling failure of reinforcement in compression, Kurzbericht, ETH Zurich.
- [38] Watson, C.P.; van Berschoten, W.; Smith, T.; Pampanin, S.; Buchanan, A.H. (2013): Stiffness of screw reinforced LVL in compression perpendicular to the grain, in: Proceedings of the 46<sup>th</sup> Meeting of CIB W18, Paper 46-12-4, Vancouver, Canada.

## 6 Autoren

Die Anzahl der Autoren ergibt sich aus der Tatsache, dass die Erstellung der beiden Entwürfe *Brettsperrholz* und *Verstärkungen* eine Teamarbeit war. Philipp Dietsch, Gerhard Schickhofer, Alfons Brunauer, Roberto Tomasi und Tobias Wiegand (lead) haben in Ihrer Funktion als PT-Mitglieder, Ulrich Hübner, Harald Krenn, Peter Mestek und Thomas Moosbrugger haben in Ihrer Funktion als Mitglieder von CEN/TC 250/SC 5/WG 1 federführend an der Erstellung der beiden Entwürfe mitgearbeitet.

Korrespondierender Autor:

Dr.-Ing. Philipp Dietsch

Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion  
Technische Universität München  
Arcisstr. 21  
80333 München

Kontakt:  
dietsch@tum.de

## 7 Anhang – Symbole

$a$	Abstand, Länge eines Durchbruchs
$b_c$	Kontaktbreite, siehe Abb. 13
$b_{CL}$	Breite eines Brettsperrholzelementes
$b_{dis}$	Verteilungsbreite
$b_r$	Breite des flächenförmigen Verstärkungselements
$d$	Durchmesser; Außendurchmesser der Vollgewindeschraube oder Gewindestange/Gewindebolzen/Betonstabstahl ( $d \leq 20$ mm)
$d_1$	Innendurchmesser des Gewindes
$f_{ax,d}$	Bemessungswert der Ausziehfestigkeit der Vollgewindeschraube/Gewindestange mit Holzschraubengewinde
$f_{b1,d}$ , $f_{b2,d}$	Bemessungswert der Festigkeitskennwerte für Klebfugen
$f_{t,d}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit der flächenförmigen Verstärkung in Richtung der Zugkraft $F_{t,90,Ed}$
$f_{tens,d}$	Bemessungswiderstand auf Zug der Vollgewindeschraube/Gewindestange mit Holzschraubengewinde
$f_{tor,node,d}$	Bemessungswert der Schubfestigkeit der Klebefläche rechtwinklig verklebter Lamellen
$f_{ub,d}$	Bemessungswert der Bruchfestigkeit des Gewindebolzens/Betonstabstahls (mit $\gamma_{M2}$ nach EN 1993-1-8 beziehungsweise $\gamma_s$ nach EN 1992-1-1)
$f_{yb,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Gewindebolzens/Betonstabstahls (mit $\gamma_{M2}$ nach EN 1993-1-8 beziehungsweise $\gamma_s$ nach EN 1992-1-1)
$f_{y,k}$	charakteristische Streckgrenze der Vollgewindeschraube
$f_{y,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze der Stahlplatte, in $N/mm^2$ (ermittelt mit $\gamma_{M0}$ nach EN 1993-1-1, 6.1)
$h_{ap}$	Höhe des Firstbereichs
$h_{CL}$	Höhe eines Brettsperrholzelementes

$h_d$	Durchbruchshöhe	$t_{lay,max}$	Maximale Dicke einer Lage in einem Aufbau eines Brettsperrelementes
$h_{ef}$	wirksame Höhe	$t_{x(y)}$	Summe der Dicken der Lagen mit Ausrichtung in $x(y)$ -Richtung
$h_{rl(ru)}$	Abstand zwischen unterem (oberen) Durchbruchrand und unterem (oberen) Trägerrand	$A$	Bruttoquerschnittsfläche der Gewindebolzen oder Betonstabstähle (siehe EN 1993-1-8)
$k_{cor,b}$	Beiwert für eine reduzierte Elementbreite	$A_s$	Spannungsquerschnittsfläche der Gewindebolzen oder Betonstabstähle (siehe EN 1993-1-8)
$k_{r,pu}$	Beiwert zur Berücksichtigung nichtlinearen Verhaltens und der Spannungskombination	$F_{ax,\alpha,Rk}$	charakteristische Tragfähigkeit auf Herausziehen einer Vollgewindeschraube unter einem Winkel $\alpha$ zur Faserrichtung nach [3] [8.7.2] oder ETA
$l_{ad}$	wirksame Verankerungslänge; eingeklebte Länge; wirksame Höhe der aufgeklebten flächenförmigen Verstärkung	$F_{b,Rk}$	charakteristische Tragfähigkeit einer Vollgewindeschraube gegen Knicken
$l_{ad,t/c}$	wirksame Verankerungslänge oberhalb oder unterhalb der Bruchlinie	$F_{c,\alpha,Ed}$	Bemessungswert der Druckkraft in einer Vollgewindeschraube oder Gewindestange, in $N$
$l_{dis}$	Verteilungslänge	$F_{t,90,Rd}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit des stiftförmigen oder flächenförmigen Verstärkungselements
$l_{ef,1}$	wirksame Kontaktlänge in Faserrichtung, siehe [3] [6.1.5.1(1)], siehe Abb. 13	$\beta_c$	Imperfektionsbeiwert
$l_{ef,2}$	wirksame Verteilungslänge in Faserrichtung in der Ebene der Schraubenspitze, siehe Abb. 13	$\zeta$	Modaler Dämpfungsbeiwert
$n$	$n_0 \cdot n_{90}$ , Anzahl der Verstärkungselemente (Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen), siehe Abb. 13	$\tau_{r,d}$	Bemessungswert der Rollschubspannung
$n_r$	Anzahl der Verstärkungselemente	$\tau_{tor,node,d}$	Bemessungswert der Schubspannung in der Klebefläche rechtwinklig verklebter Lamellen
$t$	Dicke (der Stahlplatte, in mm)	$K_{max}$	Beiwert zur Berücksichtigung nicht gleichmäßiger Schubspannungen
$t_{CL}$	Dicke eines Brettsperrelementes		
$t_r$	Dicke des flächenförmigen Verstärkungselements		
$t_{l,max}$	Maximale Dicke einer Lamelle in einem Aufbau eines Brettsperrelementes		



# **Eurocode 5:2022 – Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken**

Jörg Schänzlin

## **Zusammenfassung**

Die Holz-Beton-Verbundbauweise hat sich sowohl im Neubau als auch in der Instandsetzung von bestehenden Deckensystemen bewährt, da durch diesen Verbund die Vorteile des jeweiligen Materials genutzt werden können. Da diese Decken bisher im Wesentlichen auf Basis von Zulassungen der Verbindungsmittel bemessen werden und die Bedeutung dieser Bauart zunimmt, soll in der zukünftigen Fassung der EN 1995 auch die Holz-Beton-Verbundbauweise geregelt werden. Dazu wurde in einem ersten Schritt eine Technical Specification erstellt, die die Basis für die zukünftige normative Erfassung von Holz-Beton-Verbundbauteilen darstellen kann. Im Folgenden soll der wesentliche Inhalt des Schlussentwurfs der Technical Specification vorgestellt werden.

## 1 Allgemeines

Bei der Holz-Beton-Verbundbauweise werden die Vorteile des Holzbaus mit den Vorteilen des Stahlbetonbaus verbunden. So werden im Vergleich zum Holzbau die Steifigkeit und die Tragfähigkeit erhöht und der Brand- und Schallschutz verbessert (siehe [1]). Auch lässt sich durch die Betonplatte eine aussteifende Scheibe auf einfache Art und Weise realisieren. Im Vergleich zum Stahlbetonbau wird das Eigengewicht reduziert und der Anteil von nachwachsenden Rohstoffen deutlich vergrößert. Hinzu kommt, dass im Hochbau bei sichtbaren Holzdecken oft kein weiterer Ausbau notwendig wird. Auch im Hinblick auf die Herstellung der Decken können einige Vorteile wie z. B. geringere einzubringende Betonmenge oder einen geringeren Anteil an Unterstrützungssträgern durch die höhere Tragfähigkeit der Holzelemente im Vergleich zu Halbfertigteileplatten genutzt werden. Um diese Vorteile nutzen zu können, sind Berechnungsvorschriften für diese Bauteile zu entwickeln. Daher wurde eine Technical Specification erstellt, die auf europäischer Ebene als einen möglichen Vorschlag zur Ergänzung der zukünftigen Normengeneration dienen kann. Im Folgenden werden die wesentlichen Teile dieser Technical Specification vorgestellt.

## 2 Aufbau der Technical Specification

Um eine einfachere Zugänglichkeit zu den Normen zu erzielen, ist es ein Merkmal der materialspezifischen EN199X-Reihe, dass diese vergleichbar aufgebaut sind. Zukünftig sollen diese Normen folgenden Aufbau aufweisen, der für die Technical Specification übernommen wurde:

- Section 1 Scope
- Section 2 Normative references
- Section 3 Terms definitions and symbols
- Section 4 Basis of design
- Section 5 Materials
- Section 6 Durability
- Section 7 Basis of structural analysis
- Section 8 Design: Ultimate Limit State
- Section 9 Design: Serviceability Limit State

Nach diesen „Standardkapiteln“ sind in der Technical Specification folgende weitere Kapitel vorhanden:

- Section 10 Connections
- Section 11 Detailing and Execution
- Annex A: Average timber moisture content variations for timber-concrete composite structures exposed to the environment
- Annex B: Equations for calculation of the effects of inelastic strains
- Annex C: Experimental determination of the load carrying capacity and stiffness of timber-concrete connections

Im Gesamten besteht der Schlussentwurf der Technical Specification aus 45 Seiten Normtext und 12 Seiten Anhänge.

## 3 Anwendungsbereich

### 3.1 Allgemeines

Für die Ausführung von Holz-Beton-Verbunddecken steht eine Vielzahl von Möglichkeiten zur Verfügung. Allerdings sind nicht alle Kombinationen ausreichend durch Versuche und/oder analytische Studien untersucht worden. Daher ist der Anwendungsbereich der Technical Specification durch folgende Randbedingungen bestimmt.

### 3.2 Holz

Die Technical Specification baut auf [2] auf. Damit sind alle Materialien, die in diesem Teil geregelt sind, prinzipiell verwendbar. Lediglich bei der Verwendung der Kerne kommt es zu einer Einschränkung der Materials auf mindestens C24 bzw. mindestens GL24.

### 3.3 Beton

Für den Beton dürfen folgende Betonfestigkeitsklassen verwendet werden:

- Normalbeton:  $\geq C12/15$ ;  $\leq C60/80$
- Leichtbeton:  $\geq LC12/15$ ;  $\leq LC60/80$

Lediglich bei der Verwendung der Kerne entsprechend den im Rahmen der Technical Specification gegebenen Parametern ist eine Mindestbetongüte C20/25 vorgegeben.

### 3.4 Bewehrung

Für die Bewehrung wird auf [3] verwiesen, so dass alle dort verwendbaren Bewehrungen auch bei Holz-Beton-Verbundbauteilen verwendet werden dürfen.

### 3.5 Nutzungsklasse

Prinzipiell sollte Holz nur in Nutzungsklasse 1 und 2 verwendet werden. Allerdings ist diese Definition von Land zu Land unterschiedlich. So ist z. B. in [4] der maximale Regeneinfallswinkel definiert, der die Grenze zwischen Nutzungsklasse 2 und Nutzungsklasse 3 regelt. Da es diese Regelung zum heutigen Stand nicht in allen europäischen Ländern gibt, ist die Einstufung von Bauteilen in Nutzungsklassen teilweise recht unterschiedlich. Daher wird in der Technical Specification keine generelle Einschränkung der Nutzungsklasse eingeführt. Lediglich die Fuge ist so auszubilden, dass sie in Nutzungsklasse 1 oder 2 eingestuft werden kann.

### 3.6 Abmessungen

Im Hinblick auf die Abmessungen ist vorgegeben, dass die Betonplatte mindestens 50 mm aber maximal 300 mm Bauteildicke aufweist. Eventuelle eingebaute Zwischenschichten dürfen nach aktuellem Stand maximal 50 mm betragen.

## 4 Wesentliche Besonderheiten bei der Bemessung von Holz-Beton nach der Technical Specification im Hinblick auf das Kurzzeitverhalten

### 4.1 Belastung/Einwirkungen

#### Allgemeines

Ein wesentlicher Unterschied bei der Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen im Vergleich zu reinen Holz- oder Betonbauteilen sind die zu be-

rücksichtigenden Einwirkungen. Ändert sich die Temperatur, der Feuchtegehalt des Holzes oder schwindet der Beton, wird diese Relativverschiebung des einen Verbundpartners durch den anderen behindert (vgl. Abb. 1).

#### Schwinden des Betons

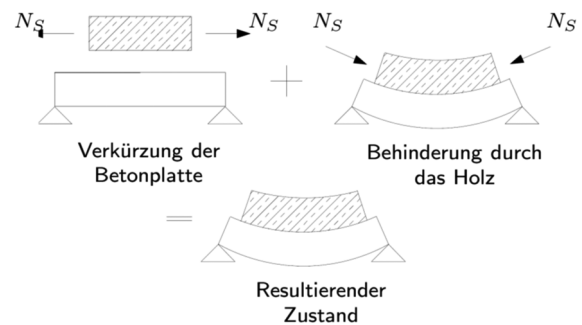


Abb. 1 Auswirkungen der spannungslosen Dehnung z. B. infolge Temperaturabnahme oder Schwinden des Betons

Die dabei entstehenden Schnittgrößen und Verformungen lassen sich durch eine Superposition verschiedener Zustände abbilden. Im ersten Schritt werden dabei beide Querschnitte voneinander getrennt, so dass sie sich unabhängig verformen können. Diese unabhängige Verformung wird allerdings durch die Verbindungsmittel verhindert, so dass der sich verkürzende Teilquerschnitt durch eine Kraft verlängert wird, dass die beiden Querschnitte gleich lang sind. Aus Gründen des Gleichgewichts wird diese Belastung auf den Verbundquerschnitt wieder aufgebracht. Daraus ergibt sich, dass nur die Relativverschiebung zwischen beiden Querschnitten von Bedeutung ist. Schwinden oder Quellen beide Querschnitte in einem vergleichbaren Maß, führt zu keiner Kraft in der Verbundfuge. Dies ist auch der Grund, warum das Quellen und Schwinden des Holzes bei den üblichen Holz-Holz-Verbundträgern nur von untergeordneter Bedeutung ist.

Verkürzt sich der oben liegende Beton relativ zum unten liegenden Holz, hat dies zur Folge:

- Abnahme der Normalkraft: Da sich der Beton verkürzt, entsteht daraus eine Druckkraft im Holz. Die resultierende Belastung aus äußerer Last und Schwinden des Betons führen dazu, dass die Normalkraft im Teilquerschnitt abnimmt.
- Abnahme der Belastung der Verbindungsmittelbelastung: Nimmt die Normalkraft im Teilquerschnitt ab, nimmt auch die Verbindungsmittelbelastung ab, da diese „nur“ dazu dient, die Druckkraft im Beton mit der Zugkraft im Holz kurzzuschließen.

Diese Abnahme hat auch zur Folge, dass Schwinden des Betons auch dann berücksichtigt werden muss, wenn das plastische Verhalten der Verbindungsmittel berücksichtigt wird. Während durch das Fließen des Stahls und des Betons und des Reißens des Betons erreicht wird, dass Schwinden bei Stahlbetonbauteilen in der Bemessung nicht berücksichtigt werden muss, entsteht bei Holz-Beton-Verbundbauteilen durch Schwinden des Betons eine Abnahme der Normalkraft und der Verbindungsmittelbelastung. Durch die Entlastung der Verbindungsmittel hat das plastische Vermögen der Verbindungsmittel keine Auswirkungen auf die Schnittgrößenaufteilung im Lastfall Schwinden.

- Zunahme des Moments im Holz: Da die Normalkraft abnimmt, die äußere Belastung aber konstant ist, steigt das Moment im Teilquerschnitt an.
- Zunahme der Verformung: Durch das Schwinden des Betons entzieht sich dieser seiner Druckbelastung, so dass der Verbundbauanteil am Lastabtrag abnimmt. Daher muss ein größerer Teil über Biegung abgetragen werden, so dass die Verformung des Gesamtbauteils zunimmt.

Verkürzt sich das unten liegende Holz relativ zum oben liegenden Beton treten die umgekehrten Effekte auf.

Durch diese unterschiedlichen Dehnungen der beiden Teilquerschnitte entstehen Eigenspannungen, die sich in Verformungen bemerkbar machen. So zeigt sich in [1], dass die Verformungen der Decken

erst dann realitätsnah abgebildet werden können, wenn Schwinden des Betons berücksichtigt wird. Darüber hinaus sind auch Eigenspannungen Spannungen, die die Tragfähigkeit des Bauteils beeinflussen. Im Vergleich zu anderen Materialien hat Holz unter einer Zugbeanspruchung eher ein sprödes Verhalten, so dass diese Eigenspannungen nicht durch eine plastische Verformung abgebaut werden können. Daher sind diese Einwirkungen im Nachweis zu berücksichtigen.

### Anzusetzende Belastungen

Im Hinblick auf die Belastungen ergibt sich also, dass folgende Einwirkungen berücksichtigt werden müssen:

- „übliche“ äußere Belastungen infolge Eigengewicht, Verkehr, Schnee, Wind etc. nach [5] ff.
- Eigenspannungen hervorrufende Einwirkungen wie z. B. Temperatur, Schwinden und Quellen des Holzes und Schwinden des Betons

Entsprechend der Technical Specification wird – vereinfachend – zugelassen, dass Temperaturänderungen und Auswirkungen der Feuchteänderungen in quasi-konstanter Umgebung vernachlässigt werden dürfen. Diese quasi-konstante Umgebung ist durch folgende Größen definiert:

- Die Holzfeuchte entspricht – im ingenieurmäßigen Sinn – zum Zeitpunkt des Einbaus der Ausgleichsfeuchte.
- Die Differenz zwischen minimaler und maximaler Holzfeuchte innerhalb eines Jahres ist kleiner/gleich 6%.
- Die Änderung der Lufttemperatur überschreitet nicht 20°C.

Dies bedeutet, dass bei typischen Situationen der Nutzungsklasse I die Temperaturänderungen und die Feuchteänderungen (und damit das Quellen und Schwinden des Holzes) vernachlässigt werden dürfen. Schwinden des Betons ist dagegen auch bei quasi-ständigen Umgebungsbedingungen sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen.

Für die Ermittlung der inelastischen Dehnungen stehen verschiedene Quellen zur Verfügung:

- Temperatur nach [6], wobei prinzipiell zwei Einwirkungen zu unterscheiden sind:
  - Temperaturdifferenz zwischen der Temperatur beim Einbau und der mittleren Temperatur im Betrieb
  - Jährliche Temperaturschwankungen
- Schwinden des Betons nach [3]
- Schwinden und Quellen des Holzes: Ähnlich wie bei der Temperatur sind beim Schwinden und Quellen des Holzes prinzipiell auch zwei verschiedene Einwirkungen infolge Feuchteänderung des Holzes zu beachten:
  - Feuchteunterschied zwischen Einbau und Ausgleichsfeuchte
  - Jährliche Feuchteschwankungen: Für die Ermittlung des jährlichen Quellen bzw. Schwindens des Holzes werden im Anhang A der Technical Specification Regelungen gegeben, anhand dieser die erwartete Feuchteänderung für ein überdachtes, nicht beheiztes Bauteil mit direktem Zugang der Außenluft ermittelt werden kann.

Die Ermittlung diese jahreszeitlichen Feuchteänderungen erfolgt – sofern keine genaueren Daten bekannt sind – in folgenden Schritten:

- Festlegung der Klimazone des Gebäudes anhand des Köppen-Geiger-Diagramms (vgl. Abb. 2)

BSK – Cold semi-arid climate	DFA – Warm continental climate
CSA – Warm Mediterranean climate	DFB – Temperate continental climate
CSB – Temperate Mediterranean climate	DFC – Cool continental climate
CFA – Warm oceanic climate	ET – Tundra continental climate
CFB – Temperate oceanic climate	

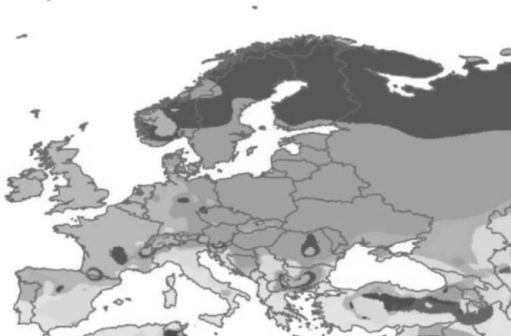


Abb. 2 Köppen-Geiger-Diagramm (aus [7])

- Ermittlung der Feuchte durch Interpolation der in [7] gegebenen Werte für Querschnitte mit verschiedenen Breiten (vgl. Tab. 1)

Tab. 1 Rechnerische Feuchteschwankungen in % im Querschnitt  $\Delta mc = \max mc - \min mc$  (Auszug aus [7])

Bez.	min(Breite; 2 · Höhe) in mm		
	38	125	>300
Temperate oceanic Stuttgart, Zurich, Paris, London			
CFB	15	9	3
Temperate continental – Southern region Warsaw, Berlin, Munich, Prague			
DFB.2	15,5	9	3,5

Diese Werte sind z.Z. unter Diskussion

- Modifikation der Feuchte in Abhängigkeit der Nutzungsklasse
- Ermittlung der Dehnung durch:

$$\varepsilon = \alpha_{\parallel} \cdot \Delta u \quad (1)$$

mit

$\varepsilon$  effektive Dehnung infolge Feuchteänderung

$\Delta u$  Feuchteänderung; ermittelt aus Tab. 1

$\alpha_{\parallel}$  Ausdehnungskoeffizient des Holzes parallel zur Faser (= 0,01%/‰  $\Delta u$  entsprechend [8])

Werden die verschiedenen Zulassungen ausgewertet, ergibt sich, dass die Berücksichtigung der Dehnungen infolge Feuchteänderung des Holzes und Schwinden des Betons eigentlich bereits in den Zulassungen gefordert wird. Ein wesentlicher Unterschied zwischen der Technical Specification und den Zulassungen ist allerdings, dass bei der Technical Specification diese Einflussparameter explizit zu berücksichtigen sind, während in den Zulassungen diese Einflussparameter in einer globalen Abminderung der E-Moduli erfasst werden.

## Teilsicherheitsbeiwerte

Für die Teilsicherheitsbeiwerte werden im Wesentlichen die Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend der Einteilung in [9] verwendet. So werden für ständig wirkende Lasten und eingeprägte Verformungen ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_F = 1,35$  vorgeschlagen, während für variable Lasten ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_F = 1,5$  zur Anwendung kommen soll. Die Belastungen infolge der Unterschiede zwischen Einbau- und Endzustand und infolge der jährlichen Schwankungen wie z. B. Temperatur, Schwinden des Betons und/oder Feuchte werden daher mit einem Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_F = 1.35$  versehen.

## Klassen der Lasteinwirkungsdauern

Bezüglich der Klassen der Lasteinwirkungsdauern werden die Einteilungen nach [2] übernommen. Damit werden das Schwinden und die Änderungen vom Zeitpunkt des Einbaus bis zum Endzustand als ständige Belastung angesehen, während die jährlichen Schwankungen der Klasse der Lasteinwirkungsdauer „mittel“ zugeordnet werden.

## 4.2 Modifikationsbeiwerte

Um den Einfluss der Zeit und der Feuchte auf die Festigkeit zu erfassen, sind in [2] Modifikationsfaktoren der Festigkeit  $k_{mod}$  eingeführt. Für den Holzquerschnitt werden diese Werte direkt übernommen.

Im Hinblick auf die Verbindungsmittel wurde das Konzept für die Verbindung von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffplatten übernommen. Für den  $k_{mod}$ -Wert wird dabei der Festigkeitsbeiwert des Betons zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten  $\alpha_{cc}$  angenommen, so dass sich für das Verbindungsmittel folgender Modifikationsbeiwert ergibt:

$$k'_{mod} = \sqrt{k_{mod} \cdot \alpha_{cc}} \quad (2)$$

mit

$k'_{mod}$  Modifikationsbeiwert der Verbindung

$k_{mod}$  Modifikationsbeiwert des Holzes

$\alpha_{cc}$  Festigkeitsbeiwert des Betons zur Berücksichtigung der Langzeitfestigkeit (i.d.R. = 0,85)

## 4.3 Ermittlung der Schnittgrößen

### Verfahren

Wie bei Holz-Verbindungen üblich, beeinflusst die Nachgiebigkeit der Verbindung das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundträgers maßgeblich. So sind alle Verbindungen mit Ausnahme der Klebung als nachgiebig einzustufen. Diese Nachgiebigkeit ist daher bei der Ermittlung der Schnittgrößen zu beachten. Dazu stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung wie z. B.:

- Differentialgleichung (siehe z. B. [10] oder [11])
- $\gamma$ -Verfahren nach [2], Anhang B
- Schubanalogie-Verfahren nach [12] (siehe auch [13] oder [14])
- Modellierung als Stabwerk (siehe u. a. [15])
- FE-Modellierung

Die Entscheidung, welches Verfahren verwendet werden soll, hängt vom jeweiligen Anwendungsfall ab. So kommen im wissenschaftlichen Bereich eher FE-Modelle zum Einsatz, während bei der Bemessung der üblicherweise 2-schichtigen Holz-Beton-Verbundbauteile eher die  $\gamma$ -Methode oder die Modellierung als Stabwerk zum Einsatz kommen.

Die Anwendung des  $\gamma$ -Verfahrens ist allerdings eingeschränkt. So ist die Anwendung eigentlich nur dann möglich, wenn folgende Randbedingungen eingehalten sind:

- Einfeldträger
- sinusförmige Gleichstreckenlast
- gleichmäßig verteilte Verbindungsmittel
- max. drei nachgiebig angeschlossene Schichten

Im Lauf der Zeit wurden einige Erweiterungen entwickelt, so dass nach [2] dieses Verfahren auch für Durchlaufträger und Kragarme bei konstanter Gleichstreckenlast angewandt werden kann. Sollten die Verbindungsmittel der Querkraft entsprechend abgestuft werden, darf dies durch die Modifikation des effektiven Abstands der Verbindungsmittel abgebildet werden.

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{min} + 0,25 \cdot s_{max} \quad (3)$$

mit

$s_{ef}$	effektiver Abstand
$s_{min}$	minimaler Abstand bei einer Abstufung entsprechend dem Querkraftverlauf
$s_{max}$	maximaler Abstand bei einer Abstufung entsprechend dem Querkraftverlauf

Abgeleitet von den Randbedingungen ist die Anwendung des  $\gamma$ -Verfahrens eigentlich nur für Verbindungsmittel mit einer gleichmäßigen Lasteinleitung möglich. Als Grenze wird bisher in der Technical Specification ein maximaler Abstand der Verbindungsmittel von 5% der Spannweite angegeben, da ansonsten die Steifigkeit der Decke und damit die Schnittgrößen zu große Abweichungen aufweisen (siehe u. a. [16]).

Sollte diese Grenze nicht eingehalten werden, wird die Dehnsteifigkeit des angeschlossenen Querschnitts  $EA_1$  (i.d.R. = Betonquerschnitt) überschätzt. Auf der sicheren Seite liegend ist diese Dehnsteifigkeit mit dem Faktor 0,7 zu modifizieren (siehe [7] und [17]).

#### **Berücksichtigung der spannungslosen Dehnungen z. B. infolge Temperatur, Schwinden oder Quellen**

Ein wesentlicher Unterschied bei Holz-Beton-Verbunddecken im Vergleich zu reinen Holz-Holz-Verbundträgern ist, dass die spannungslosen Dehnungen wie z.B. infolge Änderung der Temperatur, infolge Schwinden des Betons und/oder infolge Feuchteänderung im Holz bei der Berechnung berücksichtigt werden müssen.

Bei der Modellierung als Fachwerk kann diese Dehnung als effektive Temperaturdehnung dem jeweiligen Teilquerschnitt als Last aufgebracht werden. Beim  $\gamma$ -Verfahren ist die Berücksichtigung der spannungslosen Dehnung in der Fassung in [2], Anhang B nicht ohne weiteres möglich. Um dennoch diese Methode anwenden zu können, sind im Anhang B der Technical Specification die spannungslose Dehnung in eine Ersatzlast umgewandelt und eine wirksame Biegesteifigkeit ermittelt worden. An dieser Stelle wird auf [7, 17-20] verwiesen.

## **Materialverhalten**

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen darf sowohl beim Holz als auch beim Beton unter Druck von einem elastischen Materialverhalten ausgegangen werden. Das Reißen des Betons unter Zug muss berücksichtigt werden. Um dies zu erreichen, wird die gerissene Zone iterativ bestimmt, indem eine nichttragende Zwischenschicht eingeführt wird, deren Dicke solange angepasst wird, bis im verbleibenden Betonquerschnitt nur noch Druckspannungen vorhanden sind.

Das lineare Materialverhalten des Betons unter Druck wird auch beim Nachweis berücksichtigt, da bei diesem Nachweis auf das plastische Verhalten des Betons verzichtet werden darf. Damit ergibt sich für den Nachweis auf der Druckseite des Betons:

$$\sigma_{c,d} \leq \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \quad (4)$$

mit

$\sigma_{c,d}$	Druckspannung des Betons unter der Annahme eines linear-elastischen Verhaltens unter Druck
$\alpha_{cc}$	Festigkeitsbeiwert des Betons zur Berücksichtigung der Langzeitfestigkeit (i.d.R. =0,85)
$f_{cd}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit

Der Holzquerschnitt dagegen wird entsprechend [2] für die ermittelte Normalkraft und das ermittelte Moment nachgewiesen.

## **Kompatibilität**

Der Bauteilnachweis wird mit Hilfe der Schnittgrößen der Teilquerschnitte geführt. Die Technical Specification fordert allerdings beim Spannungsnachweis die Kontrolle der Kompatibilität.

Bei der Bemessung insbesondere von Stahlbetonbauteilen wird davon ausgegangen, dass die Bewehrung anfängt zu fließen und die maximale Druckdehnung erreicht wird. Damit wird an der Oberseite des Betonquerschnitts eine Dehnung von etwa  $\varepsilon_{\text{Beton}} = -3.5\text{‰}$  angenommen, während auf der Höhe der Bewehrung von einer Dehnung im Stahl bzw. Beton von  $\varepsilon_{\text{Bew}} \geq 2\text{‰}$  ausgegangen wird.

Wird die maximale charakteristische Dehnung im Holz unter Biegung bestimmt, zeigt sich, dass diese maximale charakteristische Dehnung im Bereich der Fließdehnung des Stahls liegt.

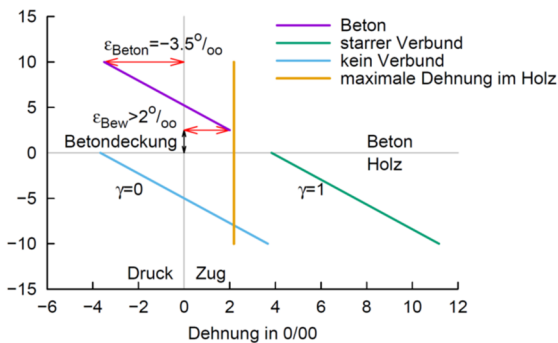


Abb. 3 Verlauf der Dehnung im Verbundquerschnitt

Da das Holz i.d.R. aber unterhalb der Zugzone des Betons angebracht wird, ist die Dehnung im Holz – je nach Verbundfaktor  $\gamma$  – größer als die Dehnung in der Bewehrung (vgl. Abb. 3).

Sollte also zusätzliche Bewehrung als tragendes Bauteil eingebaut werden, stellt sich die Frage, welche Dehnung in der Bewehrung entstehen kann. I.d.R. verbleibt die Bewehrung im elastischen Zustand, so dass die normale Stahlbetonbemessung z. B. mit Hilfe von Software nicht möglich ist.

### Mittragende Breite

Auf die linienförmigen Holzbauteile werden Flächen aus Beton aufgebracht. Durch die damit einhergehende Schubverformung des Betons wirkt dieser nicht über die gesamte Breite mit. Daher wird üblicherweise immer eine mittragende Breite definiert, mit deren Hilfe eine äquivalente Spannung im Beton bei Vernachlässigung der Schubverformung erzielt wird.

Bei der Ermittlung dieser mittragenden Breite werden zwei Anteile berücksichtigt:

- Scheibenanteil: Dieser Anteil entsteht, indem eine Normalkraft in die Scheibe eingeleitet wird.
- Plattenanteil: Dieser Anteil berücksichtigt die Ausbreitung eines Biegemoments in der Platte.

Da – wie im vorangegangenen Kapitel gezeigt – die Bewehrung nur eingeschränkt angesetzt werden kann, ist der Scheibenanteil der wesentliche Anteil bei der Schnittgrößenermittlung von Holz-Beton-Verbunddecken.

Werden die bisherigen Normen [21] und [3] miteinander verglichen, zeigt sich, dass [21] eher den Scheibenanteil abbildet als [3], so dass in der Technical Specification für die Ermittlung der mittragenden Breite auf [21] verwiesen wird.

## 5 Verbindungsmittel

### 5.1 Allgemeines

Die Verbindungsmittel stellen ein wesentliches Unterscheidungsmerkmal bzw. wesentliche Besonderheiten zu anderen materialreinen Systemen dar. Diese Verbindungsmittel müssen einerseits die Lasten aus dem Holz ausleiten, andererseits muss eine ausreichende Verankerung im Beton vorhanden sein. Daher wurde eine Vielzahl an Verbindungsmittel entwickelt, die häufig über Zulassungen geregelt sind. In der Technical Specification wird eine Schnittstelle geschaffen, mit dem Ziel, dass die zukünftige Bemessung der zugelassenen Verbindungsmittel mit Hilfe der Kennwerte aus den Zulassungen der einzelnen Verbindungsmittel und der Technical Specification erfolgen kann. Daher ist zu erwarten, dass es auch nach Einführung einer Bemessungsnorm für Holz-Beton-Verbundbauteile weiterhin Zulassungen geben wird, zumal diese Bemessungsnorm nach aktuellem Stand „nur“ zwei Verbindungsmitteltypen regelt.

- stiftförmige Verbindungsmittel (inkl. eingeklebte Gewindestangen), die im 90°-Winkel zur Fuge eingebaut werden
- Kerven (= über die gesamte Breite des Holzes verlaufende ausbetonierte Vertiefung im Holz)

Geklebte Verbindungen oder Verbundbausystem, die im Wesentlichen die Belastungen durch Reibung übertragen, werden von dieser Norm nicht erfasst und sind ausgeschlossen. Alle anderen Verbindungsmittel können prinzipiell verwendet werden, sofern die mechanischen Kenndaten wie Tragfähigkeit, Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Ge-



brauchstauglichkeit und Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit z. B. durch Zulassungen bekannt sind.

Für alle Verbindungsmittel gilt, dass mindestens 10% der Abscherkraft auch rechtwinklig zur Fuge als öffnende Kraft aufgenommen werden können.

$$F_{\perp,d} = 0,1 \cdot F_{Rd} \quad (5)$$

mit

$F_{\perp,d}$  Beanspruchung rechtwinklig zur Fuge

$F_{Rd}$  Bemessungswert der Abscherbeanspruchbarkeit in der Fuge

Hintergrund für diese Regelung ist, dass nicht ausgeschlossen werden kann, dass z.B. bei einem Einfeldträger eine unplanmäßige Einspannung durch die Wand entsteht. Damit besteht prinzipiell die Gefahr, dass sich das Holz vom Beton lösen kann. Hinzu kommt, dass Verkehrsbelastungen prinzipiell wiederkehrende Belastungen sind. Sollte diese Belastung häufiger auftreten, kann die Gefahr bestehen, dass sich z. B. die Kerbe aus dem Holz „herausarbeitet“. In diesem Fall würde sich die Betonplatte ebenfalls vom Holz lösen. Um das Abheben in diesen Situationen zu verhindern, wird daher pauschal eine gewisse Beanspruchbarkeit  $\perp$  zur Fuge gefordert. Der Ursprung dieser Regelung ist allerdings bereits in [22] zu finden, so dass diese Regelung für die Technical Specification übernommen wurde.

## 5.2 Stifförmige Verbindungsmittel

### Tragfähigkeit

Die Berechnung der stiftförmigen Verbindungsmittel in Holz-Holz-Verbindungen und Holz-Stahl-Verbindungen ist in [2] geregelt. Die Tragfähigkeit dieser Verbindungsmittel basiert auf der Theorie nach [23], in der für das lokale Versagen bei auf Abscheren beanspruchten, stiftförmigen Verbindungsmitteln sechs Versagensmodi identifiziert wurden. Um die Tragfähigkeit dieser Versagensmodi zu bestimmen, wird das Gleichgewicht an der Scherfuge unter der Annahme eines (ideal)plastisches Verhaltens der verbundenen Bauteile und der Verbindungsmittel ermittelt. Untersuchungen bei Holz-

Beton-Verbundbauteilen zeigen, dass diese Anforderungen auch bei Holz-Beton-Verbundmittel und dem umgebenden Material infolge der lokalen Beanspruchung erfüllt ist.

Da diese Theorie nach [23] „nur“ auf der Lösung der Gleichgewichtsbedingungen an der Fuge basiert, kann diese Theorie auch bei Holz-Beton-Verbundbauteilen angewandt werden. Einzig die Lochleibungsfestigkeit des Betons ist bisher nicht eindeutig definiert. In der Technical Specification wird davon ausgegangen, dass die Teilflächenpressung des Betons angesetzt werden darf (siehe auch [3]), so dass die Lochleibungsfestigkeit dem Dreifachen der Druckfestigkeit entspricht.

### Steifigkeit

Für die Steifigkeit wird davon ausgegangen, dass die Verformungen im Beton im Vergleich zu denjenigen im Holz vernachlässigbar sind. Damit stellen sich die gleichen Verhältnisse wie bei Stahl-Holz-Verbindungen ein.

Da die Verschiebungsmoduln in [2] für Holz-Holz-Verbindungen gelten, wird davon ausgegangen, dass sich das stiftförmige Verbindungsmittel in beide zu verbindende Bauteile eindrückt. Bei einem stiftförmigen Holz-Beton-Verbindungsmittel ist allerdings davon auszugehen, dass diese Eindrückung nur im Holz stattfindet. Damit ist – in der Theorie – die Verschiebung nur halb so groß wie bei einer Holz-Holz-Verbindung, sofern die gleichen Lochleibungsspannungen herrschen. Ist die Verformung bei gleicher Kraft nur halb so groß, ist damit die Steifigkeit der Verbindung doppelt so groß.

- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit
  - Stabdübel, Bolzen mit oder ohne Lochspiel, Schrauben, Nägel (vorgebohrt)

$$K_{ser} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} \quad (6)$$

- Nägel (nicht vorgebohrt)

$$K_{ser} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8}}{23} \quad (7)$$

- Nachweis der Tragfähigkeit: Die Steifigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird – wie im Holzbau üblich – durch folgende Beziehung bestimmt:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (8)$$

Bei einer Zwischenschicht mit einer Dicke von  $\leq 30\text{mm}$  und aus einer Material mit vergleichbarer Steifigkeit wie Vollholz, muss die Steifigkeit um 30% reduziert werden, sofern keine genaueren Angaben bekannt sind.

### 5.3 Kerfen

#### Allgemeines

Unter Kerfen versteht über die gesamte Breite des Holzbauteils verlaufende Vertiefungen, die durch den Beton ausgegossen werden. Durch diesen Verguss ist eine kraftschlüssige Verbindung hergestellt. Diese Verbindungen werden häufig bei flächigen Holzbauteilen angewandt, da sie relativ einfach und kostengünstig herstellbar sind.

#### Anwendungsbereich

Aufgrund der vorliegenden Untersuchungen, die nicht den gesamten möglichen Parameterbereich abdecken können, ist eine Begrenzung des Anwendungsbereichs notwendig.

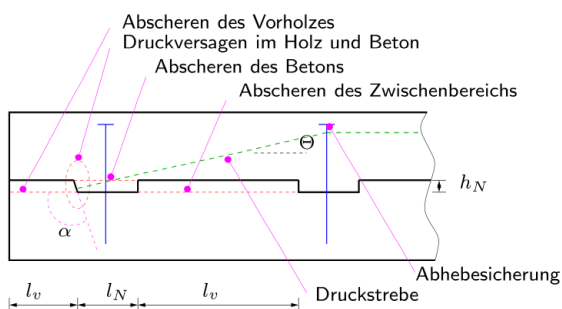


Abb. 4 Kerfe als Verbindungsmittel

Für Kerfen (vgl. Abb. 4) bedeutet dies, dass nach aktuellem Stand folgende Mindestanforderungen gestellt werden:

- Betongüte mindestens C20/25 mit maximalem Durchmesser des Zuschlagkorns von 16 mm
- Brettschichtholz mindestens der Festigkeitsklasse GL24 oder Vollholz mindestens der Festigkeitsklasse C24
- Geometrie der Kerfe
  - Tiefe  $h_N \geq 20\text{ mm}$  für übliche Belastungen (z. B. Hochbau) und  $h_N \geq 30\text{ mm}$  für hohe Belastungen (z. B. Brückenbau)
  - rechnerische Vorholzlänge  $l_v \geq 8 \cdot h_N$ , wobei aus Gründen der Duktilität und damit der Robustheit die tatsächliche Vorholzlänge der Kerfe  $l_v \geq 12,5 \cdot h_N$  sein muss.
  - Länge der Kerfe im Holz  $l_N \geq 150\text{ mm}$  und mind.  $12,5 \cdot h_N$
  - Abhebesicherung durch Schrauben mit  $\varnothing \geq 6\text{ mm}$
  - Neigungswinkel der Flanken

$$80^\circ \leq \alpha \leq \min \begin{cases} 115^\circ \\ 90^\circ + \theta \end{cases} \quad (9)$$

#### Steifigkeit

Die Steifigkeit wurde im Wesentlichen aus numerischen und experimentellen Untersuchungen ermittelt (siehe [16] und [24]).

$$K_{ser} = \min \begin{cases} 1000\text{ kN/mm/m Breite für } h_N = 20\text{ mm} \\ 1500\text{ kN/mm/m Breite für } h_N \geq 30\text{ mm} \end{cases} \quad (10)$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss die Steifigkeit der Kerfe – im Gegensatz zu anderen Verbindungsmitteln – nicht auf 2/3 der Steifigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit reduziert werden. Daher darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit die gleiche Steifigkeit angesetzt werden wie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

## Tragfähigkeit

Für die Tragfähigkeit der Kerne werden die möglichen Versagensmodi in den Bemessungsgleichungen abgebildet (siehe [16], [24] und Abb. 4):

- Abscheren der Betonnocke (siehe Gl. (11a))
- Druckversagen der Kervenflanke im Beton (siehe Gl. (11b))
- Schubversagen des Vorholzes (siehe Gl. (11c))
- Druckversagen der Kervenflanke im Holz wobei maximal das 8-fache der Kerventiefe als Vorholz angesetzt werden darf (siehe Gl. (11d))

Diese Versagensmodi lassen sich durch folgende Beziehungen bestimmen:

$$F_{Rd} = \min \begin{cases} f_{v,c,d} \cdot b_N \cdot \ell_N & \text{a)} \\ f_{cd} \cdot b_N \cdot h_N & \text{b)} \\ f_{v,h,d} \cdot b_N \cdot \min(\ell_v; \ell_s) & \text{c)} \\ f_{h,d} \cdot b_N \cdot h_N & \text{d)} \end{cases} \quad (11)$$

mit

- $F_{Rd}$  Bemessungswert der Abscherbeanspruchbarkeit in der Fuge
- $f_{v,c,d}$  Bemessungswert der "Schubfestigkeit" des Betons =  $\frac{v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$
- $v$  Reduktionsfaktor der Tragfähigkeit zur Berücksichtigung der Risse im Beton bei einer Schubbeanspruchung =  $0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$
- $b_N$  Breite der Kerne, i.d.R. 1 m
- $\ell_N$  Länge der Betonnocke
- $f_{cd}$  Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons
- $f_{h,d}$  Bemessungswert der Druckfestigkeit des Holzes an der Kervenflanke
- $h_N$  Kerventiefe
- $f_{v,d}$  Bemessungswert der Schubfestigkeit der Kerne
- $\ell_v$  Vorholzlänge
- $\ell_s$  Länge des Holzes zwischen den Kerven
- $\theta$  Druckstrebenwinkel (siehe auch [3])

Zusätzlich zu diesen Versagensmodi soll eine abhebbende Belastung angesetzt werden, die sich aus der Druckstrebenneigung ergibt. In der Technical Specification wird diese Druckstrebenneigung  $\theta$  als Winkel zwischen der Verankerung der Abhebesicherung und der Fuge definiert (vgl. Abb. 4) und darf die Druckstrebenneigung nach [3] nicht unterschreiten.

$$F_{\perp,d} = \max \begin{cases} F_{\perp,d} & \text{nach Gl. (5)} \\ F_{Rd} \cdot \tan\theta \end{cases} \quad (12)$$

## 6 Wesentliche Besonderheiten bei der Bemessung von Holz-Beton nach der Technical Specification im Hinblick auf das Langzeitverhalten

### 6.1 Allgemeines

Bei Holz-Beton-Verbunddecken sind alle beteiligten Werkstoffe einem Kriechverhalten unterworfen. Durch dieses zeitabhängige Verhalten nimmt die Verformung der Decke im Lauf der Zeit zu. Darüber hinaus werden Spannungen umgelagert, so dass das Kriechen nicht nur aus Sicht der Gebrauchstauglichkeit, sondern auch im Nachweis der Tragfähigkeit berücksichtigt werden muss.

Die wesentlichen Unterschiede der Technical Specification im Vergleich zu den üblicherweise verwendeten Zulassungen der Verbindungsmittel als Berechnungsrichtlinie sind:

- Berücksichtigung eines zusätzlichen Zeitraums
- Berücksichtigung der Auswirkungen der Lastumlagerungen infolge Kriechen

Im Folgenden soll auf diese beiden Punkte näher eingegangen werden.

### 6.2 Maßgebende Zeitpunkte (oder „Steifigkeit zieht Kräfte an“)

Bei der Bemessung von Bauteilen, die ein ausgeprägtes Kriechverhalten aufweisen, werden i.d.R. die Zeitpunkte  $t = 0$  und  $t = \infty$  nachgewiesen, wobei der Zeitpunkt  $t = 0$  derjenige Zeitpunkt ist, bei dem das Tragwerk erstmals mit der Bemessungslast be-

lastet wird, und der Zeitpunkt  $t = \infty$  im Hochbau dem Zeitpunkt nach 50 Jahren entspricht. Um das Kriechen in der Berechnung abzubilden, wird üblicherweise der E-Modul modifiziert:

$$E_{kr} = \frac{E_0}{1 + k_{def}} \quad (13)$$

mit

$E_{kr}$  effektiver E-Modul zur Berücksichtigung der Kriechverformung

$E_0$  E-Modul ohne Kriechen, also zum Zeitpunkt  $t = 0$

$k_{def}$  Deformationsfaktor bzw. Kriechzahl des Materials

Da Verbundkonstruktionen statisch unbestimmte Bauteile sind, wird die Belastung entsprechend dem Steifigkeitsverhältnis der Komponenten aufgeteilt. So bestimmt sich z. B. das Biegemoment beim  $\gamma$ -Verfahren nach [2], Anhang B durch

$$M_H = \frac{E_H}{E_{eff}} \cdot M_{ges} = n_H \cdot \frac{E_H}{E_{eff}} \cdot M_{ges} \quad (14)$$

Wird dieses Steifigkeitsverhältnis für das Langzeitverhalten ausgewertet, ergibt sich folgende Beziehung:

$$n_H = \frac{E_H}{E_B} \cdot \frac{1 + \varphi(t, t_0)}{1 + k_{def}} = \frac{E_H}{E_B} \cdot \frac{1 + \varphi(t = \infty, t_0) \cdot f_B(t)}{1 + k_{def}(t = \infty) \cdot g_H(t)} \quad (15)$$

mit

$n_H$  Steifigkeitsverhältnis

$\varphi = (t = \infty, t_0)$  Endkriechzahl des Betons

$k_{def}(t = \infty)$  Endkriechzahl des Holzes

$f_B(t)$  Zeitfunktion der Kriechzahl des Betons

$g_H(t)$  Zeitfunktion der Kriechzahl des Holzes

Damit hängt das Steifigkeitsverhältnis nicht nur vom jeweiligen E-Modul, sondern auch vom Verhältnis der jeweiligen Kriechzahl des Teilquerschnitts zum Zeitpunkt  $t$  ab. Weisen die beiden Querschnitte eine unterschiedliche Endkriechzahl, aber eine zeitlich affine Entwicklung wie z. B. beim Verbund zweier

Betonbauteile auf ( $g_H(t) = f_B(t)$ ) kann gezeigt werden, dass der Extremwert des Steifigkeitsverhältnisses und damit der Extremwert der Schnittgrößen bzw. Spannungen immer zu den Zeitpunkten  $t = 0$  oder  $t = \infty$  auftritt, sofern die Kriechzahl stetig ansteigt, indem sie z. B. asymptotisch gegen einen Grenzwert konvergiert.

Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen haben beide Materialien sowohl unterschiedliche Endkriechzahlen als auch eine unterschiedliche zeitliche Entwicklung (vgl. Abb. 5).

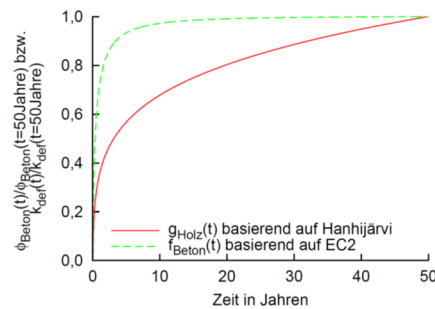


Abb. 5 Zeitfunktionen der Kriechzahlen des Betons  $f_B(t)$  und des Holzes  $g_H(t)$

Werden die Verläufe der Kriechzahlen auf den Endwert normiert und gegenübergestellt, zeigt sich, dass innerhalb der ersten 3 bis 7 Jahre der Beton stärker kriecht als das Holz. Damit nimmt das Steifigkeitsverhältnis  $n_H$  in diesem Zeitraum zu (vgl. Abb. 6), so dass in dessen Folge insbesondere das Moment im Holzquerschnitt ebenfalls zunimmt.

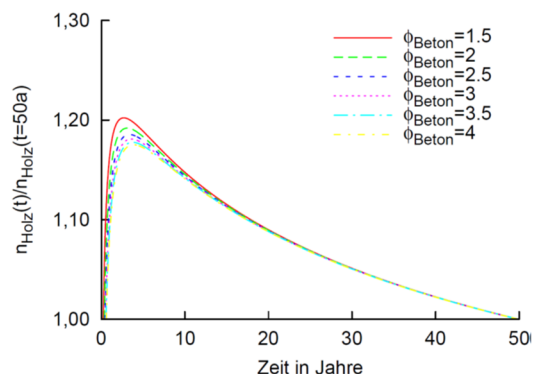


Abb. 6 Verlauf des Verhältnisses der effektiven E-Moduli über die Zeit bezogen auf das Verhältnis nach 50 Jahren für eine Holz-Beton-Verbunddecke im Innern

Im Zeitraum von 3 bis 7 Jahren ist die Kriechzahlentwicklung beider Querschnitte annähernd konstant. Damit werden in diesem Zeitraum keine wesentlichen Schnittgrößen umgelagert. Nach diesem Zeitraum ist ein Großteil des Kriechens des Betons abgeschlossen, so dass das Holz wiederum stärker als der Beton kriecht und damit seine Belastungen auf den Beton umlagern kann.

Zusammenfassend ist es bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen also nicht immer ausreichend, den Spannungsnachweis „nur“ zum Zeitpunkt  $t = 0$  und  $t = \infty$  durchzuführen, da sich auch Zwischenzustände infolge der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung als kritisch erweisen können.

Dieser zusätzliche Zeitpunkt stellt einen zusätzlich zu führenden statischen Nachweis dar. Wird die Holz-Beton-Verbunddecke allerdings im Gesamten betrachtet, zeigt sich, dass im eigentlichen Anwendungsbereich von Holz-Beton-Verbunddecken häufig der Verformungsnachweis maßgebend wird. Damit wird einerseits dem Ingenieur ein weiterer Zeitpunkt „aufgebürdet“, der aber andererseits häufig nur eine geringe Auswirkung auf die Abmessungen haben wird, da die Verformung die Querschnittshöhen bestimmt.

Im Rahmen der Entwicklung der Technical Specification wurde der Einfluss dieses zusätzlichen Zeitpunkts untersucht. Das wesentliche Ergebnis ist, dass dieser kritischen Zwischenzustand im Intervall zwischen 3 und 7 Jahren nicht nachgewiesen werden muss, sofern der Nachweis zu den Zeitpunkten  $t = 0$  und  $t = 50$  Jahre mit einer um 25% erhöhten Spannung der ständig wirkenden Belastung eingehalten ist.

### 6.3 Kriechen

Um das zeitabhängige Verhalten der Verbunddecke zu beschreiben, werden die Kriechzahlen der jeweiligen Materialnorm verwendet. Diese Kriechzahlen sind dabei als das Verhältnis der Kriechverformung zur elastischen Verformung definiert. Die Auswirkungen des Kriechens lassen sich durch eine Modifikation des E-Moduls erfassen (siehe Gl. (13)). Durch die Verwendung des mit der Kriechzahl modifizierten E-Moduls kann also der Endzustand direkt be-

stimmt werden, so dass die Schnittgrößen im Endzustand ermittelt werden können. Allerdings ist diese Berücksichtigung des Kriechens nur dann zulässig, wenn keine z. B. durch angrenzende Bauteile behinderte Dehnung vorhanden ist.

Wird das Bauteil in seiner Kriechverformung komplett behindert, wird dies als Relaxation bezeichnet. In diesem Fall ist die gesamte Verformung konstant über die Zeit. Wird für diesen Fall der effektive E-Modul bestimmt, ergibt sich für die Relaxation ein effektiver E-Modul von:

$$E_{\text{relax.}} = \frac{E_0}{e^{k_{\text{def}}}} = \frac{E}{1 + \underbrace{\varphi_{\text{Verbund}}}_{e^{k_{\text{def}}}-1}} \quad (16)$$

Dieser weicht deutlich vom reinen Kriechfall ab (vgl. Abb. 7).

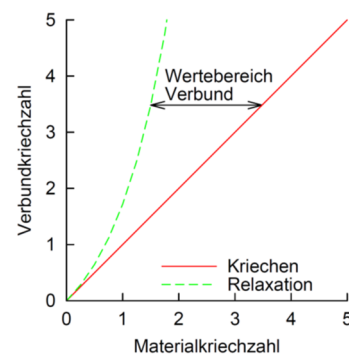


Abb. 7 Wertebereich der effektiven Kriechzahl bei reinem Kriechen und Relaxation

In einem Holz-Beton-Verbundsystem werden allerdings die beiden Fälle „Kriechen“ und „Relaxation“ nicht erreicht. Weder handelt es sich um eine reine Kriechverformung, da die beiden Querschnittsteile sich gegenseitig beeinflussen; noch handelt es sich um eine Relaxation, da die Steifigkeiten des Holz- bzw. Betonquerschnitts endliche Werte aufweisen und damit immer eine Verformung einhergehen wird. Dies hat zur Folge, dass sich die effektive Verbundkriechzahl zwischen der Kriechzahl des reinen Kriechens und der effektiven Kriechzahl bei Relaxation einstellt. Dieses Phänomen tritt nicht nur im Holz-Beton-Verbundbau auf. [25] entwickelte eine Lösung für die Lastumlagerungen bei Betonbauteilen mit nachträglich aufgebrachteten Betonen. [26] (siehe [27]) erweitert dieses Verfahren für den Holz-

Beton-Verbund insbesondere hinsichtlich der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge unter der Annahme einer verschmierten Verbindungsmittelsteifigkeit. In [18] wurde die unterschiedliche zeitliche Entwicklung berücksichtigt.

Damit erhält man Bestimmungsgleichungen für die effektive Kriechzahl  $\varphi_V$  beider Komponenten unter Berücksichtigung der Auswirkungen der Verbundtragwirkung, des Einflusses der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung und des Einflusses der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge (vgl. [18] und Gl. (17)).

$$\Delta\varphi_{u,v,i} = \Delta\varphi_{u,M,i} \cdot \left( \frac{1 + \Delta\varphi_{w,M,i}}{\Delta\varphi_{w,M,i} - e^{-\Delta\phi_i} \cdot (\Delta\varphi_{w,M,i} - \Delta\psi_i)} - \frac{1}{\Delta\phi_i} \right) \quad (17)$$

mit

$\Delta\varphi_{u,v,i}$  Verbundkriechzahl der Komponente u im Intervall i

$\Delta\varphi_{u,M,i}$  Materialkriechzahl der Komponente u im Intervall i

$\Delta\phi_i$  Systemkriechzahl im Intervall i

Allerdings sind diese Bestimmungsgleichungen für die Bemessung z. T. aufwendig, so dass Vereinfachungen angestrebt werden. Dazu wird in Anlehnung an [21] die Kriechzahl mit einem Beiwert  $\psi$  multipliziert (vgl. Tab. 2).

Um das Kriechen nun in der Schnittgrößenermittlung berücksichtigen zu können, wird also der E-Modul in der Berechnung durch folgende Beziehung ermittelt:

$$\begin{aligned} E_{H,eff} &= \frac{E}{1 + \psi_H \cdot k_{def}} \\ E_{B,eff} &= \frac{E_{0(t=28d)}}{1 + \psi_B \cdot \varphi} \\ K_{eff} &= \frac{K}{1 + \psi_{VBM} \cdot k_{def}'} \end{aligned} \quad (18)$$

Tab. 2 Verbundfaktoren zur Ermittlung der Verbundkriechzahl für Deckensysteme ( $b_H = b_B$ ,  $1/5 < A_{B,eff}/A_H < 1$ ) und für Balken ( $b_H \ll b_B$ ;  $1 < A_{B,eff}/A_H < 5$ )

Beton $\varphi = 3,5$ ; $k_{def} = 0,6$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 2,5 - \gamma_1^{1,1}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 2,6 - 0,8\gamma_1^{2,2}$
Beton $\varphi = 3,5$ ; $k_{def} = 0,8$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 2,2 - 0,8 \gamma_1^{1,2}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 2,3 - 0,5 \gamma_1^{2,6}$
Beton $\varphi = 2,5$ ; $k_{def} = 0,6$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 1,9 - 0,6 \gamma_1^{1,1}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 2,0 - 0,5\gamma_1^{1,9}$
Beton $\varphi = 2,5$ ; $k_{def} = 0,8$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 1,7 - 0,5\gamma_1^{1,1}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 1,8 - 0,3\gamma_1^{2,5}$
Holz in allen Fällen	
$\psi_H(t = 3 - 7a)$	$= 0,5$
$\psi_H(t = \infty)$	$= 1,0$
Verbindung in allen Fällen	
$\psi_{VBM}(t = 3 - 7a)$	$= 0,65$
$\psi_{VBM}(t = \infty)$	$= 1,0$

Für den Zeitpunkt  $t = 0$  sind alle  $\psi$ -Werte zu 0 zu setzen.  $\gamma_1 = \gamma$ -Wert nach [2] Anhang B

Die effektive Kriechzahl des Verbindungsmittels bestimmt sich zu

$$k_{def}' = 2 \cdot k_{def} \quad (19)$$

mit

$k_{def}'$  effektive Kriechzahl des Verbindungsmittels

$k_{def}$  Endkriechzahl des Holzes

Die Vergrößerung der Kriechzahl bei den Verbindungsmitteln um den Faktor 2 beruht auf der Tatsache, dass lokal eine höhere Beanspruchung im Bereich der Verbindungsmittel auftreten kann, so dass hier größere Verformungen auftreten.

Da Kriechen und Schwinden sich gegenseitig beeinflussen können, bzw. die Auswirkungen des Schwindens durch das Kriechen teilweise reduziert werden, darf entsprechend [7] das Schwinden des Betons für den Zeitpunkt 3 bis 7 Jahre auf 60% und für den Endzeitpunkt auf 90% reduziert werden. Der

Schwindbeginn ist auch im Fall der Herstellung der Decke auf einer Schalung bzw. Rüstung immer der Zeitpunkt des Endes der Nachbehandlung. Hintergrund dafür ist, dass die Schwinddehnung Eigenspannungen erzeugt, die nicht durch Kriechen innerhalb des Zeitraums der Lagerung nennenswert abgebaut werden können. Damit hat der Herstellungsablauf im Hinblick auf die Auswirkungen der Schwinddehnung auf die Verformung und die Schnittgrößen keine größeren Auswirkungen.

## 7 Bemessungsablauf

In Abb. 8 und Abb. 9 ist der Bemessungsablauf im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dargestellt, wobei die wesentlichen Neuerungen der Technical Specification im Vergleich zu einer Bemessung nach Zulassung in rot markiert sind.

Im Vergleich zu einer Bemessung von reinen Holzbauteilen ist ein wesentlicher Unterschied, dass Belastungen in kriecherzeugende Belastungen und kurzzeitig wirkende Belastungen aufgeteilt werden. Für diese beiden Gruppen werden die Spannungen und Verformungen getrennt berechnet. Lediglich die Schnittgrößen der kriecherzeugenden Belastungen sind mit den Steifigkeiten zum Zeitpunkt  $t = 3$  bis 7 Jahre bzw.  $t = 50$  Jahre zu berechnen.

Nach der Schnittgrößenermittlung mit den u.U. unterschiedlichen Steifigkeiten werden die Schnittgrößen der beiden Gruppen überlagert und der Nachweis geführt.

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Holz-Beton-Verbundbauweise wurde bereits vielfach untersucht und auch angewendet. Einige Verbindungsmittel wurden bauaufsichtlich zugelassen, so dass einer Anwendung von Holz-Beton-Verbund auf Basis dieser Zulassungen nichts im Wege steht. Um allerdings eine von den Zulassungen losgelöste Anwendung zu ermöglichen, ist mit der nächsten Generation der Eurocodes daran gedacht, den Holz-Beton-Verbundbau normativ zu erfassen. Dazu wurde eine Technical Specification zur Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen

erstellt. Diese Technical Specification kann als Basis für einen zukünftigen Normenteil dienen. Sie unterscheidet sich im Vergleich zu den üblicherweise vorhandenen Regelungen der Zulassungen im Wesentlichen in folgenden Punkten:

**Einwirkung:** In der Technical Specification werden die Einwirkungen infolge unterschiedlicher Ausdehnung z. B. durch Temperaturänderung und/oder Feuchteänderungen explizit bestimmt. Damit kann die Bemessung der Bauteile auf die jeweiligen Randbedingungen angepasst werden. Die dafür notwendigen Teilsicherheitsbeiwerte und Modifikationsfaktoren sind gegeben.

**Berechnungsverfahren:** Ein häufig verwendetes Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel im Verbundträger ist das sog.  $\gamma$ -Verfahren, das in [2] Anhang B geregelt ist. Allerdings kann in diesem Verfahren nicht die unterschiedliche Dehnung infolge Schwinden, Feuchteänderung und/oder Temperatur abgebildet werden. Daher wird eine Erweiterung dieses Verfahrens eingeführt, bei dem diese Dehnungen in eine Ersatzlast umgewandelt werden können.

**Verbindungsmittel:** In dieser Technical Specification sind im  $90^\circ$  zur Fuge eingebaute, stiftförmige Verbindungsmittel auf Abscheren und Kerven geregelt. Die Kennwerte für die Berechnung wie Verschiebungsmodul und Tragfähigkeit sind zusammengestellt.

**Langzeitverhalten:** Im Hinblick auf das Langzeitverhalten sind u.U. ein zusätzlicher Zeitraum nachzuweisen und die Auswirkungen der Lastumlagerungen auf die effektive Kriechzahl zu berücksichtigen.

Die Technical Specification wurde als Schlussentwurf im April 2018 fertiggestellt und kann als Grundlage für einen neuen Teil zu [2] dienen. Anzumerken ist allerdings, dass der Inhalt teilweise sehr dynamisch ist. Hintergrund ist, die Holz-Beton-Verbundbauweise bereits in verschiedenen Ländern angewandt wird, so dass viele verschiedene Parameter und Meinungen in dieser Technical Specification zu berücksichtigen sind. Daher wird erwartet, dass die Endfassung der normativen Regelungen von der Technical Specification in Teilen abweichen wird.

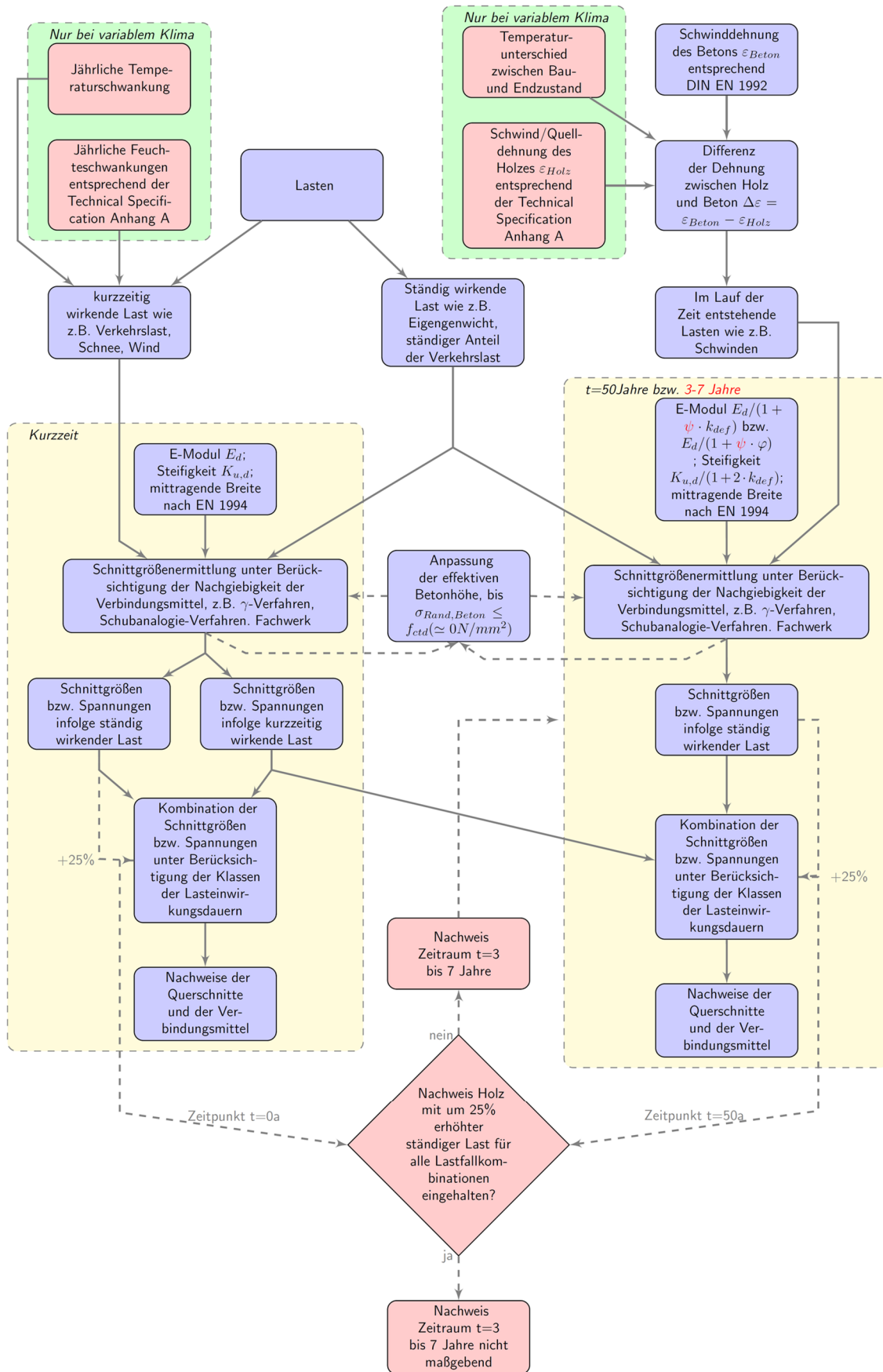


Abb. 8 Bemessungsablauf für den Grenzzustand der Tragfähigkeit



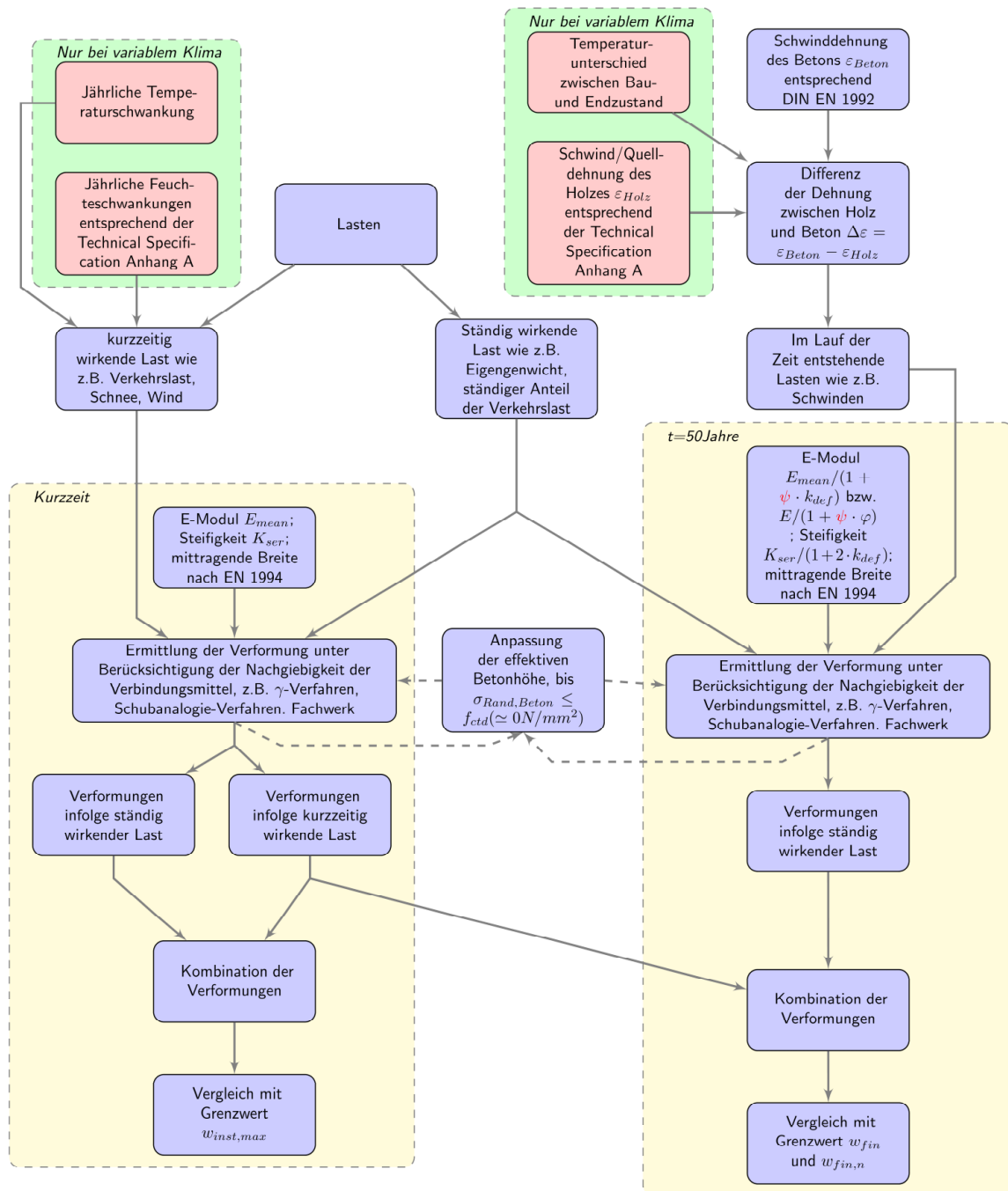


Abb. 9 Bemessungsablauf für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

## 9 Literatur

- [1] Jung, P. (2012): Holz-Beton-Verbunddecken in der Praxis und ihre Wirtschaftlichkeit. In: Holz-Beton-Verbunddecken in Theorie und Praxis, Hrsg.: Bau und Wissen, CH-Wildegg.
- [2] DIN EN 1995-1-1:2010. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. DIN e.V.
- [3] DIN EN 1992-1-1:2010. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.
- [4] DIN EN 1995-2/NA:2011. Nationaler Anhang – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken. DIN e.V.

- [5] DIN EN 1991-1-1:2010. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.
- [6] DIN EN 1991-1-5:2010. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen, Temperatureinwirkungen. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.
- [7] Dias, A.; Fragiaco, M.; Harris, R.; Kuklic, P.; Rajcic, V.; Schänzlin, J. (2018): Technical Specification – Final Draft – Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 1-3: Structural design of timber concrete composite structures. Project Team CEN/TC 250-SC5.T2.
- [8] DIN EN 1995-1-1/NA:2013. Nationaler Anhang – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.
- [9] DIN EN 1990:2010-12. Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.
- [10] Fries, J. (2001): Beitrag zum Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf.
- [11] Dabaon, M.; Tschemmerneegg, F.; Hassen, K.; Lateef, T. A. (1993): Zur Tragfähigkeit von Verbundträgern bei teilweiser Verdübelung. Stahlbau Nr. 62, S. 3-9.
- [12] Kreuzinger, H. (1999): Flächentragwerke: Platten, Scheiben und Schalen; Berechnungsmethoden und Beispiele. Brücken aus Holz, S. 43-60.
- [13] Scholz, A. (2004): Eigenspannungszustände an Verbundquerschnitten infolge von Dehnungsunterschieden – Anwendung eines neueren Rechenverfahrens auf einem bewährten Lösungsansatz. Bautechnik Nr. 81, S. 180-188.
- [14] Scholz, A. (2003): Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz. Dissertation, TU München.
- [15] Grosse, M.; Hartnack, R.; Lehmann, S.; Rautenstrauch, K. (2003): Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Bautechnik Nr. 80, S. 534-541 und 693-701.
- [16] Michelfelder, B. (2006): Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf.
- [17] Dias, A.; Fragiaco, M.; Harris, R.; Kuklic, P.; Rajcic, V.; Schänzlin, J. (2018): Hintergrundbericht zur Technical Specification – Final Draft – Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 1-3: Structural design of timber concrete composite structures. Project Team CEN/TC 250-SC5.T2.
- [18] Schänzlin, J.; Fragiaco, M. (2007): Extension of EC5-Annex B formulas for the design of timber-concrete composite structures. Proceedings of the CIB W18 Meeting 40, Bled, Slovenia. Paper 40-10-1.
- [19] Schänzlin, J. (2003): Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf.
- [20] Dias, A. (Hrsg.); Schänzlin, J. (Hrsg.); Dietsch, P. (Hrsg.) (2018): Design of timber-concrete composite structures: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 4. Shaker Verlag Aachen. <https://www.costfp1402.tum.de/home/>
- [21] DIN EN 1994-1-1:2010. Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.
- [22] DIN EN 1995-2:2010. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.
- [23] Johansen, K. W. (1949): Theory of timber connections. Publications of the International Association of Bridge and Structural Engineering Nr. 9, S. 249-262. Bern, Switzerland.

- [24] Kudla, K. (2017): Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf.
- [25] Kupfer, H.; Kirmair, H. (1987): Verformungsmoduln zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus zwei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen. Bauingenieur Nr. 62, S. 371-377.
- [26] Kreuzinger, H. (1994): Verbundkonstruktionen Holz / Beton.
- [27] Blaß, H.-J.; Ehlbeck, J.; van der Linden, M.; Schlager, M. (1995): Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (T2710)

## 10 Autor

Prof. Dr.-Ing. habil. Jörg Schänzlin  
Hochschule Biberach, Institut für Holzbau  
Karlstr. 8  
88400 Biberach a.d.R.

Kontakt  
holzbau@hochschule-bc.de

Diese Technical Specification ist im Rahmen des CEN/TC250/SC5 Projektteam 2 entstanden und wurde durch die europäische Arbeitsgruppe CEN/TC250/SC5/WG2 und u.a. vom deutschen Spiegelausschuss NA 005-04-01-01 AK01-01 EC5 / Arbeitsgruppe 1-02 Holz-Beton-Verbund betreut. Den Teilnehmern wird für ihre Unterstützung, ihre wertvolle Kritik und die vielen Verbesserungsvorschläge während der Entwicklung der Technical Specification gedankt.

## Mitglieder des Projectteams

Alfredo Dias, University of Coimbra, PT  
Massimo Fragiaco, University of L'Aquila, IT  
Richard Harris, Time for Timber, UK  
Petr Kuklic, Czech Technical University in Prague, CZ  
Vlatka Rajcic, University of Zagreb, HR  
Jörg Schänzlin, Hochschule Biberach, GER

## Mitglieder der CEN/TC250/SC5/WG2

Andrea Frangi, ETH Zürich, CH  
Matthias Gerold, Harrer Ingenieure, GER  
Frank Kupferle, C4Ci, FR  
Maurizio Piazzi, University of Trento, IT  
Andrew Smith, Arup, London, UK  
Mitglieder des Projectteams  
u.v.m.

## Mitglieder der NA 005-04-01-01 AK01-01 EC5 / Arbeitsgruppe 1-02

Dr. rer. nat. Simon Aicher, MPA Stuttgart  
Prof. Dr.-Ing. F. Colling, Hochschule Augsburg  
Dr.-Ing. L. Deniz, DIBt  
H. Ernst, Schraubenwerk Gaisbach GmbH  
M. Gerold, Harrer-Ingenieure  
T. Götz, Pirmin Jung Deutschland GmbH  
K. Gümmer, IWT Befestigungstechnik  
Prof. Dr.-Ing. H. Hartmann, HfT Stuttgart  
Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann, Universität Stuttgart,  
Institut für Konstruktion und Entwurf  
Dr. C. Lehringer, Henkel & Cie. AG / Purbond  
S. Mönch, Universität Stuttgart, Institut für  
Konstruktion und Entwurf  
D. Müller, LGA Kempten  
Prof. Dr.-Ing. W. Rug, FH Eberswalde  
R. Schäpel, DIBt  
G. Stapf, MPA Stuttgart  
D. Volk, Pirmin Jung Deutschland GmbH  
Dr.-Ing. N. Zisi, MPA Stuttgart  
Prof. Dr.-Ing. habil. J. Schänzlin,  
Hochschule Biberach



# Aussichtstürme aus Holz

Johann Haker

## Zusammenfassung

In den letzten Jahren wurden viele Aussichtstürme aus Holz errichtet und weitere sind in Planung. Drei Anforderungen müssen bei der Konzeption von neuen Türmen zusammengedacht werden: Holzschutz, Brandschutz und das Spannungsfeld Gestaltung – Tragwerk. Aus der Praxis des Ingenieurbüros Andreas Wirth werden Lösungen für die Kategorien Rundholz- und Brettspertholztürme vorgestellt. Der Fokus liegt dabei auf dem Bannwaldturm in Ostrach (2016) und dem Krähennest in Lahr (2018). Den Abschluss bildet ein Kapitel zur Bemessung.

## 1 Aussichtstürme in Deutschland

Die „neue Lust am Turmbau“ [1] hat Deutschland erfasst und es ist sehr erfreulich, dass viele der neu errichteten Aussichtstürme Holzbauten sind. Der eigene Charakter von Holztürmen, die sich gut einpassen in Umgebung von Wald oder Berg, ist der Grund, warum der Baustoff Holz gegenüber Stahl oder Stahlbeton oft bevorzugt wird.

Tab. 1 Holztürme (Auswahl) [2]

Turm	Baujahr	H [m]	Holzart
Schönbuchturm	2018	30	Lärche BSH
Krähenest	2018	13,5	Accoya
Bannwaldturm	2016	37	BSP mit Schalung
Kinzelmannnturm	2016	22	BSP mit Schalung
Dillblick	2015	17	Douglasie BSH
Buchkopfturm	2015	28	BSP mit Schalung
Himmelsstürmer	2014	35	BSP mit Schalung
Uhrenkopfturm	2014	34	Douglasie druckimpr.
Pyramidenkogel	2013	100	Lärche BSH
Saaleturm	2011	43	BSH mit Schalung
Jüdbergturm	2010	23	Lärche BSH
Grüne Mitte	2009	12	Lärche BSH

Ein Blick auf Holztürme der vergangenen 10 Jahre (Tab. 1) zeigt, dass die Höhe von ca. 30 m dominiert und die verwendeten Holzarten überwiegend Lärchen-Brettschichtholz (BSH) und Fichten-Brettsperrholz (BSP) sind. Unbehandelte oder druckimprägnierte Douglasienstämmen werden seltener als früher eingesetzt.

Dass viele Aussichtstürme aus Holz gebaut werden, ist nicht selbstverständlich, denn der Holz-Ingenieurbau hat auch mit Vorurteilen und Fehlern aus der Vergangenheit zu kämpfen.

In den letzten Jahren mussten in der Freiburger Region einige Holzbrücken abgebrochen werden. Wir wissen aus eigener Erfahrung, dass es sehr schwer sein kann, die öffentlichen Auftraggeber davon zu überzeugen, Ersatzneubauten auch wieder aus Holz zu errichten. Beachtenswert war auch die Diskussion über die Sanierung des Schlossbergturms in Freiburg, die in den Medien sehr kontrovers ge-

führt wurde und zum Ergebnis hatte, dass die Stämme durch verzinkte Stahlrohre ersetzt wurden. Anschließend wurde der Turm als Negativbeispiel herangezogen, als der Wettbewerb für das neue Stadion des SC Freiburg ausgeschrieben wurde [3].

Die (Holzbau)-Ingenieurin, die in entwerfender, konstruierender, berechnender oder beratender Rolle einen Turmbau begleitet, ist viel mehr noch als bei anderen Bauprojekten dazu aufgefordert, die teilweise gegensätzlichen Anforderungen an Gestaltung, Tragwerk und Holzschutz zusammenzudenken.

Damit auch in Zukunft weitere Holztürme gebaut werden, müssen wir aus den Fehlern der Vergangenheit lernen und überzeugende Konzepte für diese höchst interessante Aufgabe finden.

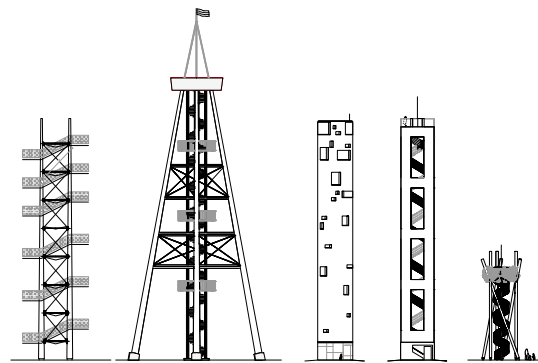


Abb. 1 Aussichtstürme IB Andreas Wirth: Weißtannenturm (2002), Eichbergturm (2005), Himmelsstürmer (2014), Bannwaldturm (2016), Krähenest (2018)

## 2 Entwurfsgrundsätze

Drei Grundfragen stehen bei der Planung von Holztürmen im Vordergrund und alle drei müssen zufriedenstellend beantwortet werden, um eine gelungene Lösung zu finden:

- Holzschutz
- Brandschutz
- Gestaltung – Tragwerk

Keine dieser Fragen kann den Entwurf alleine bestimmen, alle drei müssen zusammengedacht werden.

## 2.1 Holzschutz

Ist ein Holzturm nicht als temporäres Bauwerk geplant, erwartet die Bauherrenschaft üblicherweise eine Lebensdauer von 50 Jahren. Die Auswahl der Holzart erfolgt nach der Einstufung der Bauteile in Gebrauchsklassen (GK) nach DIN 68800-1.

Tab. 2 Holzarten nach Gebrauchsklassen  
(Auszug, nach DIN 68800-1)

	Beschreibung	Holzarten (Auswahl)
GK 0	Innenräume	
GK 1	Keine Bewitterung oder Durchfeuchtung	Vollholz, BSP, BSH aus Fichte, Tanne, Kiefer
GK 2	Keine Bewitterung aber hohe Umgebungsfeuchte	Vollholz, BSP, BSH aus FKH Douglasie, Lärche
GK 3.1	Bewitterte Bauteile ohne ständigen Erd- oder Wasserkontakt	Vollholz, BSH aus FKH Douglasie, Lärche
GK 3.2	Anreicherung von Wasser möglich	FKH Eiche, BSH aus Accoya (mit Zustimmung im Einzelfall)

Abgedeckte oder überdachte, nicht bewitterte Bauteile können in die Gebrauchsklasse 1 oder 2 eingestuft werden, was z. B. den Einsatz von Fichten-Brettspertholz, Fichten-Vollholz (GK 1) oder Farbkernholz aus Douglasie (GK 2) ermöglicht. Das erfordert gut konstruierte Türme, deren Hauptbauteile nicht direkt bewittert sind. Diese sehen dann manchmal wie Gebäude aus, was gegebenenfalls eine ungewollte Einschränkung der Gestaltungsmöglichkeiten mit sich bringt.

Bewitterte Holzbauteile werden in die Gebrauchsklasse 3 bzw. 3.1 oder 3.2 eingestuft. Wenn die Knotenpunkte so konstruiert sind, dass sich kein Wasser anreichern kann, außerdem kein Erdkontakt besteht und auch horizontale Holzoberflächen vermieden werden, kann das Bauteil in GK 3.1 eingestuft werden. Das bedeutet, dass z. B. Brettschichtholz aus Lärche eingesetzt werden darf – ein Weg, den derzeit viele Planer einschlagen. Allerdings kann bezweifelt werden, ob die Lärchen-Lamellen tatsächlich splintfrei sind. Auch gibt es kaum Langzeiterfahrungen, und es wird sich wohl erst in den nächsten Jahrzehnten zeigen, ob die gebauten Türme so altern, wie es zu wünschen ist.

Kritisch wird es, wenn eine Anreicherung von Wasser im Holz zu erwarten ist. Dann wird die Einstufung in die GK 3.2 erforderlich und es kann z. B. kein unbehandeltes Brettschichtholz mehr eingesetzt werden.

Eine Bauweise, die inzwischen weniger zur Anwendung kommt, sind druckimprägnierte Rundstämmen. Die Erfahrung hat gezeigt, dass diese Türme nur bei vorteilhaften Umgebungsbedingungen dauerhaft sind. Der Eugen-Keidel-Turm auf dem Schauinsland (1981) und der Weißtannenturm in Kehl (2002) stehen frei und sind ohne Schäden. Die Stämme des Eichbergturms (2005) jedoch mussten teilweise schon ausgetauscht werden. Wasser wird durch die Schrägstellung der Stämme gesammelt und über die Radialrisse in den Kern geleitet. Dazu steht der Turm im Wald. Der wenige Wind konnte die Stämme im unteren Bereich nicht ausreichend schnell trocknen, so dass es zu Pilz- und Insektenbefall kam.



Abb. 2 Schäden am Eichbergturm

Eine in Zukunft vielversprechende Möglichkeit für Türme in der GK 3.2 ist acetyliertes Kiefernholz. Accoya © wird zunehmend für Fassaden, Kunst- und Ingenieurbauten eingesetzt und zeigt eine erstaunliche Dauerhaftigkeit. Allerdings hat Brettschichtholz aus Accoya noch keine Zulassung in Deutschland. Das Krähenest in Lahr (2018) ist ein Pilotprojekt für den Einsatz von Accoya-BSH und wurde über eine Zustimmung im Einzelfall genehmigt.

## 2.2 Brandschutz

Sind keine elektrischen Leitungen oder ähnliches verbaut, kann ein Brand bei Aussichtstürmen nur durch Brandstiftung entstehen. Bei großen Holzquerschnitten ist es auch dann schwer, den Turm komplett zu entzünden, wie die Brandstiftung am Weißstannenturm 2008 gezeigt hat. Der Goetheturm in Frankfurt, ein Fachwerkturm aus relativ kleinen Querschnitten, die zudem mit Teeröl imprägniert waren, ist 2017 aber komplett abgebrannt.

Brandstiftung geschieht in der Regel nachts und es ist nicht davon auszugehen, dass sich auf dem Turm noch Personen befinden. Die Baurechtsbehörden sehen normalerweise auch nicht vor, dass für den Fall der Brandstiftung besondere Rettungskonzepte erarbeitet werden müssen.

Haben die Türme aber Ähnlichkeit mit Gebäuden, kann es vorkommen, dass von Bauherrnseite vergleichbare Anforderungen an den Brandschutz gestellt werden. Beim Himmelsstürmer in Schwäbisch-Gmünd (2014) konnte der Gemeinderat auch mit einem Brandschutzgutachten nicht restlos überzeugt werden. Gerade die Entrauchung wurde als Problem eingestuft, so dass sehr aufwändige Maßnahmen ergriffen werden mussten (u. a. Abschließbarkeit, F60, Brandabschnitte, Sprinkleranlage).

Es empfiehlt sich, schon frühzeitig eine erfahrene Brandschutzgutachterin hinzuzuziehen. Beim Bannwaldturm haben wir, nach der Erfahrung in Schwäbisch-Gmünd, die Gebäudeähnlichkeit durch größere Öffnungen vermieden und mit einem Brandschutzgutachter vorab Bauherrnschaft, Feuerwehr und Baurechtsbehörde überzeugen können, dass für den Bannwaldturm nicht die gleichen Anforderungen wie beispielsweise für Wohngebäude gelten können. Das Ergebnis waren sinnvolle Maßnahmen, die geringen Einfluss auf Gestaltung und Wirtschaftlichkeit hatten (Betonsockelgeschoss, F30, Brandriegel in der Fassade) [4].

## 2.3 Gestaltung – Tragwerk

„Die Baukunst ist unteilbar! [Auch bei Ingenieurbauwerken steht der] Anspruch auf gestalterische Qualität gleichberechtigt neben [der] Funktion.“ [5]

Bei Türmen und Brücken steht der Bauingenieur vor der manchmal ungewohnten Aufgabe, über die im Hochbau übliche Weise hinaus zusammen mit der Architektin zu entwerfen oder sogar alleine für die gesamte Planung verantwortlich zu sein. Über die Schwierigkeit dieser Aufgabe haben viele herausragende Ingenieure berichtet. Es kann hilfreich sein, sich bewusst zu machen, wie z. B. Jörg Schlaich die „mühsame Lust“ des (Ingenieur-) Entwurfs beschreibt:

„Den Ort anschauen, grübeln, skizzieren, abschätzen, gewichten, wieder und wieder skizzieren, unzufrieden weglegen, kämpfen, schwanger gehen, andere fragen, schwitzen, bis sich schließlich aus einer Vielzahl von Alternativen die Lösung herauschält. [Es gibt dabei] Entwurfsstrategien, etwa bei einer komplexen Aufgabe das schwierigste Teilproblem zuerst anzugehen, es aber so einfach wie möglich zu lösen, um dann die einfacheren Teilprobleme mit den ausgesparten Fragen zu belasten, wodurch sich für alle eine einheitliche Lösung ergibt.“ [6]

Oder wie Heinz Hossdorf mit der Formsuche ringt und über die „die erkenntnislogische Unmöglichkeit der deduktiven statischen Formfindung“ [7] sinniert:

„Bei der unvoreingenommenen Suche nach einer kreativen Formlösung ist daher ein leeres Blatt Papier der bessere Berater als der Seitenblick auf die zufällige und limitierte Sammlung von Tragwerkstypen.“ [7]

Wobei man hier mit Stefan Polónyi widersprechen und neben dem berühmten weißen Blatt Papier auch die Vorzüge der Formfindung mit Hilfe des Computers betonen könnte:

„Die [durch den Computer] gewonnene gestalterische Freiheit sollten wir dazu nutzen, unsere Tragwerke zu anthropomorphisieren, das heißt, sie so zu formen, dass sie nicht allein die Tragfunktion erfüllen, sondern auch im Bereich der Kunst ihren Platz finden.“ [9]



Ein interessanter Begriff ist für den ingenieurwissenschaftlich ausgebildeten Planer die „konstruktive Ehrlichkeit“ [6]. Und weiter das von Jürg Conzett geprägte „konzeptionelle Konstruieren“ [9], mit der Einteilung des Entwurfsprozesses in Ausgangspunkt - Konzeption – Resultat:

"Die Idee einer Denk-Ökonomie scheint auf: mit grundlegenden Gedanken mehrere Probleme gleichzeitig an der Wurzel zu packen. Ist es letztlich das konzeptionelle Denken, dass den Ingenieurberuf charakterisiert?" [9]

Mit dem „konzeptionellen Konstruieren“ wurde in [4] auch der Entwurfsprozess des Bannwaldturms beschrieben (Abb. 3).

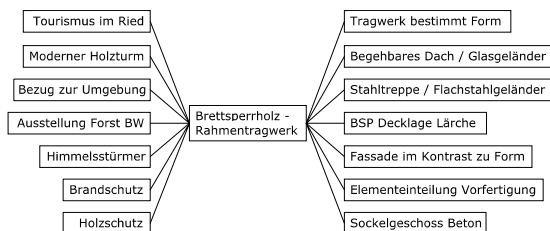


Abb. 3 Schmetterlingsfigur, Ausgangspunkt – Konzeption – Resultat, am Beispiel Bannwaldturm Ostrach [4]

Wir haben gute Erfahrungen gemacht, Türme aus relativ einfachen statischen Systemen zu entwerfen. Das Tragwerk bildet die Konzeption und alle anderen Bauteile werden hierzu in Bezug gesetzt.

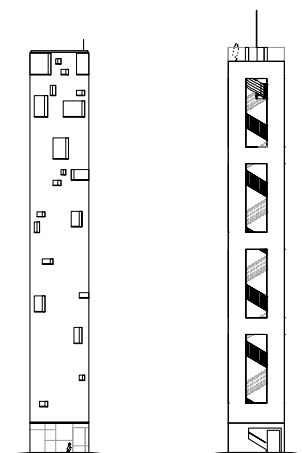


Abb. 4 Scheibe und Rahmen. Himmelsstürmer und Bannwaldturm

Beispielsweise sind die beiden Brettspertholztürme in Schwäbisch-Gmünd und in Ostrach (Abb. 4) statisch gesehen einfache Scheiben bzw. Rahmen. Fensteröffnungen und Fassade wirken der strengen Form jedoch entgegen, ohne sie dekorativ zu verdecken.

Auch kann es interessant sein, ein einfaches System so zu variieren, dass auf den ersten Blick eine neue Form entsteht. Das Krähenest in Lahr besteht aus drei einfachen Strebenböcken, aber auf den Laien wirkt das Tragwerk viel komplexer als es ist. Zusammen mit der nestartigen Brüstung aus Robinie wirkt der Turm sehr verspielt und nicht so rational-ingenieurhaft, wie das statische Konzept es vermuten lassen würde (Abb. 5 und 9).

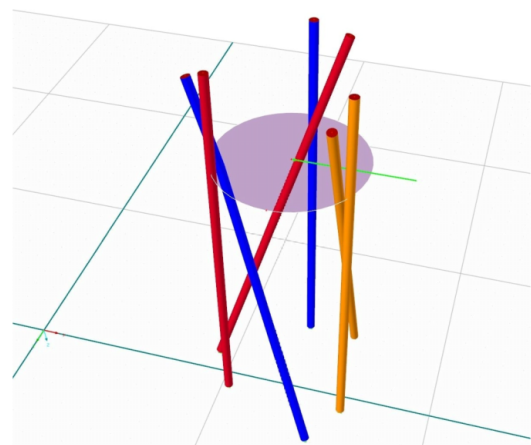


Abb. 5 Räumlicher Strebenbock. Krähenest Lahr

Mit den Algorithmen der computerbasierten Formfindung können natürlich auch viele interessante Lösungen gefunden werden, die für den Turmbau in Frage kommen. Der Pylon für die Fußgängerbrücke in Radolfzell (Abb. 6) ist zwar kein Aussichtsturm, aber doch ein Beispiel für eine Form im Sinne von Stefan Polónyi - die einerseits eine gewisse konstruktive Ehrlichkeit aufweist (die Krümmung wirkt der Pylonbiegung entgegen), andererseits aber auch eine künstlerische Komponente hat (wenn die Seile an der Spitze angreifen würden, bräuhete es die Krümmung nicht).



Abb. 6 Räumlich gekrümmter Pylon. 1. Preis Wettbewerb Fußgängerbrücke Radolfzell (2017), zusammen mit GJL Architekten, Karlsruhe

### 3 Rundholztürme

Die ersten beiden Rundholztürme, die Andreas Wirth als Statiker begleitet hat, waren der Weißstannenturm in Kehl und der Eichbergturm in Emmendingen.

Der Weißstannenturm (Abb. 7) ist das Herzstück der Landesgartenschau 2002, ein Raumfachwerk aus drei tragenden Weißstannenstämmen, umringt von auskragenden Treppenpodesten. Die senkrechten Stämme sind durch Stahl-Auskreuzungen ausgefacht und die Knotenpunkte so konstruiert, dass die Stämme heutzutage in die GK 3.1 eingestuft werden würden. Nach Fertigstellung kam es am Fußpunkt zu größeren Radialrissen, die mit Epoxidharz nachverpresst wurden. Die Weißstannenstämmen sind kessel-druckimprägniert. Durch den vorteilhaften Standort kann eindringendes Wasser schnell austrocknen, so dass auch nach 16 Jahren Standzeit die Stämme in einem guten Zustand sind.

Ein Brandschutzgutachten war bei der Genehmigung nicht erforderlich. Allerdings kam es zu einem Brandfall im Jahr 2008, als auf einer der oberen Podeste ein Stamm mit Hilfe von Brandbeschleunigern angezündet wurde. Der Schaden war glücklicherweise begrenzt, so dass eine Verstärkung mit Stahlprofilen ausreichend war, um den Turm zu sanieren.

Aus gestalterischen Gründen wurde im Entwurfsprozess gefordert, dass eine der oberen Stahlauskreuzungen entfällt. Die Plattform ist daher relativ torsionsweich.



Baujahr	2002
Höhe	43 m (Plattform 34,5 m)
Elemente	Rundholzstämmen Weißstanne
System	Raumfachwerk
Bauort	Landesgartenschau Kehl
Architekt	Werkgruppe Lahr
Statik	Andreas Wirth, Freiburg
Holzbau	Holzbau Haag, Kehl-Kork Holzbau Langenbach, Lahr

Abb. 7 Steckbrief Weißstannenturm

Der Eichbergturm in Emmendingen (Abb. 8) ist mit einer Gesamthöhe von 53,2 m der höchste Holz-Aussichtsturm in Baden-Württemberg. Entworfen vom Bauingenieur Peter Lenz aus Emmendingen und gefördert durch Spenden und einen Turmbauverein, ist der Eichbergturm ein schönes Beispiel dafür, dass sorgfältige Planung und demokratischer Einbezug der Bürgerinnen zu regional großer Verbundenheit mit dem Turmbauwerk führen können.

Dieser Verbundenheit war es zu verdanken, dass, obwohl die Druckimprägnierung der unteren Douglasienstämmen keinen ausreichenden Holzschutz gewährleistet hat und die Stämme teilweise ausge-

tauscht worden sind, die öffentliche Diskussion über die Sanierung weniger emotional war, als beim zeitgleich sanierten Schlossbergturm in Freiburg (s. o.).



Baujahr	2005
Höhe	53,2 m (Plattform 43,2 m)
Elemente	Rundholzstämmе Douglasie
System	Raumfachwerk
Bauherr	Verein Eichbergturm e.V.
Entwurf	Peter Lenz, Emmendingen
Statik	Peter Lenz / Andreas Wirth
Holzbau	Holzbau Büker, Eichstetten

Abb. 8 Steckbrief Eichbergturm

Trotzdem zeigt die Erfahrung mit dem Eichbergturm, dass die Kesseldruckimprägnierung von Rundhölzern aufgrund der auftretenden Radialrisse mit großen Risiken behaftet ist (siehe Abschnitt 2.1).

Beim Aussichtsturm für die Landesgartenschau in Lahr 2018 (Abb. 9) standen wir vor der Aufgabe, dass der Titel des Turms, das „Krähennest“, bereits von Bauherrenseite vorgegeben war. Nach den gemischten Erfahrungen mit Rundholztürmen haben wir zwei Brettsperrholztürme mit Fassaden errichtet (siehe Abschnitt 4), aber für ein Nest kam eine geschlossene Konstruktion nicht in Frage.

Um die bewitterten Baum-Stützen in der Gebrauchsklasse 3.2 trotzdem als Holzkonstruktion ausführen zu können, haben wir acetyliertes Kiefernholz (Accoya ©) eingesetzt.

Dabei konnte auf wissenschaftliche und technische Erfahrungen mit den Holzfachwerkbrücken im niederländischen Sneek zurückgegriffen werden [10]. Accoya hat noch keine Zulassung in Deutschland, trotzdem konnte für dieses wichtige Projekt beim Regierungspräsidium Tübingen – Landesstelle für Bautechnik eine Zustimmung im Einzelfall erreicht werden. Die Verleimung wurde wie bei den Sneek Brücken von der Firma Schaffitzel durchgeführt, das Gutachten für die Zustimmung im Einzelfall von Prof. Dr. H. J. Blaß erstellt und die Verleimung durch die MPA Stuttgart überwacht.



Baujahr	2018
Höhe	Plattform 13,6 m
Elemente	Accoya BSH
System	Strebenbock
Bauherrin	LGS Lahr 2018
Entwurf	IB Andreas Wirth, Freiburg
Statik	IB Andreas Wirth, Freiburg
Holzbau	Holzbau Baumer, Simonswald
Brettschichtholz	Schaffitzel, Schwäbisch Hall
Gutachten Accoya	Prof. Dr. H. J. Blaß

Abb. 9 Steckbrief Krähennest



Das Haupttragwerk des Krähennestes bilden die sechs Rundhölzer, die aus 33 mm Accoya-Lamellen der Sortierklasse A1 zu Brettschichtholz verklebt und anschließend rundgefräst wurden.

Das prägende Element des Turms ist aber das Nest aus Robinienhölzern. Wir haben dafür grundsätzliche statische und gestalterische Angaben gemacht und den Bau dann den, im Spielplatzbau sehr erfahrenen, Mitarbeiterinnen der Fa. Kukuk überlassen.

Bei der Konstruktion von Accoya-Bauwerken ist darauf zu achten, dass alle Verbindungsmittel und Stahlbauteile, die mit dem acetylierten Kiefernholz im direkten Kontakt stehen, mindestens aus nicht-rostendem Stahl 1.4301 sind. Feuerverzinkte Bauteile würden durch die Essigsäure angegriffen.

Laut Gutachten kann Accoya-BSH aus Lamellen der Sortierklasse A1 wie BSH GL22h nach EN 14080 bemessen werden (Tab. 3).

Tab. 3 Vergleich der Bemessungs- und Versuchswerte von Accoya A1

Eigenschaft [N/mm <sup>2</sup> ]	GL22h nach EN 14080	Versuchswerte
Biegung	22	23,6
Zug in Faserrichtung	17,6	21,3
Druck in Faserrichtung	22	40,2
Druck quer	2,5	4,8
Schub	3,5	5,4
$E_{0,g,mean}$	10.500	10.570

#### 4 Brettsperrholztürme

Eine neue Kategorie von Holztürmen wurde durch die Verwendung von Brettsperrholz möglich. Brettsperrholz ist durch die kreuzweise Verleimung der Fichten-Lamellen sehr formstabil und eignet sich besonders für flächige Ingenieurbauwerke.

Der Himmelsstürmer auf der Landesgartenschau in Schwäbisch-Gmünd 2014 (Abb. 10) war der erste Aussichtsturm dieser Bauart und hat bereits ein paar Nachahmer gefunden (Tab. 1).

Das statische System ist die aus Scheiben zusammengesetzte quadratische Röhre. Prägendes gestalterisches Merkmal sind die frei angeordneten Öffnungen. Zusammen mit der Schindelfassade, die mit zunehmender Höhe auch aus Aluminium-Schindeln besteht, entsteht der Eindruck, dass sich der Turm zum Himmel hin auflöst.



Baujahr	2014
Höhe	38,3 m (Plattform 35,3 m)
Elemente	Brettsperrholz
System	Quadratische Röhre
Bauort	LGS Schwäbisch Gmünd
Architekt	KuKuk, Stuttgart
Statik	Andreas Wirth, Freiburg
Brandschutz	TSB, Darmstadt
Holzbau	Schlosser Holzbau, Jagstzell

Abb. 10 Steckbrief Himmelsstürmer

Die in Kapitel 2 bereits erwähnten Schwierigkeiten mit dem Brandschutz waren lehrreich. Der Holzschutz von außen wird durch die Fassade gewährleistet. Durch die Öffnungen eindringendes Regenwasser wird im Turm abgeführt. Durch Langzeitmonitoring wurde bestätigt, dass die Holzfeuchte in den massiven Brettsperrholzquerschnitten keine großen Änderungen erfährt und keine innenseitige Verkleidung des Fichten-Brettsperrholzes erforderlich ist.

Der Bannwaldturm in Ostrach (Abb. 11) war das erste Turmprojekt, bei dem wir auch die Gestaltung zu verantworten hatten. Nach den Erfahrungen in Schwäbisch-Gmünd haben wir gezielt versucht, die Gebäudeähnlichkeit zu vermeiden. Das Haupttragwerk ist der Vierendeelträger, bzw. Rahmen, unterstützt durch die innere Aussteifung über die Treppenwangen und Podeste.



Baujahr	2016
Höhe	38,8 m (Plattform 37,5 m)
Elemente	Brettsperrholz
System	Rahmentragwerk
Bauherrin	Gemeinde Ostrach
Entwurf	IB Andreas Wirth, Freiburg
Statik	IB Andreas Wirth, Freiburg
Brandschutz	Bauart, Darmstadt
Holzbau	Grossmann Bau, Rosenheim

Abb. 11 Steckbrief Bannwaldturm

Im Entwurfsprozess wurde versucht, alle sekundären Bauteile mit dem prägenden Rahmen in Verbindung zu bringen: Die filigranen Stahltreppen und die Glasbrüstung sind bewusst zurückhaltend. Die Fassade dagegen besteht aus verschiedenen starken Rhombus-Lärchenleisten, was der strengen Form eine natürliche Struktur gegenüberstellt [4].

Durch die großen Öffnungen können größere Wassermengen auf die Turmwandungen treffen. Vorab wurde die Menge mit Regenstudien im CAD abgeschätzt. Statt für eine Innenfassade haben wir uns für eine Decklage aus Lärche entschieden. Am Bauwerk finden regelmäßig Holzfeuchtemessungen statt.

## 5 Bemessung

Bei der Bemessung von Aussichtstürmen sind hauptsächlich drei Themen maßgebend: Windlastannahmen, Gebrauchstauglichkeit / Schwingungen und die „richtige“ Modellbildung.

Die meisten Aussichtstürme werden aus Gebrauchstauglichkeitsgründen so steif sein, dass sie bzgl. Windböen als nicht schwingungsanfällige Bauwerke gelten. Der Nachweis kann für Kragträger nach Gleichung NA.C.6 DIN EN 1991-1-4/NA geführt werden. Anschließend empfiehlt sich die Ermittlung der Gesamtwindlast anhand der Kraftbeiwerte aus DIN EN 1991-1-4 Abschnitt 7.6 bis 7.9.

Aus der Bemessung von Fußgängerbrücken wissen wir, dass genauere Untersuchungen bei Eigenfrequenzen von ca. 1,3 Hz bis 2,3 Hz erforderlich werden. Dieser Bereich entspricht den möglichen Schrittfrequenzen der Nutzerinnen und kann zu vertikalen Schwingungen anregen. Horizontale Anregung durch den sogenannten „Seemannsgang“ findet im Bereich von 0,5 Hz bis 1,2 Hz statt.

Für Turmbauwerke gibt es, was die Gebrauchstauglichkeit und Schwingungen angeht, keine normativen Vorgaben. Holztürme dürfen schwingen! Besucher nehmen einen maßvoll schwingenden Aussichtsturm normalerweise nicht als störend wahr. Unserer Erfahrung nach sind es vor allem die Torsionsschwingungen, die unangenehm sein können. Darum empfehlen wir, Torsionseigenfrequenzen zwischen 1,4 Hz und 2,0 Hz zu vermeiden.

Als Anhaltswert für die Bemessung von Aussichtstürmen kann die Tab. 4 mit rechnerischen Verformungsgrößen dienen. Wie bereits erwähnt, fällt der Weißtannenturm etwas aus der Reihe. Der Weißtannenturm schwingt relativ stark, wird aber trotzdem gut angenommen.

Tab. 4 Rechnerische Verformungswerte

Turm	H m	$u_{10kN}$ mm	$f_H$ Hz	$f_T$ Hz
Weißtannenturm	35	16,7	2,1	1,9
Eichbergturm	43	3,5	1,5	2,7
Himmelsstürmer	35	3,1	1,7	4,1
Bannwaldturm	37	3,4	1,5	2,7
Krähenest	14	2,8	2,3	3,9

mit

H Plattformhöhe

$u_{10kN}$  Horizontalverformung unter 10kN

$f_H$  1. Eigenfrequenz Horizontalschwingung

$f_T$  1. Eigenfrequenz Torsionsschwingung

Ein Vorteil bei der Bemessung von Aussichtstürmen ist, dass das übergeordnete System meist der Kragarm ist, d. h. Fundamentlasten und Hauptschnittgrößen können leicht händisch abgeschätzt werden.

In vielen Fällen kommt man um ein Globalmodell nicht herum. Natürlich ist es aber die Aufgabe der Tragwerksplanerin (und nicht nur des Prüfindgenieurs), das Modell auf Plausibilität zu prüfen und die Berechnungen so einfach wie möglich zu halten.

Gerade bei der Bemessung von Brettspertholztürmen gibt es noch einige offene Fragen bzgl. Steifigkeitsmatrix, Bemessungsschnitte und Umgang mit Singularitäten. Das kürzlich erschienene Handbuch [11] enthält gute praktische Lösungsansätze.

## 6 Literatur

- [1] Weible, R. (2018): Die neue Lust am Turmbau. Badische Zeitung, 07.07.2018.
- [2] Holzdatenbank – Wege zum Holz. Landesforsten Rheinland-Pfalz. [www.wegezumholz.de](http://www.wegezumholz.de), Aufgerufen am 23.07.2018.
- [3] Höhl, S. und Röderer, A. (2015): SC Stadion aus Holz? Badische Zeitung, 24.06.2015.
- [4] Haker, J. (2016): Aussichtstürme aus Brettspertholz. Tagungsband Internationales Holzbau-Forum IHF 2016, Band II, S. 285-294.
- [5] Schlaich, J. (2002): Die Baukunst ist unteilbar! Beton- und Stahlbetonbau 97, H. 10.
- [6] Schlaich, J. (2003): Interview in: leicht weit, Light Structures. Jörg Schlaich Rudolf Bergermann, S. 8-15.
- [7] Hossdorf, H. (2003): Das Erlebnis Ingenieur zu sein. Birkhäuser. S. 121 ff.
- [8] Polónyi, S. und Walochnik, W. (2003): Architektur und Tragwerk. Ernst & Sohn. S.336.
- [9] Conzett, J. (2005): Konzeptionelles Konstruieren. Beton- und Stahlbetonbau 100, H. 5, S. 422-425.
- [10] Erhardt R. und Schaffitzel J. (2008): Die offene Holzfachwerkbrücke in Sneek – ein innovatives Bauwerk für den Schwerlastverkehr. Karlsruher Tage 2008.
- [11] Wallner-Novak M. et al. (2018): Brettspertholz Bemessung Band II. proHolz Austria.

## 7 Autor

Johann Haker, M. Sc.

Ingenieurbüro Andreas Wirth  
 Marie Curie Str. 1  
 79100 Freiburg  
[www.wirth-baustatik.de](http://www.wirth-baustatik.de)

Kontakt:  
[johann@wirth-baustatik.de](mailto:johann@wirth-baustatik.de)

# 15 Jahre Erfahrung mit Brettsperrholzbauten

Philipp Zumbrunnen

## Zusammenfassung

Brettsperrholz (BSP) hat sich während den letzten 20 Jahren von einem ziemlich unbekanntem Nischenprodukt zu dem Trendprodukt im internationalen Holzbau entwickelt. Es entstehen weltweit immer größere und vor allem höhere Bauwerke mit der Verwendung von Brettsperrholz. Es ist ein regelrechter Hype um diese neue Bauweise, aber auch um den Holzbau allgemein und dies nicht nur in den traditionellen Holzbauregionen.

Dieser Boom lässt sich nicht nur am Interesse von Architekten und deren Projekten auf allen Kontinenten erkennen, sondern auch auf der Herstellerseite hat Brettsperrholz Bewegung in die Industrie gebracht. Neue Brettsperrholzwerke entstehen momentan auf der ganzen Welt, auch in für den Holzbau neuen Märkten. Außerdem steigen neue Unternehmen in den Markt ein und werden so den Holzbau nachhaltig verändern. Holzbau erobert nicht nur den urban Raum zurück, sondern er wird auch als Hightech-Industrie angesehen.

## 1 Einleitung – EURBAN Limited

Brettsperrholz, ein sehr erfolgreiches Produkt im Holzbau, hat sich in den letzten 20 Jahren von einem Nischenprodukt zu einem richtigen Trendprodukt entwickelt. Als Brettsperrholz in den 90er Jahren entwickelt wurde, konnte sich wahrscheinlich niemand vorstellen, welchen Einfluss dieses Produkt auf den modernen Holzbau haben wird. Entwickelt in der Alpenregion von Zentraleuropa, hat es sich mittlerweile über die ganze Welt ausgebreitet. Bauprojekte unter der Verwendung von Brettsperrholz sind in den letzten Jahren auf allen Kontinenten der Welt entstanden. Außerdem wurden Produktionsanlagen für Brettsperrholz mittlerweile auch in allen Regionen der Erde erstellt. Brettsperrholz ist mittlerweile ein international bekanntes und verwendetes Produkt.

Der Ursprung von Brettsperrholz, wie wir es heute kennen, ist in den 90er Jahren in der Alpenregion von Zentraleuropa (Deutschland, Österreich & Schweiz), den sogenannten DACH-Ländern, zu finden. Hier wurden die ersten Platten hergestellt, getestet und auch verbaut. Mitte der 90er Jahre entstanden so die ersten Bauten, und die ersten Produktionen speziell für Brettsperrholz wurden aufgebaut. Einer der ersten großen Exportmärkte für Brettsperrholz war Großbritannien, es war einer der sogenannten „early adopters“ und ist auch heute noch einer der Top 5 Absatzmärkte für Brettsperrholz.

Das erste Gebäude in Großbritannien, wo Brettsperrholz verwendet wurde, entstand im Jahr 2000 und ist eine Musikschule. Bei diesem Projekt wurde die Dachkonstruktion in Brettsperrholzbauweise ausgeführt, welche von einer konventionellen Mauerwerkskonstruktion getragen wird. Bei der doch etwas komplizierten Dachform konnte Brettsperrholz eindrücklich unter Beweis stellen, wozu dieses Produkt fähig ist.

Die Firma EURBAN Limited wurde im Jahre 2003 gegründet, da das große Potenzial von Brettsperrholz als neue Bauweise erkannt wurde. Außerdem wurde die Lücke und das Bedürfnis am britischen Markt von den zwei Gründern Liam Dewar und Jonathan Fovargue sehr schnell erkannt.

Das Interesse der Architekten war geweckt, nur fehlte es an Ingenieuren und Unternehmern, welche wussten, wie Projekte mit diesem neuen Material umzusetzen sind. So wurde die Firma EURBAN Limited als auf Holzbau spezialisiertes Ingenieurbüro und ausführendes Unternehmen gegründet. Im gleichen Jahr konnten dann auch das erste komplett in Brettsperrholzbauweise realisierte Gebäude in Großbritannien erstellt werden. Es handelt sich um einen Erweiterungsbau für die Caldicott School.



Abb. 1 Caldicott School, ©Henley Halebrown Rorrison

Diese war der Start zu einer wahren Erfolgsgeschichte für Brettsperrholz auf dem britischen Markt. Die Firma EURBAN konnten in den letzten 15 Jahren etwa 300 Projekte in Brettsperrholz verwirklichen. Im gesamten dürfte sich die Zahl von Brettsperrholzobjekten in Großbritannien bei gegen 1000 bewegen. Hierbei handelt es sich um die unterschiedlichsten Bauten von Einfamilienhäusern über Schulbauten bis hin zu mehrgeschossigen Wohngebäuden.



Abb. 2 Bridport House, London UK



## 2 15 Jahre Brettsperrholz in UK

Brettsperrholz wurde schon am Anfang besonders von Architekten gefördert und oft in die Projekte eingearbeitet. Sie haben bereits damals schon die neuen Möglichkeiten erkannt, welche die Brettsperrholzbauweise ihnen bietet. Dies ist zum einen, das Material zu zeigen und somit die sichtbaren Holzoberflächen als Designelement zu verwenden, oder auch die Möglichkeit, sehr komplexe Formen zu verwirklichen. Für die Architekten taten sich somit im Holzbau vorher nicht dagewesene Anwendungen auf. So wurde schon früh Brettsperrholz als gestalterisches Element in den unterschiedlichsten Bauten eingesetzt. Besonders bei Einfamilienhäusern wurden sehr komplexe Tragwerke verwirklicht, welche mit traditionellen Methoden sehr aufwendig und damit auch teuer sind. Ein Beispiel für ein solches Projekt ist Dune House an der Küste von Suffolk. Das Erdgeschoss mit seinen raumhohen Fenstern wurde in Stahlbeton ausgeführt und das Obergeschoss mit seiner komplexen Dachform komplett in Brettsperrholz.



Abb. 4 Dune House, ©Mole Architects

Bei diesen Projekten wurden auch die neuen Möglichkeiten der CNC-Fertigung unter Beweis gestellt und die Vorteile der Integration von CAD-CAM in der frühen Planungsphase.



Abb. 5 Dune House Montage Dach

Den wirklichen Durchbruch auf dem britischen Markt gelang Brettsperrholz mit dem Einsatz in unzähligen Schulbauten. Mitte der Nullerjahre lancierte die damalige britische Regierung ein großes Programm zur Erneuerung von Schulen im ganzen Land. Durch dieses sogenannte „Building Schools for the Future“ Programm stieg der Bedarf nach neuen Schulen schlagartig an und nur mit den traditionellen Bauweisen konnte dieser Bedarf nicht gedeckt werden.

Dies öffnete einen sehr großen Markt für Brettsperrholz und es wurden rund 500 Projekte im Bildungssektor in Brettsperrholz gebaut. Bis heute ist dieser Sektor sehr wichtig für den Absatz von Brettsperrholz.






2008 /2012 ST Agnes	2010/2011 Waingels	2013 Ickburgh	2014 Mossbourne	2017 Clay Farm
				
© Willmott Dixon 2,300m <sup>2</sup> /300m <sup>2</sup> Manchester	© Hulston + Crow 12,900m <sup>2</sup> Reading	© Stora Enso 5,200m <sup>2</sup> London	© Jack Hobhouse 4,200m <sup>2</sup> London	© David Grandorge 3,500m <sup>2</sup> London

Abb. 3 Ausgewählte Schulprojekte

Bei Schulbauten werden von den Architekten besonders die gestalterischen Möglichkeiten der Sichtoberflächen geschätzt und auch häufig eingesetzt. Andere Holzprodukte wie Brettschichtholz und Hohlkastenelemente mit Akustikoberflächen kommen hier ebenfalls sehr oft zum Einsatz.



Abb. 6 Waingels College, ©Hufton + Crow

Generalunternehmer und auch Kunden schätzen an der Brettspertholzbauweise Eigenschaften wie die verkürzte Bauzeit und der geringere Einfluss auf die Nachbarn und den Schulbetrieb. Dies ist besonders wichtig, da es sich bei diesen Projekten häufig um Erweiterungs- oder Ersatzbauten auf dem bestehenden Schulareal handelt. Mit der Brettspertholzbauweise können die Lärmemissionen, welche während dem Baubetrieb entstehen, gegenüber einer konventionellen Bauweise stark verringert werden. Dies ist ein massiver Vorteil für den Schulbetrieb.



Abb. 8 Sporthalle Passmores School, ©Tim Crocker

Neben den Gebäuden für die Unterrichtsräume konnten viele Sporthallen und Mehrzweckhallen in Holzbauweise erstellt werden. Die Leistungs- und Konkurrenzfähigkeit des Holzbaus, auch bei weiter gespannten Tragwerken, konnten dadurch unter Beweis gestellt werden. So sind in den letzten Jahren viele ästhetisch sehr ansprechende Holzbauwerke entstanden, welche auch das Zusammenspiel von verschiedenen Holzprodukten im Ingenieurholzbau aufzeigen.

Neben den Schulbauten wurden verschiedene andere Bauten für die öffentliche Hand erstellt. Dies sind unter anderem Mehrzweckgebäude für Schulen und Universitäten, die aber sehr häufig auch der Allgemeinheit offenstehen. Ebenfalls wurden Gemeindezentren und Kindertagesstätten in der Brettspertholzbauweise verwirklicht. Diese ermöglicht der breiten Öffentlichkeit den Zugang zu modernen Holzbauten und hilft somit das Verständnis und Akzeptanz für den Holzbau zu fördern. Dies ist sehr wichtig, da Holzbauten in Grossbritannien noch nicht zur Norm gehören.

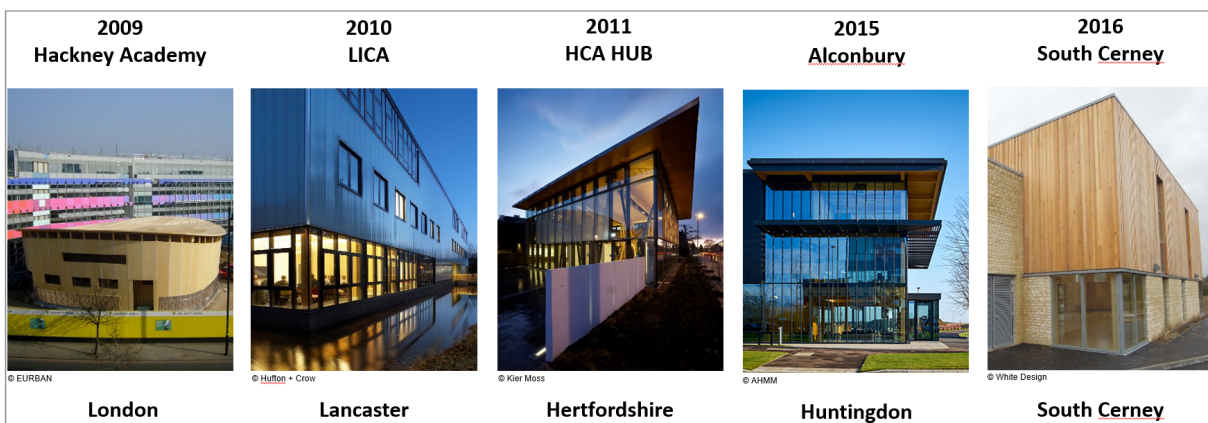


Abb. 7 Ausgewählte öffentliche Bauten



Das mit Abstand grösste Interesse weltweit ist aber mit Sicherheit im Bereich der mehrgeschossigen Wohnbauten entstanden. Solche Bauten werden mittlerweile in allen Ecken der Welt geplant und auch gebaut. Viele von den sehr hohen Projekten sind zwar noch Projektstudien, aber es konnten doch schon Gebäude mit bis zu 18 Stockwerken in Brettsperrholz erstellt werden.



Abb. 9 Press House, London

### 3 Entwicklung des mehrgeschossigen Holzbaues für den Wohnbau in UK

Das erste mehrgeschossige Brettsperrholzprojekt in Großbritannien ist ein 5-geschossiges Wohn- und Bürogebäude. Das Projekt Waterson Street wurde 2005 von der Firma EURBAN geplant und erstellt. Zu dieser Zeit war es eines der höchsten und auch ersten mehrgeschossigen Brettsperrholzbauten der Welt.



Abb. 10 Waterson Street, London UK, ©Quay2c

Waterson Street ist auch eines der ersten mehrgeschossigen Holzbauprojekte, das komplett in Holz gebaut wurde, da auch die Treppenkerne und der Liftschacht in Holz ausgeführt wurden, was bis vor kurzem in den meisten zentraleuropäischen Ländern nicht möglich war.



Abb. 11 Bridport House, ©Ioanna Marinescu

Das mehrgeschossige Bauen mit Brettsperrholz hat sich in den letzten 10 Jahren stark verbreitet in Großbritannien. So konnten um die 30 Bauten erstellt werden, welche 5 oder mehr Geschosse aufweisen. Besonders in den letzten zwei bis drei Jahren wurden immer mehr solcher Projekte ausgearbeitet und auch gebaut. Es scheint, als ob der Holzbau immer mehr aus der Nische treten kann und es zur Normalität wird, mehrgeschossige Wohnungsbauten in Holz zu erstellen. Hierbei zeigt sich ganz klar, dass ein großes Potenzial im Bereich von 6 bis 10 Geschossen für Brettsperrholz besteht. Sechs Geschosse wird als Grenze für den Holzrahmenbau angeschaut, und viele dieser Projekte sind für den Betonbau unwirtschaftlich, da sie meist eher klein sind. Außerdem bleibt die Gebäudehöhe bei 10 Geschossen noch unter der Höhe von 30 Metern, welche eine Grenze im Brandschutz darstellt. Ab 30 Metern muss der Feuerwiderstand der Tragstruktur 120 Minuten betragen, welches die Bauweise wieder teurer macht. Es ist aber absolut möglich, auch höher zu bauen, dies bleibt aber besonders eine mentale Barriere.

Der Bedarf an Wohngebäuden zwischen 6 und 10 Geschossen ist am größten, das haben die etlichen gebauten Beispiele schon gezeigt. Es besteht ein großes Verständnis sowie Akzeptanz bei den Kunden und Planern.



Abb. 12 Ausgewählte mehrgeschossige Bauten

Ein wichtiger Trend ist auch bei der Größe der Projekte zu erkennen, diese wachsen immer mehr in die Breite und nicht nur in die Höhe. Ging es vor 5 Jahren meist noch um die Höhe eines Projektes, ist es heute mehr und mehr die Anzahl der Wohneinheiten. Zu Anfang waren es noch eher kleinere Gebäude mit weniger als 30 Wohneinheiten, heutige Projekte mit über 100 Wohnungen sind keine Seltenheit mehr.

Das Bauen mit Brettsperrholz wird auch immer mehr von großen Investoren und Projektentwicklern entdeckt und gefördert. Für diese ist besonders die verkürzte Bauzeit gegenüber der herkömmlichen Bauweise wichtig, da dies ihren „Return of Investment“ verbessert. Außerdem können die Kosten, dank der Anwendung von BIM und anderen digitalen Tools, genauer ermittelt und auch kontrolliert werden. Dies bedeutet mehr Sicherheit für den Investor.

Faktoren wie die umweltschonendere Bauweise sind momentan noch eher sogenannte „Soft Facts“, wer-

den aber immer mehr zu Marketingzwecken eingesetzt. Diese „Soft Facts“ werden auf Märkten mit einem Überangebot an Wohnungen immer wichtiger, zumal auch das Kaufverhalten sich doch auch immer mehr in diese Richtung verschiebt.

Bei den Planern und Generalunternehmern steigt das Wissen über das Bauen mit Brettsperrholz stetig an, und jedes weitere fertiggestellte Projekt hilft. Dadurch werden neue Projekte vermehrt von Anfang an in Holz angedacht und auch geplant. Das macht die Projekte effizienter für den Holzbau und somit vor allem kostengünstiger. Vermehrt wird schon zu Beginn der Holzbauspezialist ins Planungsteam mit einbezogen, was eine sehr positive Entwicklung darstellt, da es sehr wichtig ist, von Beginn an Aspekte wie die Herstellung und Montage der Holztragstruktur bei der Planung zu berücksichtigen. Hierfür ist das sogenannte DfMA „Design for Manufacture and Assembly“ ein wichtiger Bestandteil und kann den Erfolg eines Projektes sehr stark beeinflussen.



## 4 Statische Konzepte für den mehrgeschossigen Wohnungsbau

Brettsperrholz wird häufig nur für die tragenden Bauteile verwendet, nichttragende Wände werden meist in Leichtbauweise, sei dies mit Holz- oder Blechständer trockenbauwänden, ausgeführt. Dies beruht vor allem auf ökonomischen Überlegungen, da eine Trockenbauwand günstiger ist und bei denselben Dicken üblicherweise die besseren akustischen Werte erreicht. Die Decke, das Dach und auch die Wände der Erschließungskerne werden üblicherweise mit Brettsperrholz ausgeführt; hier kann es seine vollen Vorteile ausschöpfen. Besonders bietet es eine sehr gute Alternative zu den üblichen Erschließungskernen in Stahlbeton. Für die vertikale Lastabtragung kommen meistens drei unterschiedliche Konzepte zur Anwendung; das „Column System“, das „Honeycomb System“ und das „Party Wall System“.

### 4.1 Column Systems

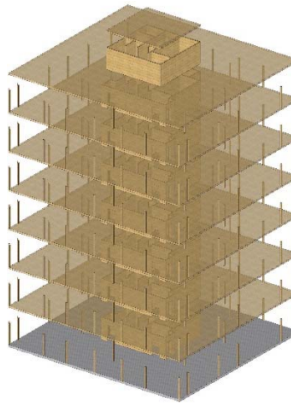


Abb. 13 Column System

Das „Column System“ ist ein System von Stützen mit Flachdecken und einem Erschließungskern in Massivholz. Es ist eine Adaption der herkömmlichen Bauweise, welche wir vom Stahlbeton kennen. Die Ausführung mit reinen Flachdecken ist nicht immer möglich, und es werden häufig Unterzüge in Brettchichtholz eingesetzt, um die gewünschten Stützenraster zu erreichen. Reine Flachdecken wie beim Project Brock Commons in Vancouver erfordern ein geringeres Stützenraster von etwa 3 m x 6 m. Das Stützenraster wird hauptsächlich durch die maximale Plattengröße der Decken bestimmt.



Abb. 14 Brock Commons, Vancouver Kanada

Bei diesem Konzept erfolgt die Aussteifung des Gebäudes über die Erschließungskerne. Zusätzlich können auch noch aussteifende Elemente wie Auskrenzungen zwischen den Stützen oder die Ausführung von steifen Rahmen zum Einsatz kommen. Um eine größere Steifigkeit der Kerne zu erlangen, können diese auch in Stahlbeton ausgeführt werden.

Das „Column System“ bietet die größte Flexibilität für die Nutzung und wird dadurch vor allem für den Bürobau bevorzugt. Bei reiner Holzbauweise wird die Größe des Grundrisses und die Höhe des Gebäudes besonders durch die Aussteifung bestimmt. Bei diesem System besteht noch sehr viel Forschungs- und Entwicklungspotenzial, um näher an den Stahlbetonbau heran zu kommen.

### 4.2 Honeycomb Systems

Beim „Honeycomb System“ werden neben den horizontalen Elementen auch nahezu alle Wände als tragende Elemente angesetzt.

Dies führt zu relativ kurzen Spannweiten und zudem zu einer sehr steifen und robusten Konstruktion. Durch diese Bauweise wird aber die Flexibilität erheblich eingeschränkt und die Wohnungsgrundrisse sollten weitestgehend durchgehend dieselben sein. Dadurch ist die Anwendung mehr oder weniger auf den Wohnungsbau beschränkt. Auch ist eine Mischnutzung des Gebäudes meist nicht möglich. Falls eine solche erwünscht wird, kommt häufig ein Stahlbetonpodium für die ersten Etagen zur Anwendung.

Das „Honeycomb System“ eignet sich sehr gut für hohe und komplexe Bauten, da es eine extrem robuste Bauweise erzielt.

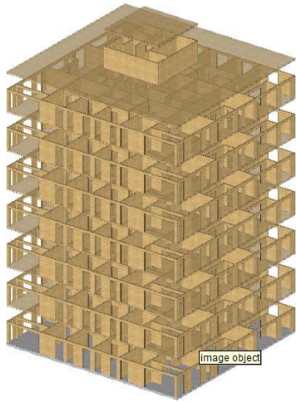


Abb. 15 Honeycomb System

Das „Party Wall System“ hat sich sehr gut auf dem britischen Markt durchgesetzt, und es konnten schon eine große Anzahl von Projekten umgesetzt werden. Es bietet insbesondere für den Wohnungsbau die erforderliche Flexibilität und erlaubt doch eine sehr ökonomische und effiziente Tragstruktur.



Abb. 17 Party Wall System



Abb. 16 Installation Woodberry Down, London

### 4.3 Party Wall Systems

Das „Party Wall System“ reduziert die Anzahl der verwendeten Wände zur vertikalen Lastabtragung, dies erhöht die Flexibilität und bietet doch ein sehr robustes System auch für höhere Gebäude.

Bei dieser statischen Variante werden, wenn möglich, zusätzlich zu den Erschließungskernwänden nur die Wohnungstrennwände und Außenwände in Brettsperrholz gebaut. Wobei es durchaus denkbar ist, die Außenwände nichttragend in einer Leichtbauweise auszuführen.

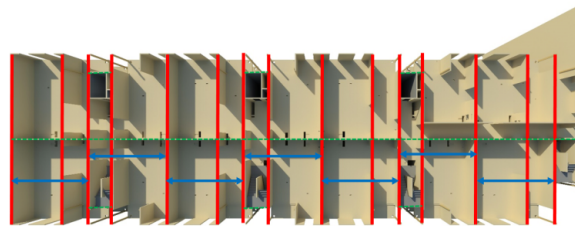


Abb. 18 Statisches Konzept Highpoint Terrace



Abb. 19 Highpoint Terrace, London



Abb. 20 Bridport House, ©Ioanna Marinescu

## 5 Der Holzbau hat Zukunft - eine sehr erfolgreiche und internationale

Dank Brettsperrholz hat der Holzbau enorm an Popularität zugenommen und dies nicht nur in den traditionellen Holzbauländern. International ist ein regelrechter Boom im Holzbau festzustellen. So wird mittlerweile weltweit mit Holz geplant und gebaut; dies auch immer mehr im urbanen Raum und in den Metropolen dieser Erde. Holz wird von den Architekten und Designern als ein modernes und absolut zeitgemäßes Material angesehen. Bauherren und Investoren sind von der Qualität und der Langlebigkeit überzeugt und geben so immer mehr und auch größere Projekte in Auftrag. Die Industrie investiert in die Weiterentwicklung der Produkte und in größere und bessere Produktionsanlagen. So ist die Verfügbarkeit und die weltweite Kapazität nicht nur im Brettsperrholzbereich sehr stark angestiegen. Der ganze Holzbau profitiert durch den Boom um das Brettsperrholz, da es wie ein Katalysator wirkt und so den gesamten Holzbau vorantreibt.

Das Potenzial im Holzbau ist mit Sicherheit noch nicht ausgeschöpft, und in den nächsten Jahren wird die Entwicklung weitergehen, sei dies mit mehr gebauten Projekten als auch im Bereich des Designs und der Produktion. Wir gehen also einer sehr guten Zukunft im Holzbau entgegen:

**“Using CLT is no longer seen as unconventional and the technology has been proven across Europe. CLT has already been used in the UK in buildings up to 11 storeys high. In Austria, Germany, Scandinavia, as well as in Canada and Japan, use of CLT is increasingly considered mainstream.”**

The Farmer Review of the UK Construction Labour Model, Mark Farmer, 2016.

## 6 Autor

Philipp Zumbrunnen

EURBAN Limited  
59 Lafone Street  
London SE1 2LX  
United Kingdom  
[www.eurban.co.uk](http://www.eurban.co.uk)

Kontakt:  
[pz@urban.co.uk](mailto:pz@urban.co.uk)





# Autorenverzeichnis

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß**

Holzbau und Baukonstruktionen, Karlsruher Institut für Technologie, R.-Baumeister-Platz 1,  
76131 Karlsruhe

**Prof. Dr.-Ing. François Colling**

Ing.-Büro Colling, Reifersbrunner Str. 14, 86415 Mering

**Dr.-Ing. Philipp Dietsch**

Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, Arcisstraße 21,  
80333 München

**Johann Haker, M.Sc.**

Ingenieurbüro Andreas Wirth, Marie Curie Straße 1, 79100 Freiburg

**Dipl.-Ing. Peer Janßen**

Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Technische Universität Braunschweig, Schleinitzstraße 21 A,  
38106 Braunschweig

**Univ.-Prof. i.R. Dr.-Ing. Martin H. Kessel**

Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Technische Universität Braunschweig, Schleinitzstraße 21 A,  
38106 Braunschweig

**Dipl.-Ing. (FH) Norbert Rüter**

Fraunhofer-Institut für Holzforschung (WKI), Bienroder Weg 54E, 38108 Braunschweig

**Prof. Dr.-Ing. habil. Jörg Schänzlin**

Hochschule Biberach, Institut für Holzbau, Karlstraße 8, 88400 Biberach a.d.R.

**Dipl.-Ing. Harald Schwab**

Fraunhofer-Institut für Holzforschung (WKI), Bienroder Weg 54E, 38108 Braunschweig

**Tasja Schwenke, M.Sc.**

Fraunhofer-Institut für Holzforschung (WKI), Bienroder Weg 54E, 38108 Braunschweig

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder**

Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Technische Universität Braunschweig, Schleinitzstraße 21 A,  
38106 Braunschweig

**Lukas Windeck, M.Sc.**

Holzbau und Baukonstruktionen, Karlsruher Institut für Technologie, R.-Baumeister-Platz 1,  
76131 Karlsruhe

**Dipl.-Ing. (FH) Philipp Zumbrennen**

EURBAN Limited, 59 Lafone Street, London SE1 2LX, UK



# Tagungsprogramm

## Donnerstag, 04.10.2018

AkademieHotel Karlsruhe, Am Rüppurrer Schloss 40, Tagungsraum

- 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 **Verformungsbasierte Bemessung bei Querdruck**  
Lukas Windeck, M.Sc. (KIT)
- Stiftversagen in Stahlblech-Holz-Verbindungen**  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß (KIT)
- 14:45 Uhr bis 15:30 Uhr *Kaffeepause*
- 15:30 Uhr bis 17:00 Uhr **Die stoffliche Nutzung von nachwachsenden Rohstoffen als Dämmstoffe im Bauwesen – Zusatznutzen und Grenzen**  
Dipl.-Ing. Harald Schwab (Fraunhofer-Institut für Holzforschung – WKI)
- Aussteifende Decken in Holztafelbauart – Empfehlungen für zukünftige Regelungen**  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder (TU Braunschweig)
- Ab 19:00 Uhr *Einladung zum Erfahrungsaustausch im AkademieHotel, mit Buffet und Getränken.*

## Freitag, 05.10.2018

AkademieHotel Karlsruhe, Am Rüppurrer Schloss 40, Tagungsraum

- 09:00 bis 10:30 Uhr **Eurocode 5:2022 – Einführung in die neuen Abschnitte Brettsper Holz und Verstärkungen**  
Dr.-Ing. Philipp Dietsch (TU München)
- Eurocode 5:2022 – Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken**  
Prof. Dr.-Ing. habil. Jörg Schänzlin (Hochschule Biberach)
- 10:30 Uhr bis 11:30 Uhr *Kaffeepause*
- 11:30 Uhr bis 13:00 Uhr **Aussichtstürme aus Holz**  
Johann Haker, M.Sc. (Ingenieurbüro Andreas Wirth)
- 15 Jahre Erfahrung mit Brettsper Holzbauten**  
Dipl.-Ing. (FH) Philipp Zumbrunnen (URBAN Limited)
- Ab 13:00 Uhr *Abschlussgespräche (mit Imbiss).*



# 2018<sup>W</sup>

## KARLSRUHER TAGE 2018

2018 finden die Karlsruher Tage wieder mit dem Schwerpunkt Holzbau statt, dies ermöglicht einen intensiven Erfahrungsaustausch zwischen Forschung und Praxis. Folgende Themenschwerpunkte werden behandelt:

Zurzeit wird der Eurocode 5, die Bemessungsnorm für den Holzbau überarbeitet. Erste Entwürfe über die Bemessung von Brettsperrholz, Verstärkungen und Holz-Beton-Verbunddecken werden vorgestellt. Daneben gibt es einen neuen Lösungsansatz zur verformungsbasierten Bemessung bei Querdruck und einen erweiterten Ansatz für die Berechnung von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln. Auch für die Bemessung von aussteifenden Decken in Holztafelbauart gibt es neue Empfehlungen, die ebenfalls Eingang in den Eurocode 5 finden könnten.

Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen entlasten die Umwelt, indem sie Ressourcen schonen, und leisten einen bedeutenden Beitrag zur Minderung von CO<sub>2</sub>-Emissionen. Über die Forschungsergebnisse, die eine Anwendbarkeit dieser Produkte ermöglichen sollen, wird berichtet.

Die letzten Jahre zeigen, dass der Holzbau auch in die Höhe gehen kann: dies zeigen Aussichtstürme aus Holz, aber auch 15 Jahre Erfahrung mit Brettsperrholzbauten führen zu immer höheren Bauwerken aus Holz.

