



4. Aachener Holzbautagung 2019 12. und 13. September an der FH Aachen

Tagungsband
4. Aachener
Holzbautagung 2019
12. und 13. September
an der FH Aachen

Herausgeber | Prof. Dr.-Ing. Thomas Uibel, Prof. Dr.-Ing. Leif Arne Peterson

Inhalt

Programm	
Vorwort	8
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß	10
Moment-Normalkraft-Querkraft Interaktion in stiftförmigen Verbindungsmitteln von Stahlblech-Holz-Verbindungen	
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Trautz	20
Wenn man mit Schrauben bewehren will ...	
M. Eng. Christian Bedbur, M. Eng. Jonas Thull, Prof. Dr.-Ing. Wilfried Moorkamp, Prof. Dr.-Ing. Thomas Uibel	34
Standardbrücken für Geh- und Radwege	
Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach	46
Holzschutzmaßnahmen für langlebige Holz-Standardbrücken	
Dipl.-Ing. Frank Lattke	58
Von Fichten und Buchen – den Holzbau sollst Du planen!	
AFH-Studienpreis	
Jonas Wübbe, B.A. Architektur	68
GEO-Hangar – Entwicklung eines Flugzeughangars für Forschungsflugzeuge der FH Aachen	
Julia Schneider, B. Eng.	70
Untersuchungen zur Spaltgefahr von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben in acetyliertem Kiefernholz	
Prof. Dr.-Ing. Tobias Schmidt	88
Tragverhalten von Verbindungen für aussteifende Wand- und Deckenscheiben aus Brettsperrholz	
Dr.-Ing. Tobias Wiegand	96
Eurocode 5:2022 – Einführung in die neuen Abschnitte Brettsperrholz und Verstärkungen	
Dipl.-Ing. Reinhard Eberl-Pacan	118
Wir lassen uns nicht verkohlen – Brandschutz im Holzbau	
Prof. Dipl.-Ing. ETH Hermann Blumer	126
Tipps zum Erfolg im Holzbau	
Impressum	138

Programm

Donnerstag, 12. September 2019

Moderation: Prof. Dr.-Ing. Wilfried Moorkamp und Prof. Dr.-Ing. Leif A. Peterson

- 12.30 Uhr **Registrierung, Ausgabe der Tagungsunterlagen, Begrüßungskaffee**
- 13.00 Uhr **Grußworte des Rektorats**
Prof. Dr. rer. nat. Marcus Baumann, Rektor der FH Aachen
- 13.15 Uhr **Grußworte des AFH**
Prof. Dr.-Ing. Thomas Uibel, Vorstand Aachener Freundeskreis der Holzingenieure e. V.
- 13.30 Uhr **Moment-Normalkraft-Querkraft Interaktion in stiftförmigen Verbindungsmitteln von Stahlblech-Holz-Verbindungen**
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Karlsruher Institut für Technologie, Holzbau und Baukonstruktionen
- 14.15 Uhr **Kaffeepause**
- 14.45 Uhr **Wenn man mit Schrauben bewehren will... Erfahrungen und Forschungen zum Einsatz von Vollgewindeschrauben als Verstärkungs- und Fügungsmittel im Ingenieurholzbau**
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Trautz, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Tragkonstruktionen
- 15.30 Uhr **Standardbrücken für Geh- und Radwege**
M. Eng. Christian Bedbur und M. Eng. Jonas Thull, FH Aachen
- 15.55 Uhr **Holzschutzmaßnahmen für langlebige Holz-Standardbrücken**
Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach, Ingenieurbüro Miebach, Lohmar
- 16.20 Uhr **Kaffeepause**
- 16.50 Uhr **Von Fichten und Buchen – den Holzbau sollst du planen**
Dipl.-Ing. Frank Lattke, Lattke Architekten, Augsburg
- 17.35 Uhr **Vergabe des AFH-Studienpreises – Vorstellung der prämierten Abschlussarbeiten**
- 19.30 Uhr **Erfahrungsaustausch im Drehturm Aachen**
Abfahrtszeiten des Shuttles werden separat bekannt gegeben

Freitag, 13. September 2019

Moderation: Prof. Dr.-Ing. Thomas Uibel

- 08.30 Uhr **Begrüßungskaffee**
- 09.00 Uhr **Tragverhalten von Verbindungen für aussteifende Wand- und Deckenscheiben aus Brettspertholz**
Prof. Dr.-Ing. Tobias Schmidt, Hochschule Augsburg
- 09.45 Uhr **Eurocode 5:2022 – Einführung in die neuen Abschnitte Brettspertholz und Verstärkungen**
Dr.-Ing. Tobias Wiegand, Studiengemeinschaft Holzleimbau e. V., Wuppertal
- 10.30 Uhr **Kaffeepause**
- 11.15 Uhr **Wir lassen uns nicht verkohlen – Brandschutz im Holzbau**
Dipl.-Ing. Reinhard Eberl-Pacan, Architekten + Ingenieure Brandschutz, Berlin
- 12.00 Uhr **Tipps zum Erfolg im Holzbau**
Prof. Hermann Blumer, FH Aachen, Fachbereich Bauingenieurwesen
- 12.45 Uhr **Schlussworte**
Prof. Dr.-Ing. Wilfried Moorkamp und Prof. Dr.-Ing. Leif A. Peterson, FH Aachen

Vorwort

In den zwei Jahren seit der letzten Aachener Holzbautagung hat die öffentliche Wahrnehmung und Diskussion um Klimawandel und Umweltschutz noch einmal zugenommen. Hierzu beigetragen haben sicher der Rekordsommer 2018, der anvisierte Kohleausstieg Deutschlands bei der Energieerzeugung, Diesel-Fahrverbote in den Innenstädten und letztlich auch die Aktivistin Greta Thunberg sowie die Bewegung „Fridays for Future“.

Eine nachhaltigere, ressourcenschonendere Entwicklung unserer Gesellschaft ist die einzig mögliche und sinnvolle Reaktion der Menschheit auf die von ihr schon bis jetzt erzeugten Klimaveränderungen. Um ein Leben in Würde für alle Menschen im 21. Jahrhundert zu gewährleisten, dürfen globale Ziele keine unverbindlichen Absichtserklärungen bleiben.

Als Grundlage für nationale Maßnahmen hat die Bundesregierung den Klimaschutzplan 2050 mit dem Ziel einer weitgehenden Treibhausgasneutralität Deutschlands beschlossen. Ein Meilenstein zur Erreichung der Klimaschutzziele stellt die „Charta für Holz 2.0“ dar. In dieser ist das „Bauen mit Holz in Stadt und Land“ eines von sechs Handlungsfeldern zur Steigerung der Holznutzung aus nachhaltiger Forstwirtschaft zugunsten des Klimaschutzes und der Schonung endlicher Ressourcen. Eine vermehrte und dauerhafte Verwendung des Kohlenstoffdioxidspeichers Holz im Bauwesen muss und wird einen nicht unwesentlichen Teil dazu beitragen, die Klimaschutzziele zu erreichen.

Der Holzbau erfährt inzwischen eine größere gesellschaftliche Akzeptanz und auch die baurechtlichen Rahmenbedingungen werden sukzessive verbessert. Die Novellierungen einiger Landesbauordnungen, wie zuletzt in Nordrhein-Westfalen zum 01. Januar 2019, erlauben es inzwischen, auch mehrgeschossige Gebäude der Gebäudeklassen GK 4 und GK 5 in Holzbauweise auszuführen.

Die Einberufung der Kommission „Bauen mit Holz“ durch die Bauministerin des Landes Nordrhein-Westfalen zeigt, dass es inzwischen auch ein politisches Anliegen ist, Holz noch stärker in den Fokus des Bauwesens zu rücken. Dies sollte die Branche nutzen, um die Akzeptanz des Holzbaus weiter auszubauen und um aufzuzeigen, dass Holz – wo immer dies möglich ist – als gleichberechtigter Baustoff etabliert werden muss.

Die zunehmende Digitalisierung wird zu einer weiteren Steigerung der Effizienz in Planungs- und Bauprozessen führen. Gerade bezüglich vorgelagerter Planungsprozesse und Vorfertigung ist der Holzbau sicher schon lange ein Vorbild im Bauwesen. Diesen Vorsprung sollte die Branche nutzen, um ihn auf dem weiten Feld digitaler interdisziplinärer Planungsprozesse mittels BIM einzusetzen.

Der Erfolg des Holzbaus wird oft durch die Holzbauquote ausgedrückt. Dies ist der Anteil der genehmigten Neubauten mit überwiegender Verwendung von Holz in Bezug zur Gesamtanzahl der Baugenehmigungen. Bezogen auf alle Gebäude beträgt die Holzbauquote 2018 im Bundesdurchschnitt 17,8 %. Damit erreicht die relative Verbreitung des Holzbaus erneut einen Höchstwert.

Bei dem Vergleich auf Bundesebene zeigt sich, dass traditionell die südlichen Bundesländer Spitzenplatzierungen bei der Holzbauquote erreichen. Es wird offensichtlich, dass im Norden Deutschlands und insbesondere im industriell und städtisch geprägten NRW durchaus noch viel Potential besteht, die Holzverwendung im Bauwesen zu steigern.

Die Akteure des Holzbaus gerade im Nordwesten Deutschlands zusammenzubringen, ist die Motivation der Aachener Holzbautagung. Die Tagung wird bereits zum vierten Mal vom Fachbereich Bauingenieurwesen der FH Aachen unter Förderung durch den

Aachener Freundeskreis der Holzingenieure e. V. (AFH) veranstaltet. Unser Dank gilt den Referentinnen und den Referenten sowie allen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern der FH Aachen, die durch ihr Engagement diese Tagung erst ermöglichen.

Die Grundlage für den Diskurs mit den Referenten sowie die fachlichen Diskussionen aller Teilnehmer bilden die Vorträge, die Ihnen durch diesen Tagungsband zusammengefasst zur Verfügung gestellt werden.

Die Vorträge der Aachener Holzbautagung 2019 eröffnet Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Ordinarius für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen am KIT Karlsruher Institut für Technologie. In seinem Beitrag erläutert er die neusten wissenschaftlichen Erkenntnisse zu kombinierten Beanspruchungen in stiftförmigen Verbindungsmitteln und zeigt auf, wie sich die Verbindungsmittelbemessung bei der Verwendung von Holzarten höherer Rohdichte entwickeln wird. Anschließend berichtet Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Trautz, Ordinarius am Lehrstuhl für Tragkonstruktionen der RWTH Aachen, über Forschungsergebnisse zur Verwendung von Vollgewindeschrauben in Holzkonstruktionen. M. Eng. Christian Bedbur und M. Eng. Jonas Thull, FH Aachen, stellen erste Ergebnisse aus einem kooperativen EFRE-Forschungsprojekt zur Entwicklung von Standardbrücken für Geh- und Radwege vor. Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach aus Lohmar ergänzt als Kooperationspartner dieses Forschungsprojekts Holzschutzkonzepte zugunsten der Dauerhaftigkeit hölzerner Standardbrücken. Der Planung unter Berücksichtigung neuester Produktionstechniken und deren Besonderheiten, Anforderungen und Möglichkeiten widmet sich Architekt Dipl.-Ing. Frank Lattke und zeigt somit Wege für eine Optimierung der Planung im Zeitalter der fortschreitenden Digitalisierung auf.

Am zweiten Veranstaltungstag berichtet Prof. Dr.-Ing. Tobias Schmidt von der Hochschule Augsburg über Verbindungen für aussteifende Brettsperrholzscheiben. Insbesondere geht er hierbei auf neuartige energiedissipierende Konfigurationen ein. Anschließend gibt der Geschäftsführer der Studiengemeinschaft Holzleimbau Dr.-Ing. Tobias Wiegand Einblicke in die Entwicklung des Eurocodes 5. Seine Vorstellung des Schlusssentwurfes zu Brettsperrholz und Verstärkungen erlaubt auch differenzierte Einblicke in die europäische Normungsarbeit. Dipl.-Ing. Reinhard Eberl-Pacan, Berlin, bereichert die Tagung mit seinem Beitrag zum Brandschutz im Holzbau. Er legt dar, dass Vorbehalte gegenüber dem brennbaren Baustoff Holz aufgrund seines gut kalkulierbaren Brandverhaltens unbegründet sind. Weiterhin stellt er fest, dass trotz novellierter Bauordnungen Anstrengungen erforderlich seien, um Holz auch sichtbar in mehrgeschossigen Gebäuden einzusetzen. Abgeschlossen wird die Tagung vom Holzbauvisionär und Professor der FH Aachen Hermann Blumer. In seinem Referat gibt er seine Erfahrungen in Form von konzentrierten Tipps weiter, die zu einer stärkeren Verbreitung des Holzbaus beitragen.

Es ist uns ein großes Anliegen, mit der Aachener Holzbautagung auch dem dringend benötigten Ingenieurnachwuchs in Praxis und Forschung ein Forum zu geben. Daher nutzt der Aachener Freundeskreis der Holzingenieure auch in diesem Jahr die Gelegenheit zur Verleihung seines AFH-Studienpreises. Die Preisträger, B.A. Jonas Wübbe und B. Eng. Julia Schneider fassen in Kurzvorträgen den Inhalt ihrer prämierten Abschlussarbeiten zusammen.

Wir hoffen, Ihnen mit dem thematisch breitgefächerten Programm der Aachener Holzbautagung und diesem Tagungsband neue Anregungen für Ihre tägliche Arbeit geben zu können und wünschen Ihnen zwei interessante und abwechslungsreiche Tage an der FH Aachen.



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

KIT Karlsruher Institut für Technologie
Holzbau und Baukonstruktionen
Reinhard-Baumeister-Platz 1
76131 Karlsruhe
blass@kit.edu

- 2014 Julius von Haast Fellowship Award der Royal Society of New Zealand
- 2010 Marcus Wallenberg Preis
- 2005 Deutscher Holzbaupreis für innovative Bauprodukte
- Seit 1995 Prüflingenieur für Bautechnik und Partner im Ingenieurbüro
Blaß & Eberhart GmbH
- Seit 1995 Professor für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen und Leiter der
Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, KIT
- 1992 – 2018 Vorsitzender CIB-W18 Timber Structures, jetzt INTER – International Network
on Timber Engineering Research
- 1991 – 1995 Professor für Holzbau an der Technischen Universität Delft
- 1989 – 1990 Gastwissenschaftler, Forintek Canada Corp. Vancouver BC
- 1987 Promotion zum Dr.-Ing. an der Universität Karlsruhe
- 1980 – 1983 Tragwerksplaner, Technisches Büro der Ed. Züblin AG Stuttgart
- 1980 Diplom Bauingenieurwesen Universität Karlsruhe

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

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, KIT Karlsruher Institut für Technologie, Holzbau und Baukonstruktionen

Kurzfassung

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 Verhältniszahlen 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 Bild 1).

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 Bild 2.

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



Bild 2 (rechts): Kombiniertes Biege- und Scherversagen eines Stabdübels in einer Verbindung mit innen liegendem Stahlblech und Seitenhölzern aus Buchenbrettschichtholz

Bild 1 (links): Scherversagen eines Bolzens in einer Scher-Lochleibungs-Verbindung

Bild 3 (links): Zwei Fließgelenke pro Scherfuge in einer Stahlblech-Holz-Verbindung mit außen liegendem dickem Stahlblech

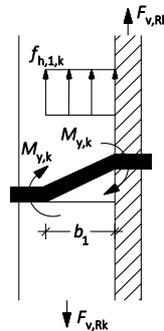
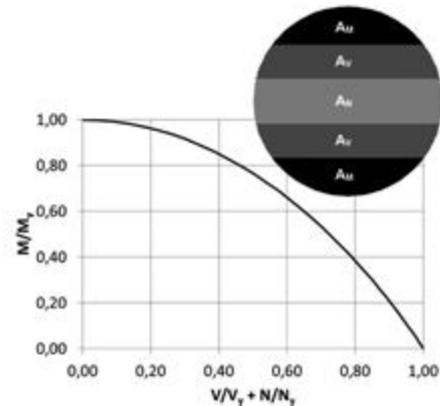
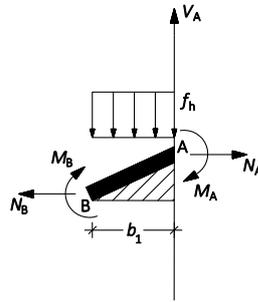


Bild 4 (rechts): MNV-Interaktion für Kreisquerschnitte mit linear-elastisch-plastischem Spannungs-Dehnungs-Diagramm und Stiftquerschnitt mit Querschnittsbereichen für M, N und V



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

Bild 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 Bild 3. An der Stelle des Fließgelenks im Holzbauteil - Punkt B in Bild 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 (Bild 3).

Die Querkraft V_A in Bild 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 Bild 4 rechts oben). Vereinfacht wird für den Stift ein linear elastisch-plastisches Spannungs-Dehnungs-Diagramm ohne Verfestigung angenommen.

Die Querkraft im Punkt B in Bild 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 μ 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.

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 Bild 4 oben rechts
x_s	Abstand des Schwerpunkts der Teilfläche A_M vom Kreismittelpunkt
f_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 beträgt 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 :

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

mit

f_{ax}	Ausziehparameter
d	Stiftdurchmesser
l_{ef}	Gewindelänge oder profilierte Länge
A_N	Teilfläche zur Übertragung der Zugkraft in Bild 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 Bild 4 lässt sich sehr gut durch folgende Näherung darstellen:

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

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 $M_{y,k}$, $f_{\text{tens},k}$ und $f_{\text{shear},k}$ Gleichung (8) erfüllen. Erfüllen die einzelnen Höchstwerte des Stiftes für $M_{y,k}$, $f_{\text{tens},k}$ und $f_{\text{shear},k}$ 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/mm²] und Zugfestigkeit f_u [N/mm²] die Zugtragfähigkeit

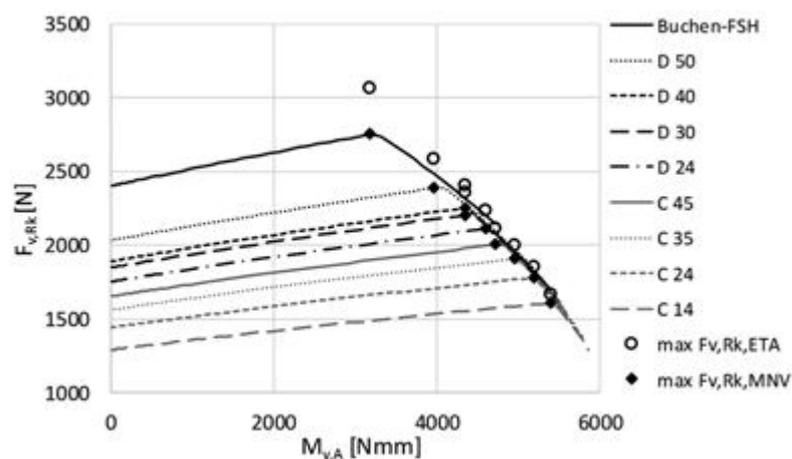


Bild 5: Einfluss der Holzrohddichte auf die Tragfähigkeit einschnittig beanspruchter Rillennägel ($d = 4$ mm, $\ell_{ef} = 30$ mm, dickes Stahlblech) in Stahlblech-Holz-Verbindungen [5]

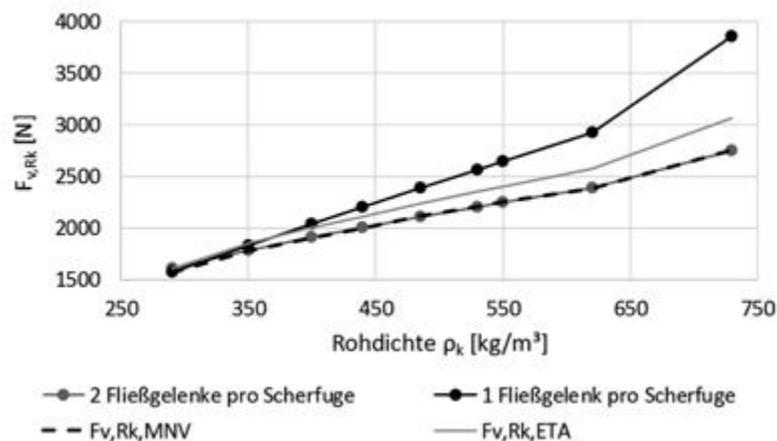


Bild 6: Einfluss der Holzrohddichte auf die Tragfähigkeit einschnittig beanspruchter Rillennägeln ($d = 4$ mm, $\ell_{ef} = 30$ mm, dickes Stahlblech) in Stahlblech-Holz-Verbindungen für unterschiedliche Versagensmechanismen [5]

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.

Bild 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 Bild 5) und zusätzlich mit dem erweiterten Johansen-Modell (Kreise in Bild 5) berechnet.

Sämtliche Kurven in Bild 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 Bild 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 Bild 5 als Tragfähigkeit $F_{v,Rk}$ pro Nagel angenommen (schwarze Rauten). Die Kreise in Bild 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 Rillennägeln wird die Tragfähigkeit nach ETA-13/0523 um 3% für Bauteile der Festigkeitsklasse C14 und um 11% für Bauteile aus Buchenfurnierschichtholz überschätzt.

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

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 mm beträgt die Überschätzung der Tragfähigkeit bis zu 20%, für den Durchmesser 6 mm bis zu 27% (siehe Tabelle 1). Tabelle 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.

Tabelle 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 ³]		
	350	440	730
Einschnittig, dickes Blech			
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%
Zweischnittig, Blech innen			
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;
- > Holzrohddichte: Der Einfluss der MNV-Interaktion steigt mit zunehmender charakteristischer Rohddichte.

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 Bild 7).

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. Tabelle 2 und 3 zeigen die ermittelten Schertragfähigkeiten für unterschiedliche Verbindungsmittel zusammen mit dem Fließmoment M_y und der Zugtragfähigkeit f_{tens} .

5%-Quantile (Tabelle 3) wurden nach EN 14358 bestimmt. Pro Versuchsreihe wurden meist 10 Verbindungsmittel geprüft.

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.

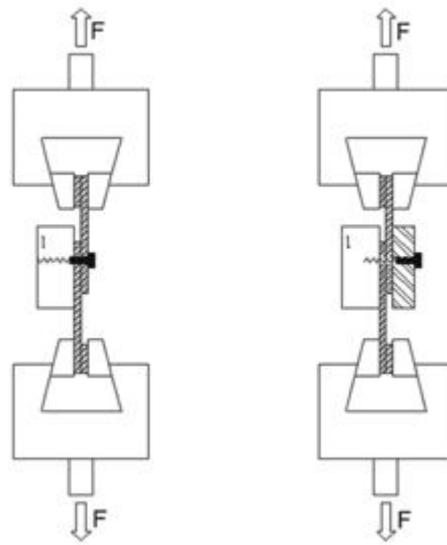


Bild 7: Versuchsanordnung zur Bestimmung der Schertragfähigkeit von Schrauben im glatten Schaft (links) und im Gewinde (rechts) [5]

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

Tabelle 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	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

Tabelle 3: Charakteristische Werte des Fließmoments, der Zugtragfähigkeit und der Schertragfähigkeit von Rillennägeln und Schrauben

4.2 Versuche mit Verbindungen

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

- > Rillennagel 4,0x35 ohne Vorbohren in Buchenfurnierschichtholz 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/mm² – Nägel in der Deckfläche,
 - $f_{h,mean} = 98,6$ N/mm² – Nägel in der Schmalfläche;
- > Stahlblechdicke: 2 mm;
- > Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung: 0°;
- > Winkel zwischen Nagelachse und Faserrichtung: 90°.



Bild 8: Nagelscherversagen in Stahlblech-Holz-Verbindungen mit Rillennägeln in Furnierschichtholz aus Buche (links) und abgescherte Nagelköpfe (rechts)

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 $F_{\max, \text{test}} = 4,70$ kN für die Prüfkörper mit den Nägeln in der Deckfläche und $F_{\max, \text{test}} = 4,63$ 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 Bild 8). Die zugehörigen berechneten Tragfähigkeiten unter Berücksichtigung der MNV-Interaktion und eines Reibungsbeiwerts von $\mu = 0,5$ in der Scherfuge betragen $F_{\max, \text{cal}} = 4,81$ kN für die Prüfkörper mit den Nägeln in der Deckfläche und $F_{\max, \text{cal}} = 4,64$ kN für die Prüfkörper mit den Nägeln in der Schmalfläche. Die Rechenwerte der Tragfähigkeit nach dem Modell des Eurocode 5 und denselben Eingangsparametern betragen $F_{\max, \text{cal}} = 5,70$ kN für die Prüfkörper mit den Nägeln in der Deckfläche und $F_{\max, \text{cal}} = 5,40$ 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.

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 Bild 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 Prüfreiheiten 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	$M_y = 1497$ Nm - 24 mm
$f_{\text{tens}} = 72,2$ kN - 12 mm	$f_{\text{tens}} = 245$ 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° .

Die Schertragfähigkeit der Stabdübel wurde zu 60% ihrer Zugtragfähigkeit angenommen. Die mittlere Höchstlast betrug $F_{\max, \text{test}} = 59,4$ kN für den Durchmesser 12 mm und $F_{\max, \text{test}} = 208$ kN für den Durchmesser 24 mm. Ohne Berücksichtigung des Seileffekts wurden die Tragfähigkeiten nach dem Modell mit MNV-Interaktion zu $F_{\max, \text{cal}} = 37,4$ kN für den Durchmesser 12 mm und $F_{\max, \text{cal}} = 157$ kN für den Durchmesser 24 mm berechnet. Die entsprechenden Tragfähigkeiten nach dem Modell des Eurocode 5 und mit denselben Eingangsparametern betragen $F_{\max, \text{cal}} = 39,5$ kN für den Durchmesser 12 mm und $F_{\max, \text{cal}} = 169$ 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 Buchenbrett-schichtholz 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.
- [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



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Trautz

Universitätsprofessor und Inhaber des Lehrstuhls für Tragkonstruktionen

RWTH Aachen
Lehrstuhl Tragkonstruktionen
Fakultät Architektur
Schinkelstraße 1
52056 Aachen
trautz@trako.arch.rwth-aachen.de

- 2011 – 2014 Dekan der Fakultät Architektur
- seit 2005 Universitätsprofessor und Ordinarius am Lehrstuhl Tragkonstruktionen,
Fakultät Architektur
- 1997 – 2002 Projektleiter bei Bollinger+Grohmann, Beratende Ingenieure
Frankfurt/Main
- 1998 Promotion zum Dr.-Ing. an der Universität Stuttgart
Thema: ‚Zur Form und Struktur historischer Gewölbe aus der Sicht der Statik‘
Hauptberichter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. E. Ramm
Mitberichter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rainer Barthel (TU München)
- 1993 – 1997 Wissenschaftlicher Assistent am Sonderforschungsbereich 230
‚Natürliche Konstruktionen‘, Universität Stuttgart, Institut für leichte
Flächentragwerke (IL)
- 1991 – 1993 Projektleiter bei Ove Arup & Partners, Leipzig, London
- 1990 – 1991 Ingenieur bei Acer Consultants Ltd., Guildford/Surrey, Bridge Department
- 1989 – 1990 Wissenschaftlicher Assistent am Institut für Tragwerksentwurf und
-konstruktion
- 1989 Diplom an der Universität Stuttgart am Institut für Tragwerksentwurf und
-konstruktion bei Univ.-Prof. Dr. Drs. E.h.mult. J. Schlaich
- 1989 Holzbauförderpreis
- 1983 – 1989 Studium Bauingenieurwesen, Vertiefungsrichtung ‚Konstruktiver Ingenieur-
bau‘ und der Architektur an der Universität Stuttgart
- 1982 Abitur am humanistischen Reuchlin-Gymnasium in Pforzheim
- 1962 geboren in Pforzheim

Wenn man mit Schrauben bewehren will...

Erfahrungen und Forschungen zum Einsatz von Vollgewindeschrauben als Verstärkungs- und Verbindungsmittel im Ingenieurholzbau

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Trautz, RWTH Aachen, Lehrstuhl Tragkonstruktionen

Kurzfassung

Holz ist ein hochaktueller Baustoff, weil er aus nachwachsenden Rohstoffen kommt und als CO₂-Speicher fungiert. Die Festigkeit von Holz ist hoch entlang der Faser und quer dazu gering. An Fügungsstellen mit mechanischen Verbindungsmitteln wie z.B. Stabdübeln, die Kräfte über Lochleibungsdruck übertragen, fällt die Beanspruchbarkeit deutlich ab, weil die zu übertragenden Kräfte räumlich in der anisotropen Matrix umgeleitet werden. Demgegenüber übertragen Vollgewindeschrauben (VGS) die Kräfte vornehmlich über Schubbeanspruchungen entlang des Gewindes. Dabei minimiert die formschlüssige Verbindung des Schraubenkörpers mit der Matrix im Gebrauchszustand die dehnungslosen Verformungen und ermöglicht so hochleistungsfähige Verbindungen. Unter dem Motto ‚Mit Schrauben Bewehren‘ [33] forscht der Lehrstuhl Tragkonstruktionen (trako) seit Jahren am systematischen Einsatz von VGS als Bewehrungs- und Fügungsmittel. Die interessantesten Ergebnisse sind nachfolgend aufgezeigt.

1 Mit Schrauben Bewehren – Motivation, Erfahrungen und Aktionen

Mit ‚Spanplattenschrauben‘ hat in den 70er Jahren die Erfolgsgeschichte der Vollgewindeschrauben begonnen. Heute sind Vollgewindeschrauben verschiedenster Hersteller bauaufsichtlich zugelassen und – je nach Typ – in Längen von weit über zwei Meter verfügbar. Durch das Gewinde entlang der gesamten Schraubenlänge ist – abgesehen von Schwankungen bedingt durch das natürliche Wachstum und Dichteunterschiede der Brettschichtholzlamellen – ein kontinuierlicher Verbund zwischen Holzmatrix und Stahlschraube gegeben. Auf diese Weise ist eine Krafteinleitung über Schubbeanspruchung entlang der Schraubenachse auch über größere Längen und damit auch von höheren Kräften möglich. Dehnungslose Verformungen am Verbindungsmittel wie der so genannte ‚Schlupf‘, der bei quer zur Achse beanspruchten mechanischen Verbindungsmitteln auftritt, sind bei VGS im Gebrauchszustand praktisch nicht nachweisbar und treten erst bei erhöhten Beanspruchungen bzw. beim Versagen des Verbundes auf.

Auf diese Weise können hoch beanspruchbare Bauteilfügungen für Rahmenkonstruktionen, Bauteilstöße, hocheffiziente zusammengesetzte Holzquerschnitte oder die statisch wirksame Verbindung von Verstärkungselementen hergestellt werden. Das zeigten schon die ersten Ergebnisse von Kurzzeitversuchen an Bauteilen und an Holzproben im Rahmen von Belastungs-, Lasteinleitungs- und Auszugs- bzw. Pull-Out-Versuchen. Mittlerweile haben die Erfahrungen aus Langzeitversuchen und photogrammetrisch erfassten Lasteinleitungsversuchen genauere Erkenntnisse zum Verhalten von Holz bezüglich des Zeitstandverhaltens und in der Mikrostruktur gebracht, so dass gezielte Bewehrungsmaßnahmen am Bauteil wie auch plausible Voraussagen des lokalen Tragverhaltens von Schraubenverbindungen möglich sind.

Bei einem breit gefächerten und systematischen Einsatz von Vollgewindeschrauben wie dem hier postulierten, mit beliebiger räumlicher Positionierung derselben in der Holzmatrix, sind besondere Werkzeuge für das Handling und die Bemessung notwendig: Das exakte Einbringen und Positionieren von Vollgewindeschrauben, insbesondere auch bei größeren Längen, birgt Probleme wegen der natürlichen, heterogenen Materialstruktur des Holzes. Um eine – unabhängig von zufälligen Dichteunterschieden und -unsteigkeiten – winkelexakte und geradlinige Positionierung zu gewährleisten, wird derzeit bei trako statt dem bekannten mechanischen Vorbohren das pyrolytische Vorbohren mit Hilfe von Lasertechnik im Kontext des Einbringens von VGS untersucht. Insbesondere die



Bild 1: Typische Vollgewindeschrauben mit verschiedenen Durchmessern (oben) und unterschiedliche Bohrspitzen (unten).

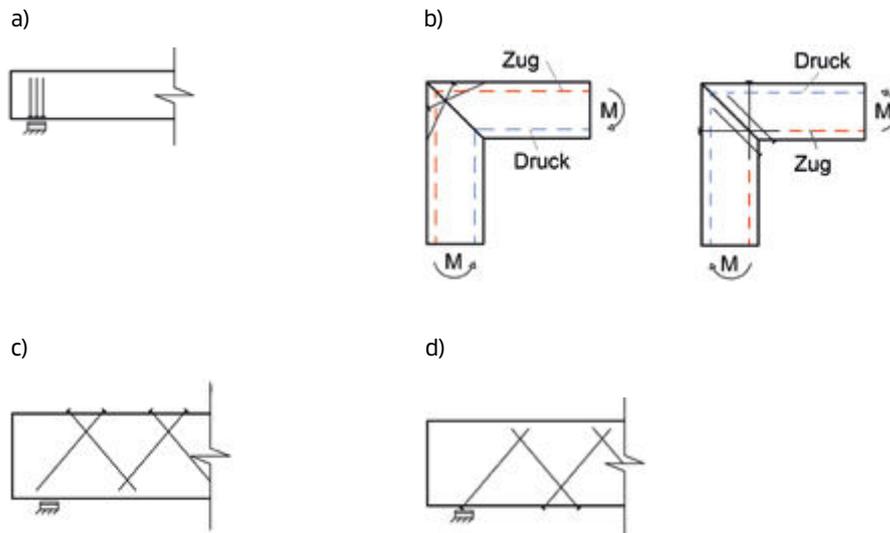


Bild 2:
Beispielhafte Anwendungen von VGS als Fügung und als Bewehrung:
a) Auflagerverstärkung
b) Umlenkung und Fügung von Zugkräften an Rahmenecken
c) Schubbewehrung
d) Befestigung einer Biegezugbewehrung am Untergurt.

damit verbundenen Effekte auf die Holzmatrix wie Karbonisierung und lokale thermische Umwandlung gilt es in ihrer Auswirkung auf das Verbundverhalten zu untersuchen. Für die Modellierung, Berechnung und Bemessung des Verbundwerkstoffes ‚Schraube-Holz‘ im Sinne von Grenzzustandsbetrachtungen eignen sich Fachwerkmodelle, mit denen sowohl diskrete Kraftübertragungsachsen der Schrauben als auch die inneren Lastpfade der Holzmatrix schematisiert abgebildet werden können. Um Zwischenzustände analysieren und simulieren zu können, entwickelt trako ein kombiniertes diskretes und verteiltes Rechenmodell auf numerischer Basis.

2 Eigenschaften und Effekte von Schrauben als Bewehrung in Holz

Zweifellos erinnert der Begriff ‚Bewehren‘ an Betonbewehrung, zumal es sich technisch gesehen ein ähnliches Vorgehen, nämlich das Verstärken einer Matrix aus einem Material mit reduzierter Festigkeit handelt. Vergleicht man das Bewehren von Holz oder Brett-schichtholz mittels Vollgewindeschrauben mit dem Bewehren von Beton mit Rippenstahlbewehrung, so gibt es doch einige signifikante Unterschiede: Beton wird im Wesentlichen wegen seiner praktisch nicht nutzbaren Zugfestigkeit bewehrt – die Armierung ist insofern elementar für die Funktion des Verbundwerkstoffes Stahlbeton, der sonst unter Zugbeanspruchung sei es aus äußeren Lasten oder inneren Lasten wie etwa der Querzugbeanspruchungen gar nicht zusammenwirken würde.

Anders ist das bei Holz, das sich entlang der Faserrichtung sehr fest gegen Zug- und Druckbeanspruchungen verhält und wegen einer allseits nachweisbaren Zugfestigkeit a priori nicht in seiner Funktion beeinträchtigt ist. Als anisotroper Werkstoff jedoch, mit sehr großen Festigkeits- und Steifigkeitsunterschieden in den verschiedenen Dimensionen der Werkstoffmatrix behaftet (Tabelle 1), ist es sinnvoll oder erforderlich, genau diese ‚schwächeren‘ und ‚weicheren‘ Richtungen quer zur Holzfaser zu bewehren, um sie lokal an die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften entlang der Faser anzugleichen (z.B. Fachwerk) und damit ggf. die Tragfähigkeit des Bauteilsystems insgesamt zu sichern oder zu erhöhen. Vollgewindeschrauben können als Bewehrung für den lokalen Lasteintrag ins Holz, bevorzugt quer zur Faser (2a), für die Rückverankerung (2b) oder Sicherung gegen Spaltkräfte eingesetzt werden, oder aber auch als Schubbewehrung (2c) und – in Verbindung mit Zuelementen aus Stahl – als unterstützende Biegezug- (2d) oder Biegedruckbewehrung zum Einsatz kommen.

Zentrierungseffekte

Die Steifigkeitsunterschiede zwischen Schraube und Holz, längs und besonders quer zur Faser, machen es weiterhin möglich, mit einer Schraubenbewehrung den Kraftfluss im Inneren der Holzmatrix eines Bauteils zu beeinflussen. Diese Bündelung des inneren Kraftflusses bzw. der inneren Beanspruchungen ermöglicht es bei Momentenbeanspruchungen, z.B. einen maximalen inneren Hebelarm ‚z‘ zu erzeugen, welcher Momentenkräfte bzw. Kräfte des Kräftepaars gering hält. Die Steifigkeitskonzentration durch das eingelassene Stahlelement in Form einer Schraube, macht diese förmlich zu einem ‚Kraftleiter‘, der die inneren Beanspruchungen konzentriert und ‚kanalisiert‘. Dabei ist jede im Sinne der Statik brauchbare Fachwerkkonfiguration als Bewehrungsanordnung anwendbar.

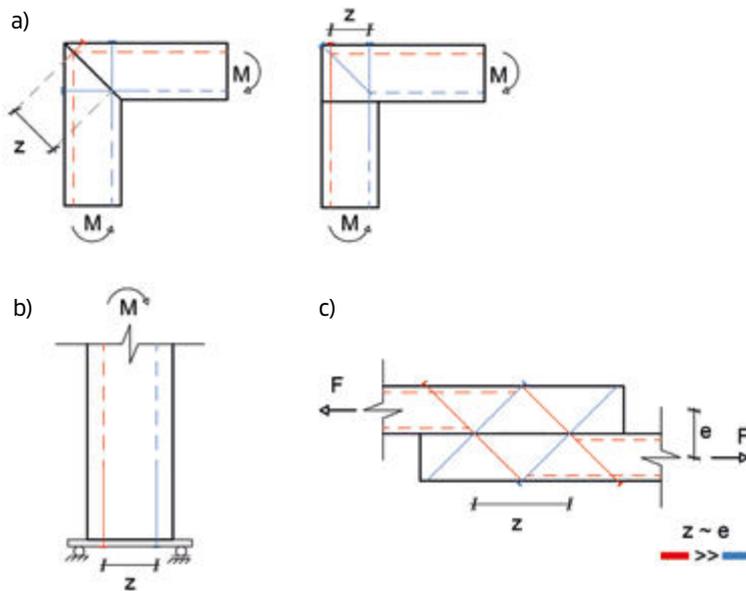


Bild 3:
Anordnung von Schraubenbewehrung in verschiedenen Bauteilen, um Zentriereffekte, d.h. Bündelung innerer Beanspruchungen zu erzielen und damit maximale Tragfähigkeiten:
a) Rahmenecken in unterschiedlicher Fügung
b) Trägereinspannung
c) Exzentrische Stoßüberbrückung

Festigkeiten charakteristische Werte [N/mm²] (nach DIN EN 338 bzw. Niemz [22])	BSH GL 24	Vergüteter Stahl	V: Stahl/ Holz
Biegung $\sigma_{m\parallel} = f_{m,0,k} = f_{m,k}$	24	~ 1000	42
Zug parallel zur Faser $\sigma_{t\parallel} = f_{t,0,k}$	16,5	~ 1000	61
Zug orthogonal zur Faser $\sigma_{t\perp} = f_{t,90,k}$	0,5	~ 1000	2000
Druck parallel zur Faser $\sigma_{c\parallel} = f_{c,0,k}$	21	~ 1000	48
Druck orthogonal zur Faser $\sigma_{c\perp} = f_{c,90,k}$	2,7	~ 1000	370
Schub $\tau_{t\perp} = f_{v,90,k}$	2,5	~ 577	231
Schub $\tau_{t\parallel} = f_{v,0,k}$	0,5	~ 577	1154
Schub $\tau_{t\perp} = f_{v,0,k} = f_{R,k}$ (Rollschub)	0,4	~ 577	1443

Steifigkeitsmodul [N/mm²]	BSH GL 24	Vergüteter Stahl	V: Stahl/ Holz
Elastizitätsmodul parallel zur Faser E_{\parallel}	11.000	~ 200.000	18
Elastizitätsmodul orthogonal zur Faser E_{\perp}	370	~ 200.000	540
Schubmodul G_{\perp}	690	81.000	117
Schubmodul G_{\parallel}	600	81.000	135

Tabelle 1: Festigkeits- und Steifigkeitsunterschiede zwischen BSH GL 24 und VGS-Stahl

Versuche u.a. an verschiedenen Trägern und Tragelementen mit einer zusätzlichen fachwerkartigen Schubbewehrung (Bild 4) haben gezeigt, dass deren Tragfähigkeit grundsätzlich höher liegt (bis 12% im Vergleich zu den unbewehrten Proben). Auch entsprechen die Versagensformen und Versagensorte jenen, die nach der technischen Biegelehre ermittelt werden. Träger ohne jede Bewehrung hingegen versagen an nicht voraussehbaren Lokationen, unter Delamination der Faserschichten ausgehend von schwächeren Holzlagen oder

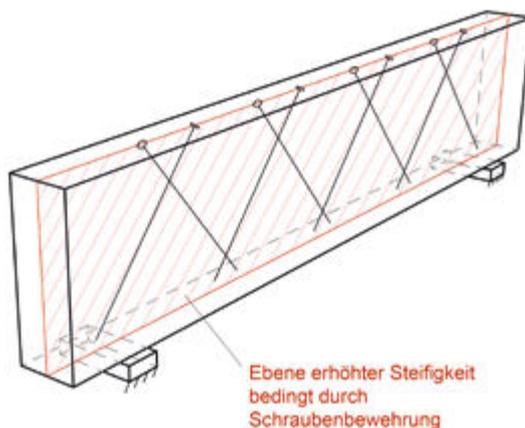
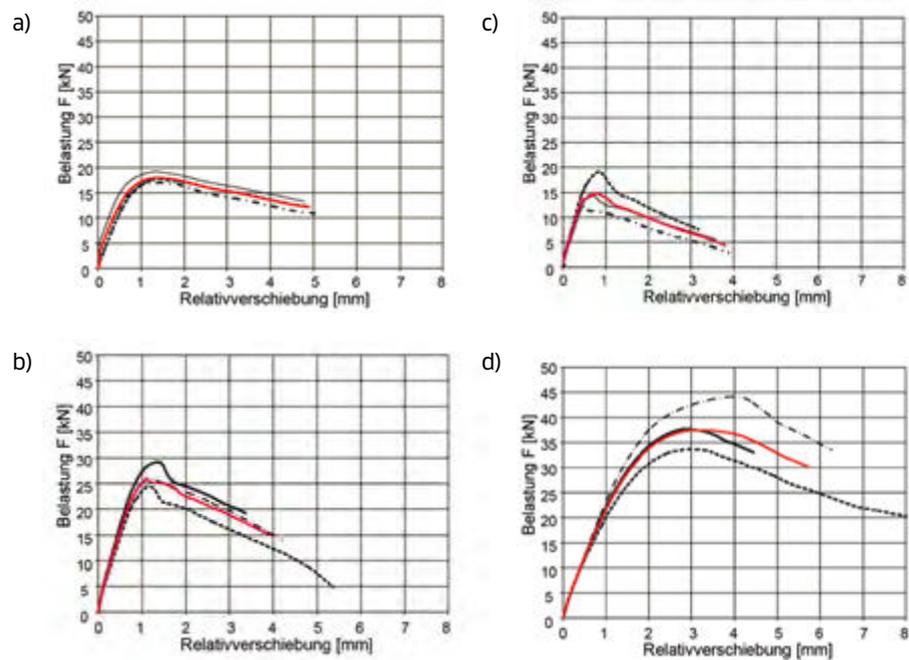


Bild 4: Zentriereffekt durch Schubbewehrung und Ebene erhöhter Steifigkeit in einem Einfeldträger

Bild 5: Last-Verformungs-Kurven der Pull-Out-Versuche an Prüfkörpern aus GL 24 mit Schrauben bei Verbundversagen und unterschiedlichen Schraubendurchmessern und Neigungswinkeln α zur Faser:
 a) DM 8, $\alpha = 90^\circ$ Verbundlänge $l_e = 120$ mm ($15 \cdot d$)
 b) DM 8, $\alpha = 0^\circ$, Verbundlänge $l_e = 120$ mm ($15 \cdot d$)
 c) DM 10, $\alpha = 0^\circ$, Verbundlänge $l_e = 200$ mm ($20 \cdot d$)
 d) DM 12, $\alpha = 90^\circ$ Verbundlänge $l_e = 180$ mm ($15 \cdot d$)



Schwachstellen in der Matrix (Harzgallen, Keilzinkungen usw.). Die mit der Schubbewehrung in die Holzmatrix eingebrachte Ebene erhöhter Steifigkeit in Trägermitte schwächt die ungünstige Wirkung unterschiedlicher, ausmittiger und statistisch verteilter lokaler Fehlstellen mit relativ höherer oder niedrigerer Steifigkeit ab. Man kann also durch das Einbringen einer Schraubenbewehrung in die Holzmatrix die bedingt durch ihre natürliche, statistische Verteilung von Steifigkeiten infolge von Dichteunterschieden durch das zufällige Nebeneinander von Früh- und Spätholzlamellen oder durch eingewachsene Äste, positiv beeinflussen und eine Zentrierung der inneren Beanspruchungen bewirken.

3 Lastein- und Lastausleitung mittels Vollgewindeschrauben

Wenn man das Lastein- und Lastausleitungsverhalten von Vollgewindeschrauben mit Holz nutzt, dann liegt die Frage nach dem Verbundverhalten oder Schubübertragungsverhalten von VGS und BSH auf der Hand. Das Verbundverhalten zwischen Schrauben und Holzmatrix in verschiedenen Dimensionen der anisotropen Holzmatrix beeinflusst die Festigkeit und Steifigkeit einer Schraubenverbindung essentiell.

Angesichts der vielfältigen Anbieter von Vollgewindeschrauben stellt sich dabei zunächst die Frage, inwieweit die Eigenschaften und die Beschaffenheit der Vollgewindeschrauben hierauf einen Einfluss ausüben. Um allgemeine technische Eigenschaften und besonders die Verbundeigenschaften von unterschiedlichen Vollgewindeschrauben von sechs Herstellern bzw. Händlern aus Deutschland, der Schweiz und Österreich im Vergleich herausarbeiten zu können, wurden im Vorfeld entsprechende Pull-Out-Versuche durchgeführt [5]. Dabei zeigte sich, dass für die Höhe der Auszugsfestigkeit ganz wesentlich die Beschaffenheit der Schraubenoberfläche und die Qualität hinsichtlich Geradlinigkeit entscheidend für die Ergebnisse sind. Produkte mit schlechteren Werten hatten z.T. raue Oberflächen und waren mit z.T. mit stückigen Einschlüssen an der Oberfläche versehen, was die Passung und den Formschluss beim Eindrehen nachhaltig negativ beeinflusste und zu unterdurchschnittlich, niedrigen Verbundsteifigkeiten besonders bei $\alpha = 0^\circ$ führten.

3.1 Verbundverhalten von VGS und BSH

In mehreren umfangreichen Serien von Pull-Out-Versuchen und Auszugsversuchen wurde das Verbundverhalten von VGS mit unterschiedlichen Einbindelängen ($l_e = 15d, 20d, 25d, 30d$) und Durchmessern (DM = 8 mm, 10 mm, 12 mm) unter verschiedenen Neigungswinkeln ($\alpha = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$) in Kurzzeit- und in Langzeitversuchen untersucht. Die Einbindelängen wurden so bestimmt, dass entweder Verbundversagen (Bild 5) oder Stahlversagen (Bild 7) herbeigeführt wurde. Mehr als 220 Einzelversuche wurden in verschiedenen Konfigurationen (Durchmesser, Winkel, Einbindelänge) durchgeführt und dabei streng auf möglichst gleiche klimatische Konditionierung (Temperatur, Holzfeuchte) geachtet.

3.1.1 Kurzzeitversuche

Aus den Kurzzeitversuchen lässt sich das für die Schrauben typische Last-Verformungsverhalten ableiten. Im Vergleich zum Langzeitverhalten, sind maximale Auszugswerte und ebensolche Verbundfestigkeiten zu erwarten. Bei allen Versuchen mit zur Faser geneig-

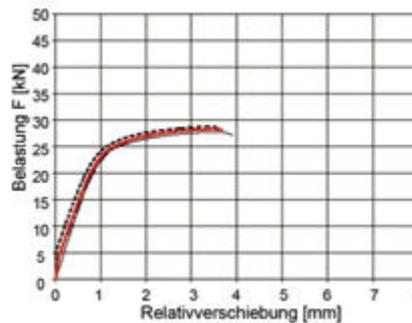
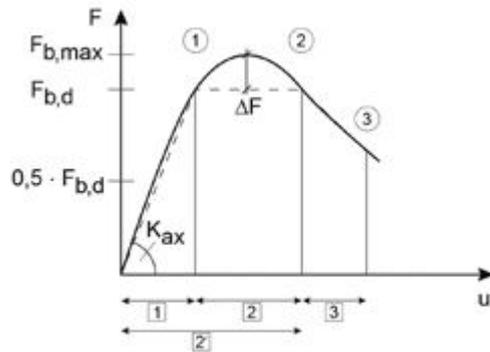


Bild 6 (links):
Schematisierung der Verbundphasen von in Brett-schichtholz eingebrachten Vollgewindeschrauben.

Bild 7 (rechts):
Last-Verformungs-Kurven der Pull-Out-Versuch an Prüfkörpern mit Schrauben und Stahl- bzw. Schraubenversagen: DM 10, $\alpha = 90^\circ$, $l_e = 250 \text{ mm } (25 \cdot d)$

ter Position bildete sich die Verbundversagenskurve über 1,5 mm bis 2,5 mm Weglänge heraus. Jeder Versuch wurde über das Versagen des Verbundes hinaus mit mindestens 1,5 mm Weglänge gefahren. Während die Charakteristiken sich in Bezug auf verschiedene Schraubendurchmesser kaum unterscheiden, zeigt sich bei den Versuchen mit verschiedenen Neigungswinkel zwischen Schraubenachse und Faser für die Null-Grad-Verschraubung ein Verlauf mit einer relativ kürzeren Verbundversagensphase mit ausgeprägterer Entfestigung als bei den Versuchen an Proben mit einer Neigung von 15° und mehr.

3.1.2 Verbundphasen

Aus der Gesamtanalyse der verschiedenen Versuchsserien mit unterschiedlichen Neigungswinkel und Schraubendurchmesser konnte ein charakteristisches Verbundversagenverhalten, wie in Bild 5 gezeigt, herausgearbeitet werden (Bild 6). Es ist durch drei Verbundphasen gekennzeichnet, die beim Auszugsversuch bzw. der ultimativen Zugbeanspruchung einer Vollgewindeschraube durchlaufen werden:

Phase 1: Formschluss

Phase 2: Matrixversagen durch Delamination des Faserverbundes

Phase 3: Reibungswirkung (degressiv)

Phase 1 ist durch ein näherungsweise lineares Last-Verformungs-Verhalten bestimmt, das mit dem jeweiligen Sekantenmodul E_s beschrieben wird. Die Kurve erfährt danach eine Verfestigung, nämlich wenn der Verbund durch Delamination des Faserverbundes zunächst im Gewindezwischenbereich abnimmt und sich die Delamination in die weitere Umgebung des Gewindes ausbreitet, was zur Entfestigung und zum Bruch der Fasern führt. Diese *Phase 2* kann vereinfachend mit einer plastischen Phase gleichgesetzt werden. Wenn die Fasern im Gewindebereich abgetrennt sind, beschränkt sich die verbleibende Verbundwirkung auf degressive Reibung zwischen dem Gewinde und den verbleibenden Spanresten, die als abfallende Gerade dargestellt wird (*Phase 3*).

Während bei Anordnung der Schraube quer zur Faser (Bild 5a) und d)) geneigt alle drei Phasen eine praktisch stetige Last-Verformungs-Charakteristik ergeben, mit Verbundphasen, die ineinander übergehen, tritt bei faserparalleler Anordnung (Bild 5b) und c)) die Entfestigung durch Faserbruch bzw. Zellwandbruch deutlich repräsentiert durch einen Wendepunkt in der Kurve zutage. Danach zeigt sich eine relative Verfestigung, die aus dem Reibungsverbund zwischen Gewinde, Faserresten und Gewindeaußenwand resultiert. Die Veränderung der Verbundwirkung beschränkt sich aber auch für $\alpha = 0^\circ$ auf drei Abschnitte, so dass auch für diesen Fall das Verbundversagen mit Hilfe des Dreiphasenmodells (Bild 6) zutreffend wiedergegeben werden kann.

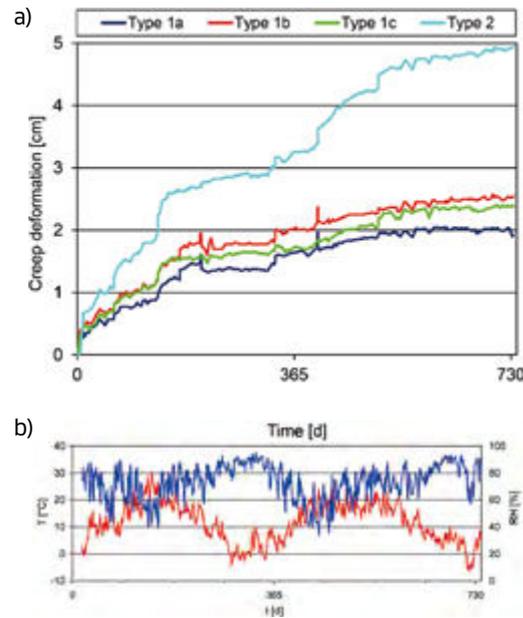
Stahlversagen

Ist die Verbundlänge einer Schraube ausreichend, tritt anstelle des Verbundversagens das Stahlversagen ein. In diesem Fall zeigen die Last-Verformungsdiagramme eine Verfestigung nachdem die Fließgrenze des Schraubenstahls erreicht ist (Bild 7). Das Holz bzw. der umgebende Holzquerschnitt wirkt bis zum Stahlversagen bzw. zum Schraubenbruch unterstützend an der Lastabtragung mit.

Bild 8: Anordnung der Rahmenecken im Belastungsversuch über zwei Jahre. Die Feder wurde hydraulisch auf die jeweilige Last hin vorgespannt.



Bild 9 (rechts): a) Kriechverformung der Rahmenecken unter Außenklima über 2 Jahre. b) Temperatur (rot) und Luftfeuchte (blau) während der Messzeit.



3.1.3 Langzeitversuche

Während die Ergebnisse zum Kurzzeitverhalten der Vollgewindeschrauben die Leistungsfähigkeit von Schraubenverbindungen erkennen lassen, ist es das Langzeitverhalten, wodurch sich das tatsächliche Potential der Beanspruchbarkeit von Vollgewindeschrauben zeigt. Es wurden Versuche an belasteten Bauteilen unter Außenklima und Versuche an belasteten Proben unter definierten Klimata in der Klimakammer durchgeführt.

Versuche im Außenklima

Als Ergänzung zu den Kurzzeitversuchen an Rahmenecken und für ausgewählte Schraubenkonfigurationen wurden Langzeitversuche mit zeitweise unterschiedlicher Belastung über zwei Jahre (730 d) durchgeführt. Rahmenecken der Versuchsserie 1 waren mit 8 x DM 8 Schrauben verbunden und in Bezug auf die Einbindelängen und Schraubenabstände zulassungskonform. Versuchsserie 2 war mit doppelt so vielen Schrauben bestückt also mit ungefähr der doppelten Momentenkapazität der Serie 1 ausgestattet. Die Anordnung der Rahmen erfolgte paarweise, wobei die Kraft mittels vorgespannter Federn aufgebracht wurde (Bild 8) und ein geschlossenes Zelt als Schutz gegen die Witterung diente, was einer Exposition gemäß Nutzungsklasse 2 nach EC 5 entspricht. Die Versuche liefen über zwei Winter mit verminderter Temperatur und mit erhöhten Feuchtephasen. Die Außen- und Innentemperatur und Luftfeuchtigkeit wurden mittels digitalen Datenloggern aufgezeichnet, Verformungen an Stoßstellen und an den Rahmenenden wurden mittels Deformationsmessuhren abgenommen. Bei zwei Serien wurde die Last mehrmals für zwei und für vier Wochen um gut 25 % erhöht und danach wieder zurückgenommen. Die Rahmen mit mäßiger Belastung (Typ 1) erfuhren maximal die Hälfte der Kriechdeformationen der hochbelasteten Rahmen (Typ 2), s. Tabellen 2 und 3. Bei den Typen 1a und 1b sind die eingebrachten Lasterhöhungen auf die Kurzzeitwerte klar als Peaks zu erkennen, die sich aber nur teilweise reversibel auf das Kriechen auswirken.

Tabelle 2:
Rahmentypen mit Kennwerten zur Langzeitbelastung

Rahmenecke, Typ	1a	1b	1c	2
Fachwerk/Querbewehrung	ja	nein	nein	ja
Belastungsart	veränderlich	veränderlich	konstant	konstant
Verhältnis Langzeit/ Kurzzeitlast $F_{\text{long}}/F_{\text{short}}$	0,40 bis 0,51	0,40 bis 0,51	0,40	0,55

Tabelle 3:
Versagenslasten der Rahmen für Kurzzeit- und Langzeitbeanspruchung im Vergleich

Rahmenecke, Typ	1a	1b	1c	2
Kurzzeitversagenslast $F_{\text{u,short}}$ [kN]	42,73	42,73	42,73	64,08
Langzeitversagenslast Klasse 2, $F_{\text{u,long}}$ [kN]	42,68	39,30	39,70	52,88
Verhältnis Kurzzeit-/ Langzeitversagenslast $F_{\text{u,long}}/F_{\text{u,short}}$ [%]	~ 100	92,0	92,9	82,5



Bild 10 (links): Testaufbau für die Kriechbelastungsversuche der Schrauben im Zelt unter Außenklima.

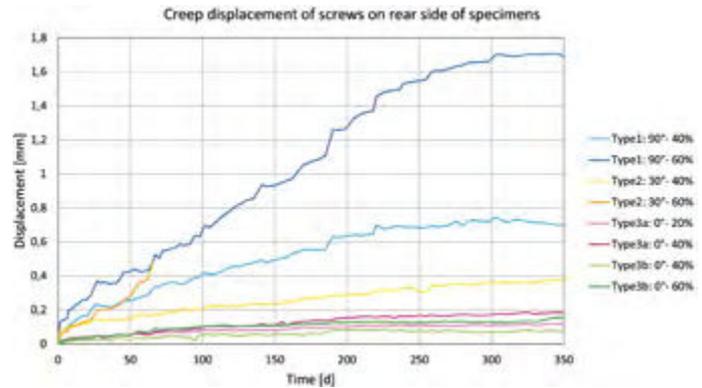


Bild 11: Mittlere Kriechverformungen der auf Zug belasteten Proben mit unterschiedlichem Neigungswinkel zwischen Faser und Schraubenachse und unterschiedlichen Vorbelastungsgraden [%]

Bei allen vier Typen nimmt das Kriechen innerhalb einer Phase der Temperaturerhöhung stärker zu und stagniert, wenn die Temperatur wieder fällt.

Resttragfähigkeit und Kriechverformung verhalten sich umgekehrt proportional: Je größer das Kriechen, desto geringer die verbleibende Tragfähigkeit (Tabelle 3). Die Reaktionen am Bauteil Rahmenecke bestätigen insgesamt dem bekannten von Gressel [17] und Moorkamp [21] detektierten Effekt, dass mit größerer Beanspruchung der Fügung und Last das Kriechen des Holzes zunimmt, ohne einem Grenzwert entgegenzustreben.

Weiterhin wurden Kriech- und Belastungsversuche bzw. Pull-Out-Versuche an würfelförmigen Brettschichtholzproben mit Vollgewindeschrauben im Außenklima durchgeführt. Die Proben waren über 15 Monate belastet mit 40% und 60% bzw. $0,4$ und $0,6 = F_{u,long}/F_{u,short}$ der rechnerischen Verbundversagenslast bei geneigtem Lasteintrag, und 20% bzw. $0,2 F_{u,long}/F_{u,short}$ bei faserparalleler Beanspruchung. Die Serie betraf ausschließlich Schrauben von 8 mm Durchmesser und einer Einbindelängen von $l_e = 150$ mm, wodurch Verbundversagen sicher gestellt war. Die Winkel zwischen Faser und Schraubenachse variierten (siehe Tabelle 4).

Die Pull-Out-Versuchen nach Abschluss der Zeitstandprüfung ergaben das Resttragvermögen der verschiedenen Proben. Die Ergebnisse konnten mit den Ergebnissen aus den Kurzzeitversuchen von Ayoubi/Trautz [2] verglichen werden. Während auch hier wieder eine Reduktion der Resttragfähigkeit der Proben erkennbar war, insbesondere bei den faserparallel verschraubten Proben, wirkte sich die unterschiedlich hohe Vorbelastung auf die Resttragfähigkeit kaum merklich aus.

Vergleicht man die Kriechverformungskurven (Bild 11), dann zeigt sich, dass bei Beanspruchungen quer oder geneigt zur Faser die größten Kriechverformungen auftreten, vor allem bei den Prüfserien, bei denen die ständige Belastung/Vorbelastung höher war; also 60% der Kurzzeitlast betrug.

Belastungen längs der Faser lösen deutlich geringere Kriechreaktionen aus; die faserparallele Anordnung der Schraube sorgt hier offenbar für mehr Formtreue als quer zur Faserrichtung.

Winkel α	30°	90°	0°
Kurzzeitversagenslast $F_{u,short}$ [kN]; zugehöriger Weg [mm]	18,5; 1,0	17,9; 1,6	15,3; 0,6
Langzeitversagenslast $F_{u,long}$ [kN]; zugehöriger Weg [mm] Vorbelastung: 40% (obere Reihe) 60% (untere Reihe)	15,5; 1,1 16,8; 1,2	16,6; 1,6 16,8; 1,8	11,8; 0,9 11,6; 0,7
Verhältnis Kurzzeit-/Langzeitversagenswerte: $F_{u,long}/F_{u,short}$; U_{long}/U_{short} [%] Vorbelastung: 40% (obere Reihe) 60% (untere Reihe)	83,7; 90,1 90,8; 83,3	92,7; 98,0 93,9; 89,0	77,1; 67,7 75,8; 85,7

Tabelle 4: Versagenslasten und zugehöriger Weg aus den außenklimabeaufschlagten Proben mit DM 8 mm und 15-d Einbindelänge für unterschiedliche Grundbelastung nach Langzeitbeanspruchung im Vergleich.



Bild 12: Proben in der Klimakammer

Tabelle 5: Versagenslasten und zugehöriger Weg aus den klimabeaufschlagten Proben der Klimakammer mit DM 8 mm und 20 · d Einbindelänge nach Langzeitbeanspruchung im Vergleich.

Winkel α	30°	90°	0°
Kurzzeitversagenslast $F_{u,short}$ [kN]; zugehöriger Weg [mm]	20,4; 1,5	22,93; 1,5	15,77; 0,7
Langzeitversagenslast $F_{u,long}$ [kN]; zugehöriger Weg [mm]	19,22; 1,52	19,45; 1,4*	17,64; 1,09
Verhältnis Kurzzeit-/Langzeitversagenswerte: $F_{u,long}/F_{u,short}$; u_{long}/u_{short} [%]	94,2; 101,3	84,8; 93,3	111,8; 155,7

* reduzierte Probenanzahl

Erwartungsgemäß gehen die Beanspruchbarkeiten des Verbundes nach Klima- und Langzeitbeanspruchung zurück – weniger stark bei Belastungen geneigt oder quer zur Faser weniger stark, in unserem Fall einige Prozentpunkte bei geringerer ständiger Last (40%), um gut 10% bei höherer ständiger Last (60%). Bei Belastung parallel zur Faser reduziert sich die Beanspruchbarkeit des Verbundes bei vergleichbarer ständiger Last von 40% jedoch um ca. 23%.

Versuche in der Klimakammer

Über die durchgeführten Versuche im Außenklima hinaus, zeigt ein laufendes Versuchsprojekt, bei dem beanspruchte Holzproben (Bild 12) gleichzeitig extremalen, künstlich erzeugten Klimabedingungen in der Klimakammer ausgesetzt sind, weitere Effekte des Tragverhaltens von mit Vollgewindeschrauben belasteten Holzproben bzw., Holzbauteilen.

Die Proben wurden während der 6 monatigen Einlagerung in der Klimakammer mit 40% und 60% ihrer rechnerischen Tragfähigkeit belastet. Das Klima wechselte wöchentlich von sehr hoher (90%) auf niedrige Luftfeuchte (35%), wobei die Temperatur weitestgehend konstant auf 20°C eingestellt war.

Auch hier reduzierte sich die Resttragfähigkeit der Proben in Abhängigkeit vom Vorbelastungsgrad: die mit nur 40% der Versagenslast zeitlich beaufschlagten Proben haben eine etwas größere Kapazität als die mit 60% vorbelasteten. Ausnahme bilden die Proben mit faserparalleler Verschraubung (Tabelle 5). Für den Schraubendurchmesser 8 (Tabelle 5) und 12 erhöhte sich die Resttragfähigkeit sogar.

Die Proben wurden bis zur Auflösung der Verbundwirkung gefahren. Man erkennt deutlich die höhere Verbundsteifigkeit bei faserparalleler Verschraubung, erkennbar am steileren Anstieg der Last-Verformungskurve. Nach etwa 2 mm Verformungsweg ist die Verbundfestigkeit überschritten und ab ca. 4 mm Verformungsweg knickt die Last-Verformungskurve ab. Dieser Punkt kann als Grenze der Verbundwirkung angenommen werden.

Zusammenfassend lässt sich aus den Langzeitversuchen feststellen:

- > dass eine erhöhte vorausgehende Dauerbelastung von Bauteilen und Proben die Kriechverformungen deutlich erhöht.
- > dass die Resttragfähigkeit durch Vorbelastung vermindert wird, z.T. entsprechend dem Vorbelastungsgrad.
- > dass die Verbundsteifigkeit bei faserparalleler Verschraubung auch bei Langzeitbelastung gegenüber den Verschraubungen mit Neigung zwischen Faser und Schraubenachse deutlich höher ist, während die Resttragfähigkeit einer faserparallelen Verschraubung unter Langzeitbelastung deutlich abnimmt.

3.1.4 Null-Grad-Verschraubung

Zwar gibt es seit einiger Zeit VGS-Produkte mit Zulassung für faserparallele Verschraubung. Die dabei auferlegten Abminderungen der Beanspruchbarkeiten sind enorm. Inwiefern das gerechtfertigt ist, bleibt weiter ein Forschungsgegenstand. Der Einsatz von VGS

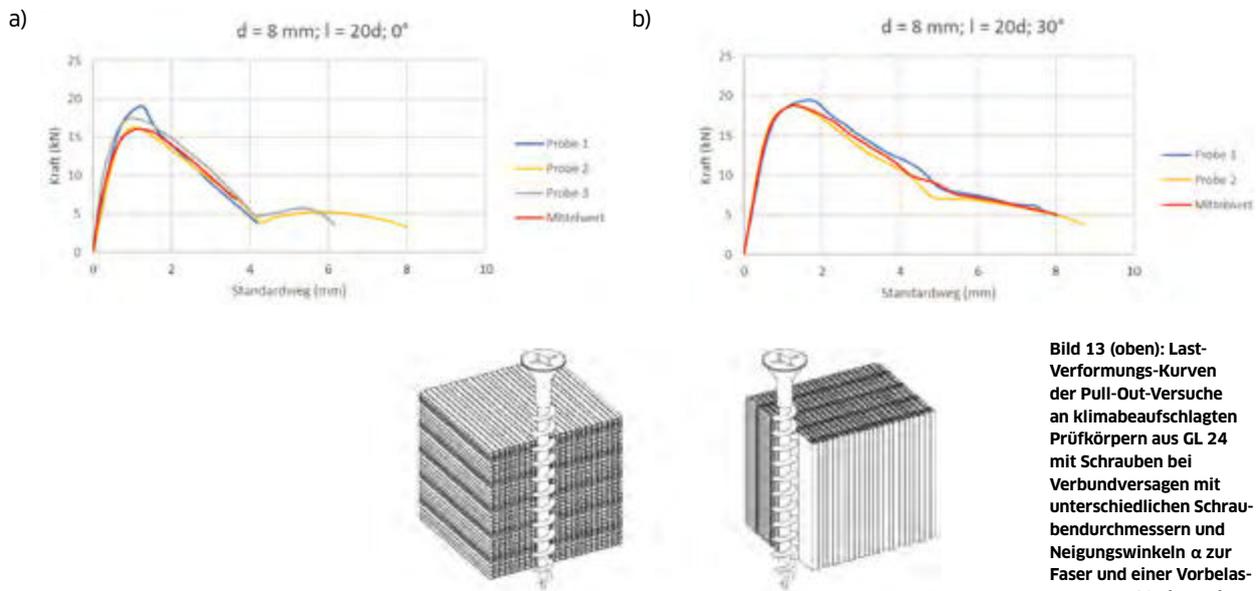


Bild 13 (oben): Last-Verformungs-Kurven der Pull-Out-Versuche an klimabeaufschlagten Prüfkörpern aus GL 24 mit Schrauben bei Verbundversagen mit unterschiedlichen Schraubendurchmessern und Neigungswinkeln α zur Faser und einer Vorbelastung von 40% der rechnerischen Versagenlast:
 a) DM 8, $\alpha = 0^\circ$, Verbundlänge $l_e = 160 \text{ mm}$ ($20 \cdot d$)
 b) DM 8, $\alpha = 90^\circ$, Verbundlänge $l_e = 160 \text{ mm}$ ($20 \cdot d$)

in faserparalleler Anordnung ist nicht nur beim Bewehren von Holz und BSH von nachhaltigem Interesse.

Die markanten Unterschiede im Verbundverhalten zur Verschraubung mit Neigung zur Faser rühren vom Eingriff des Gewindes entweder quer zu Spätholzröhren oder parallel dazu (Bild 14). Bei Querverschraubung sorgen die dicht gepackten Röhrenschichten, die sich tief in die Holzmatrix erstrecken und welche von der Schraube durchdrungen werden, für eine ebenso tiefe und feste, aber auch nachgiebige Verankerung der Schraube quer zu den Röhren. Bei Parallelverschraubung hingegen schneidet das Gewinde parallel in die angrenzenden Röhrenbündel ein und beansprucht diese entlang der Zellröhrenwand. Bei der Querverschraubung werden deutlich mehr Zellwände quer zum Röhrenverlauf durchdrungen und die Nachgiebigkeit infolge der Querdeformation der Röhrenschichten ist relativ groß. Bei der Parallelverschraubung sind es deutlich weniger Zellwände, die durchdrungen werden, dafür stützt sich das Gewinde direkt in den angeschnittenen Röhrenwandungen ab. Insofern entspricht die Verbundsteifigkeit in etwa der Längssteifigkeit parallel zu Faser und ist hoch. Beim Verbundversagen, das auf kürzerem Wege eintritt, brechen die Zellwände aus. In beiden Fällen ist eine progressive Zerstörung des Gefüges im Gange, wodurch die Lastaufnahme zurückgeht und in beiden Fällen verbleibt Reibung, die durch abgetrennte Zellwandpartikel und deren Verschränkung entsteht und mit dem Zerkleinerungsgrad derselben zurückgeht. Insofern weicht der Verbundmechanismus bei faserparallel Verschraubung nicht grundsätzlich von dem einer geneigten Verschraubung ab.

Bild 14 (unten): Gewindeeingriff in die Röhrenstruktur von europäischem Nadelholz schematisch bei $\alpha = 90^\circ$ und $\alpha = 0^\circ$

Aus den Kurzzeitversuchen wissen wir, dass auch bei faserparalleler Verschraubung allein das Vorhalten einer ausreichenden Verbundlänge von $l_e \geq 25 \cdot d$ ein Nichtversagen des Verbundes und damit das Versagen der Schraube sicherstellt. Es gilt anhand der noch laufenden Zeitstandsversuche herauszufinden, inwieweit und wie stark Langzeiteffekte die Verbundwirkung noch reduzieren.

3.2 Photogrammetrische Analysen des Verbundverhaltens

Im Zuge der Untersuchungen des Verbundverhaltens von Vollgewindeschrauben wurden auch Lasteinleitungsversuche von Vollgewindeschrauben in Prüfkörpern aus BSH mit unterschiedlicher Neigung durchgeführt und mittels photogrammetrischer Verfahren (DIC) im Hinblick auf die Dehnungsverteilung auf der Oberfläche der Prüfkörper untersucht. Die Dicke der Proben war mit $5 \cdot d$ minimal, um möglichst authentische Abbildungen der Dehnungsverteilungen zu erhalten. Die Neigungswinkel zwischen Faser und Schraubenchse betragen $\alpha = 90^\circ$, 60° , 30° und 0° . Die auf diese Weise ermittelten Dehnungsverteilungen und Verformungen zeigen erstmals kohärente Bilder und damit die Dehnungszustände im Prüfkörper insgesamt. Dabei tritt die Anisotropie und die durch das natürliche Wachstum bedingte unregelmäßige Verteilung lokal unterschiedlich großen Dehnungen und damit auch der jeweilig unterschiedlich großen Steifigkeiten in der Holzmatrix deutlich zutage, wobei sich die Faserrichtung klar abzeichnet. Proben, die schräg oder quer zur Faser beansprucht waren, erleiden starke Dehnungen (rot), die in den meisten Fällen gleichzusetzen sind mit einer relativ geringen lokalen Steifigkeit. Diese schwanken z.T. sehr unregelmäßig entlang der Verbundlänge und können z.B. aus einem vermehrten Anteil von Frühholz an diesen Stellen in der Probe erklärt werden.

Bei faserparalleler Verschraubung sind die Dehnungen insgesamt geringer und konzentrieren sich auf den Bereich, an dem die Schraube in die Probe eintritt. Im Übrigen verteilen sich die Dehnungen gleichmäßig und symmetrisch über den Probekörper. Man kann davon ausgehen, dass bei faserparalleler Verschraubung die Verbundfestigkeit entlang der Schraube gleichmäßig, ja näherungsweise konstant, verteilt ist.

4 Vorbohren mit Hilfe von Pyrolyse (Laserbohren)

Ein anderes Problem beim Bewehren mittels Schrauben ist das genaue und vor allem richtungsgetreue Positionieren der Schrauben im Bauteil. Je länger und damit je schlanker die Schrauben sind, desto wahrscheinlicher ist es, dass die Schrauben aufgrund von lokalen Dichteunterschieden im Holz, Ästen oder Lamellenstößen beim Einbringen von der vorgesehenen Schraubenachse abweichen. In Bezug auf dieses so genannte ‚Verlaufen‘ der Schrauben führt das mechanische Vorbohren gerade bei größeren Längen (> 300 mm) sogar noch zu schlechteren Ergebnissen als der direkte Einsatz der Schraube mit ihrer eingebauten Bohrspitze als Bohrer. Abhilfe kann hier nur ein nicht-mechanischer Abtrag der Holzmatrix schaffen, wie das Abbrennen mittels Laser. Zwar sind auch beim Einsatz eines Lasers in einer inhomogenen Matrix wie Holz und Brettschichtholz durch Absorption der Strahlwärme und Reflektion des Strahles Abweichungen der Strahlachse möglich. Diese bewegen sich aber im Mikrometerbereich und sind durch Leistungsregelung und eine Nachführoptik beherrschbar. Je länger die zu fokussierende Achse ist, desto aufwändiger die zu entwickelnde Optik.

Wärmebehandlung von Holz über 120°C bis 150°C kann zur Verschlechterung der mechanischen Eigenschaften, insbesondere zur Versprödung des Materials, führen und ist mit Blick auf eine verringerte Verbundfestigkeit selbstverständlich unerwünscht. Es gilt also, die Wechselwirkung eines pyrolytischen Abtragverfahrens mit den möglicherweise abweichenden Festigkeitseigenschaften des Holzes infolge lokaler Erwärmung zu untersuchen. Dabei soll ein möglichst wirtschaftliches Verfahren – auch seitens der Lasertechnik entwickelt werden, mit dem hochgenau positionierte Pilotbohrungen für Vollgewindeschrauben in Brettschichtholz und Holz hergestellt werden können.

4.1 Sondierungsuntersuchungen

Erste Bohrversuche in Holz haben bereits einige elementare Erscheinungen beim pyrolytischen Abtrag von Holz zutage gefördert. So ist der Dichteunterschied der Holzmatrix infolge des jahreszeitlich unterschiedlichen Wachstums sehr ausgeprägt: Verhältnismäßig grobzelliges Frühholz wird sehr viel schneller vom Laserstrahl durchdrungen als dichteres Spätholz, Kernholz oder Asteinschlüsse. Die Orthotropie des Holzes spiegelt sich beim pyrolytischen Materialabtrag in ovalisierten Bohrquerschnitten oder in einer entsprechenden Profilierung des Bohrkanals wider (Bild 16).

Vergleichende Pull-Out-Versuche an in mechanisch vorgebohrten und pyrolytisch vorgebohrten Löchern haben Unterschiede in der Auszugsfestigkeit von über 20% ergeben. Die Laserbohrungen waren jedoch ohne Fokussiereinrichtung hergestellt worden,

Bild 15: Dehnungsverteilung auf der Oberfläche von Prüfkörpern unter Lasteinleitung durch eine Vollgewindeschraube unter a) $\alpha = 30^\circ$ b) 60° c) 90° d) 0°

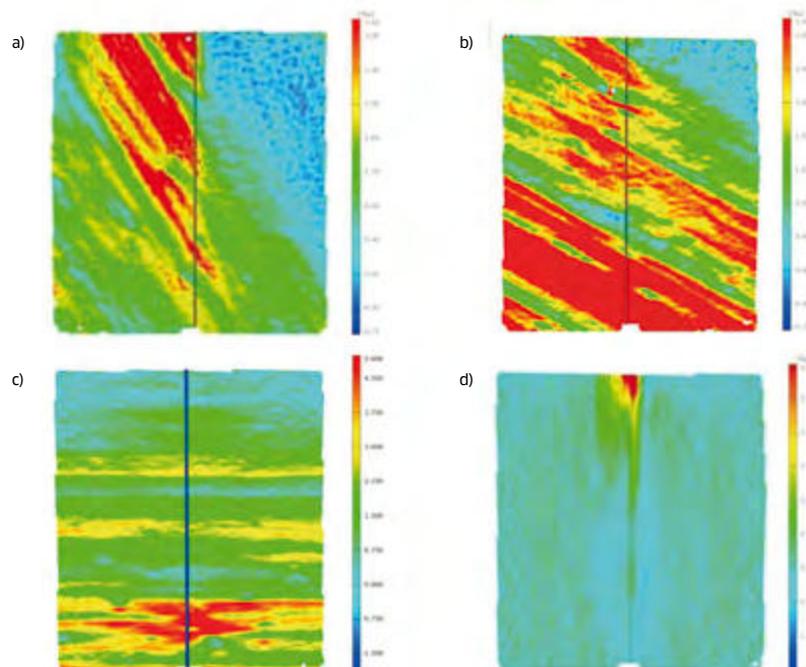




Bild 16 (links): Verzerrte Bohrlochformen einer faserparallelen und einer rechtwinklig eingebrachten Laserbohrung infolge Materialanisotropie, unten: Bohrlochsnitte: Die Zellstruktur bildet sich im Bohrlochquerschnitt infolge Dichteunterschiede ab.

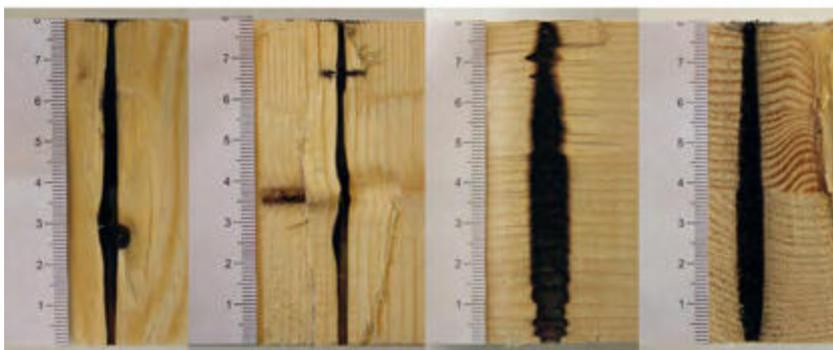
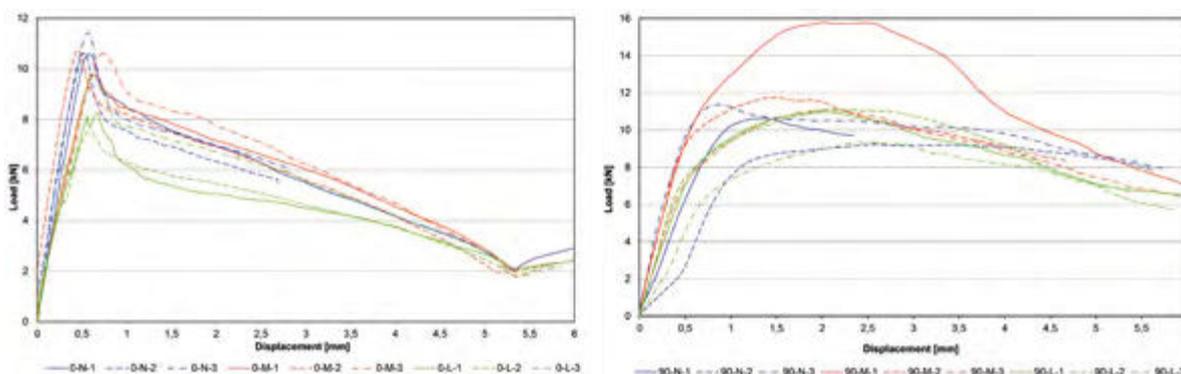


Bild 17 (unten): Verbundversagen von Vollgewindeschraube mit mechanischen und pyrolytisch eingebrachten Bohrungen: links: $\alpha = 0^\circ$, rechts: $\alpha = 90^\circ$ (,'N' steht für ohne Vorbohrung, 'M' steht für mechanisch und 'L' steht für mit Laser vorgebohrt).



so dass infolge der Kaustik (Anm.: physikalisch bedingte energetische Charakteristik mit hyperbolischer Form) Bohrquerschnitte mit unterschiedlichen Querschnitten und verkohlten Zonen entstanden waren und die Einbettung der Schraube in Bezug auf Materialbeschaffenheit ungleich war. Die Verbundversagenscharakteristik aus den Pull-Out-Versuchen der Schrauben, die in ein mittels Laser hergestelltes Bohrloch eingebracht wurden, unterscheiden sich kaum von derjenigen konventionell mechanisch eingebrachten Schrauben (Bild 17).

4.2 Laufende Untersuchungen, weitere Strategien

Aus den gewonnenen Erkenntnissen stellt sich die Frage nach einem Bohrprozess mit möglichst geringem Wärmeeintrag in die Bohrwandungen und möglichst großer Bohrtiefe. Es wird weiterhin untersucht, welche physikalische Umwandlung das erwärmte Holz erfährt und es werden geeignete Nachweisverfahren für die Kennzeichnung solcher umgewandelten Zonen erarbeitet.

Die Auswirkungen der Materialinhomogenität der Holzmatrix auf die Bohrlochgeometrie, z.B. in Form von Texturen, sind zu minimieren. Dabei stellt sich auch die Frage nach einer geeigneten Bohrlochgeometrie (Bild 18), die einerseits die negativen Auswirkungen einer mit Wärmeeinwirkung eingebrachten Bohrföffnung auf das Verbundverhalten minimiert und andererseits prozesstechnisch wirtschaftlich zu realisieren ist.

5 Zusammenfassung und Perspektiven

Zwölf Jahre Untersuchungen an Vollgewindeschrauben haben viel zum Verständnis der Funktionsweise des Verbundwerkstoffes ‚Schraube-Holz‘ beigetragen. Den Erfahrungen und Kenntnissen zum Kurz- und Langzeittragverhalten des Verbundwerkstoffes in verschiedenen Neigungswinkeln der Schraubenachse zur Faserrichtung sind insbesondere Erkenntnisse zur Null-Grad-Verschraubung unter Langzeiteinwirkung nachzutragen. Hierbei zeigt sich, dass wiederum mit Schraubenbewehrung das Langzeitverhalten positiv beeinflusst werden kann. Für den Ingenieurholzbau werden damit die wichtigsten ‚Eckpfeiler‘ in Bezug auf Voraussagbarkeit und Zuverlässigkeit der Wirkung von Schrau-

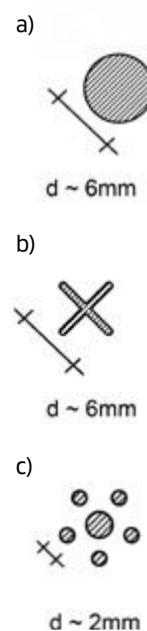


Bild 18: Verschiedene zu testende Bohrlochgeometrien: a) Vollquerschnitt b) Kreuzquerschnitt c) Planetenquerschnitt

benbewehrungen geschaffen. Damit wird auch weit umfangreicherer Einsatz von Vollgewindeschrauben beim Bauen wie auch beim Wiederherstellen und Sanieren möglich.

In Anbetracht der virulenten Diskussion um den gewünschten vermehrten Einsatz nachhaltiger Materialien in der Technik, kommt dem Werkstoff Holz und Brettschichtholz eine über das Bauen und die Architektur reichende Bedeutung zu, wobei das gezielte Verstärken mit Schrauben eine elementare unterstützende Technik sein wird.

6 Literatur

- [1] Aicher, S.; Herr, J.: Bonded gluelam-steel rod connections with long anchorage length. *Otto-Graf-Journal*, Vol.8, Stuttgart, 1997, S.232-254
- [2] Ayoubi, M.; Trautz, M.: Verbundtragverhalten von Vollgewindeschrauben: Ergebnisbericht zum DFG-Forschungsprojekt. Aachen, 2014
- [3] Ayoubi, M.; Trautz, M.: Determination of the Stress Distribution in Timber Elements reinforced with Self-Tapping Screws using an Optical Metrology System. *Structural Health Assessment of Timber Structures : Selected, peer reviewed papers from the 2nd International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures (SHATIS 13)*, M. Piazza; M. Riggio (Hrsg.), Trento, Italy, 2013, S. 432-439
- [4] Ayoubi, M.; Rößler, G.; Trautz, M.; & Raupach, M.: Experimental and Numerical Investigation of Bond between Glue-laminated Timber Elements and Self-Tapping Screws. *Beyond the limits of man : proceedings of the IASS 2013 Symposium*, J. B. Obrebski; R. Tarczewski (Hrsg.), Wrocław, Poland, 2013, S. 167
- [5] Ayoubi, M.; Trautz, M.: Ausziehverhalten von Vollgewindeschrauben: Forschungsbericht 02/2012, Lehrstuhl Tragkonstruktionen, RWTH Aachen, Aachen, 2012
- [6] Ayoubi, M.: ‚Zum Verbundverhalten von Vollgewindeschrauben in Brettschichtholz‘, Dissertation, Fakultät Architektur, RWTH Aachen, 2015
- [7] Blaß, H. J.: Selbstbohrende Schrauben als hochwirksames Verbindungsmittel. *6.Grazer Holzbau Fachtagung Graz 28.9.2007*, holz.bau forschungs GmbH (Hrsg.), Verlag TU Graz Verlag, Graz, 2007
- [8] Blaß, H. J.; Bejtka, I.; Uibel, T.: Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde. *Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau*, Band 4, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Hrsg.), Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2006
- [9] Blaß, H. J.; Bejtka, I.: Reinforcement perpendicular to grain using self-tapping screws. *Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering*, Vol. 1, Lahti, Finland, 2004
- [10] Blaß, H. J.; Bejtka, I.: Verbindungen mit geneigt angeordneten Schrauben. *Bauen mit Holz 105*, Heft 10, Bruder-Verlag, Karlsruhe, 2003
- [11] Bejtka, I.: Verstärkungen von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben, Dissertation, Universität Karlsruhe, Karlsruhe, 2005
- [12] Dietrich, J.; Brajdic, M.; Mirau, A.; Klinkmüller, L.; Kelbassa, I.: The influence of process gases on laser drilling. *Proc. of the 5th Int. WLT Conf. on Lasers in Manufacturing 2009*, München, 2009, S. 815-818
- [13] DIN 7998:1975-02: Gewinde und Schraubenenden für Holzschrauben
- [14] DIN EN 408:2010-12: Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften
- [15] DIN EN 14592:2009-02: Holzbauwerke – Stiftförmige Verbindungsmittel Anforderungen
- [16] Grad, L.; Mozina, J.: Optodynamic studies of Er:YAG laser interaction with wood. *Applied Surface Science* 127-129, 1998, S. 973-976
- [17] Gressel, P.: Untersuchungen über das Zeitstandbiegeverhalten von Holzwerkstoffen in Abhängigkeit von Klima und Belastung, Dissertation, Universität Hamburg, 1971

- [18] Hernandez-Castaneda, J. C.; Crouse, P.; Li, L.: High-power Yb-doped Fibre Laser for Cutting Dry Pine Wood. Proceedings of the World Congress on Engineering 2007 Vol.II, London, U.K., 2007, S. 1129-1134
- [19] Kariz, M.; Kitek Kuzman, M.; Sernek, M.: The Effect of Heat Treatment on the Withdrawal Capacity of Screws in Spruce Wood. Bio Resources Vol.8, No.3, 2013, S. 4340-4348
- [20] Kubojima, Y.; Okano, T.; Ohta, M.: Bending strength and toughness of heat-treated wood. Journal of Wood Science 46, 2000, S. 8-15
- [21] Moorkamp, W.: Zum Kriechverhalten hölzerner Biegeträger und Druckstäbe im Wechselklima - Untersuchungen auf der Grundlage von Langzeitversuchen unter baupraktischen Bedingungen, 2002
- [22] Niemz, P.: Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe, Zürich, 2005
- [23] Parameswaran, N.: Feinstrukturelle Veränderungen an durch Laserstrahl getrennten Schnittflächen von Holz und Holzwerkstoffen. Holz als Roh- und Werkstoff 40, 1982, S. 421-428
- [24] Théberge, F.; Petit, S.; Iwasaki, A.; Kassai, M.; Chin, S. L.: Ultrafast intense laser "explosion" of hardwood. Applied Surface Science 191, 2002, S. 328-333
- [25] Trautz, M.: Das Dehnungs- und Tragverhalten von Brettschichtholz beim Lasteintrag durch Vollgewindeschrauben. Bautechnik, 2017, S. 776-789
- [26] Trautz, M.: Engineered timber - innovative approaches for its structural enhancement. 'Spatial Structures in the 21st Century', Proceedings of the IASS Symposium 2016, Kawaguchi, K.; Ohsaki, M.; Tacheuchi, T.(Hrsg.), Tokyo, Japan, 2016
- [27] Trautz, M.; Koj, C.; Uchtmann, H.: Load bearing behaviour of self-tapping screws in laserdrilled guideholes. Proceedings of the World Conference on Timber Engineering 2016, 22.-25.8.2016, Vienna, (WCTE 2016), J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadaei, & M. Pöll (Hrsg.), Wien, 2016
- [28] Trautz, M.; Koj, C.; Uchtmann, H.: Laserstrahlbohrungen für richtungsgenau positionierte Vollgewindeschrauben: Einbau und Tragverhalten. Bautechnik, 92, 2015, S. 403-411
- [29] Trautz, M.; Koj, C.: Self-tapping screws as reinforcement for timber structures. Evolution and trends in design, analysis and construction of shell and spatial structures : IASS symposium 2009, Valencia; book of abstracts; 28 September - 2 October, 2009, A. Domingo (Hrsg.), Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2009
- [30] Trautz, M.; Koj, C.: Mit Schrauben Bewehren - Neue Ergebnisse. Bautechnik: Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau, 86, 2009, S. 228-238
- [31] Trautz, M.; Koj, C.: Mit Schrauben Bewehren. Bautechnik 85 (2008), Heft 3, S.190-196
- [32] Trautz, M.; Koj, C.: Mit Schrauben bewehrtes Holz. Ingenieurholzbau, Karlsruher Tage 2008, Forschung für die Praxis, Karlsruhe 2008. Tagungsband, Bruderverlag, Köln, 2008
- [33] Trautz, M.; Koj, C.: 'Mit Schrauben Bewehren', Forschungsbericht 1/2007, Lehrstuhl Tragkonstruktionen, RWTH Aachen, Aachen, 2007
- [34] Uchtmann, H.: Modulares hybrides Laserstrahl-Bohren, Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2016
- [35] Uibel, Th.: Spaltverhalten von Holz beim Eindrehen von selbstbohernden Holzschrauben, Dissertation TU Karlsruhe, Fakultät Bauingenieurwesen, Geo- und Umweltwissenschaften des Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe, 2012
- [36] Wust, H.: Die Wirkung von Laserstrahlung auf strukturelle, chemische und physikalische Eigenschaften von Holz, Dissertation, TU Dresden, 2005
- [37] Z-9.1-519: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, SPAX®-S Schrauben mit Vollgewinde als Holzverbindungsmitel, SPAX International GmbH & Co. KG.

Bildnachweis

Alle Bilder: © trako/RWTH-Aachen



Christian Bedbur M. Eng.

Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Lehr- und Forschungsgebiet Holzbau

FH Aachen
Fachbereich Bauingenieurwesen
Bayernallee 9
52066 Aachen
c.bedbur@fh-aachen.de

- seit 11/2016 Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Fachhochschule Aachen,
Fachbereich Bauingenieurwesen, Lehr- und Forschungsgebiet Holzbau
- 2016 – 2017 Masterstudium des Bauingenieurwesens (konstruktiver Ingenieurbau)
an der FH Aachen, Abschluss: M.Eng.
- 2012 – 2016 Bachelorstudium des Holzingenieurwesens an der FH Aachen,
Abschluss: B.Eng.
- 2010 – 2012 Berufsausbildung zum Tischler
 - 2010 Abitur am Erftgymnasium in Bergheim
 - 2007 Fachoberschulreife an der Realschule in Bedburg
 - 1990 geboren in Düren-Birkesdorf



Jonas Thull M. Eng.

Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Lehr- und Forschungsgebiet Holzbau

FH Aachen
Fachbereich Bauingenieurwesen
Bayernallee 9
52066 Aachen
jonas.thull@fh-aachen.de

- seit 11/2016 Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Fachhochschule Aachen, Fachbereich Bauingenieurwesen, Lehr- und Forschungsgebiet Holzbau
- 2013-2016 Masterstudium des Bauingenieurwesens (konstruktiver Ingenieurbau) an der FH Aachen, Abschluss: M.Eng.
- 2011-2015 Studentische Hilfskraft im Bereich Tragwerksplanung und allgemeiner Holzbau, B. Walter Ingenieurgesellschaft mbH, Aachen
- 2009-2013 Bachelorstudium des Bauingenieurwesens an der FH Aachen, Vertiefung im konstruktiven Ingenieurbau, Abschluss: B.Eng.
- 2008 Abitur an der Viktoriaschule in Aachen
- 1988 geboren in Aachen

Standardbrücken für Geh- und Radwege

M. Eng. Christian Bedbur, M. Eng. Jonas Thull,
Prof. Dr.-Ing. Wilfried Moorkamp, Prof. Dr.-Ing. Thomas Uibel
FH Aachen, Fachbereich Bauingenieurwesen, Lehr- und Forschungsgebiet Holzbau

Kurzfassung

Im Rahmen des EFRE-Forschungsvorhabens „Nachhaltige Standardbrücken in Holzbauweise“ wurden auf Grundlage einer umfangreichen Bestandsanalyse Standardbrücken für Geh- und Radwege entwickelt. Bei der Bestandsanalyse wurden Daten von insgesamt 608 Bestandsbrücken analysiert und ausgewertet. Die Ergebnisse mündeten in der Definition sowohl geometrischer als auch konstruktiver Randbedingungen, die der Praxis dauerhafte und gleichzeitig wirtschaftliche Standardlösungen bieten sollen. Als Forschungsergebnis werden Leitfäden für Holzbrücken hinsichtlich der Ausschreibung, Bemessung, Detailausführung sowie der Prüf- und Pflegemaßnahmen angefertigt. Darüber hinaus wird zur Überprüfung der gewonnenen Erkenntnisse ein Prototyp durch die Stadt Mechernich gebaut. Dieser wird über die Projektlaufzeit hinaus mit einem Langzeitmonitoring ausgestattet, welches sowohl die Holzfeuchte als auch die Langzeitverformungen umfasst.

1 Einleitung

In den letzten Jahren wurden vermehrt Geh- und Radwegbrücken in Holzbauweise durch Konstruktionen aus anderen Baustoffen ersetzt. Insbesondere kamen vorgefertigte Aluminiumbrücken zum Einsatz. In einigen Fällen stammten die ersetzten Holzbrücken aus den 1980er und 1990er Jahren, die aufgrund eines mangelhaften konstruktiven Holzschutzes oder vernachlässigter Wartung die ursprünglich geplante Lebensdauer nicht erreicht haben.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Nachhaltige Standardbrücken in Holzbauweise“ sollen Standardbrückentypen entwickelt werden, die eine lange Lebensdauer aufweisen, wirtschaftlich zu produzieren und mit geringen Kosten zu unterhalten sind. Das Projekt wird von der Europäischen Union aus Mitteln des Europäischen Fonds für regionale Entwicklung (EFRE) und dem Land Nordrhein-Westfalen finanziert. Es wird von der FH Aachen in Kooperation mit dem Ingenieurbüro und Holzbaubetrieb A. Conrads, Stolberg, und dem Ingenieurbüro Miebach, Lohmar, durchgeführt. Assoziierte Partner sind der Landesbetrieb Wald und Holz Nordrhein-Westfalen und die Stadt Mechernich.

2 Bestandsanalyse in NRW

2.1 Datenerhebung

In einem ersten Schritt sollte der Holzbrückenbestand in Nordrhein-Westfalen erfasst werden. Hierzu wurden die 396 Kommunen, die 31 Kreise (Anzahl ohne kreisfreie Städte), der Landesbetrieb Straßen NRW, der Landesbetrieb Wald und Holz NRW sowie die Wasserverbände kontaktiert. Über einen Fragebogen konnten diese Baulastträger Daten zu den vorhandenen Brückenbauwerken in Holzbauweise übermitteln. Es wurden Angaben hinsichtlich des Standorts, Baujahrs, Brückentyps, der Geometrie, des Zustands sowie der Bau- und Unterhaltungskosten der Bestandsbrücken erfragt.

Darüber hinaus wurden die Baulastträger gebeten, Bauwerksbücher und Prüfberichte zur Verfügung zu stellen. Aus den 396 Kommunen waren insgesamt 292 Rückmeldungen (73,7 %) zu verzeichnen, siehe Bild 1. Insgesamt 101 Kommunen gaben an, dass keine Holzbrücken vorhanden seien. 66 Kommunen verfügen über Holzbrücken, konnten jedoch keine Daten bzw. Unterlagen für das Forschungsvorhaben zur Verfügung stellen. Aus 125 Kommunen lagen Daten bzw. Unterlagen vor. Zusammen mit den Rückmeldungen aus den Kreisen, den Landesbetrieben und den Wasserverbänden standen Daten von 608 Holzbrücken für die statistische Auswertung zur Verfügung. Die überlassenen Unter-

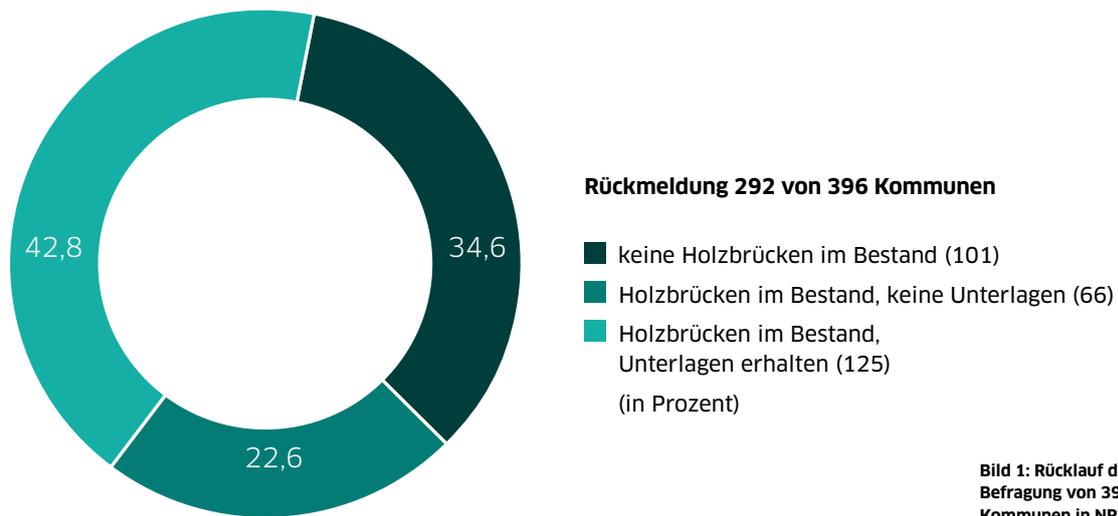


Bild 1: Rücklauf der Befragung von 396 Kommunen in NRW

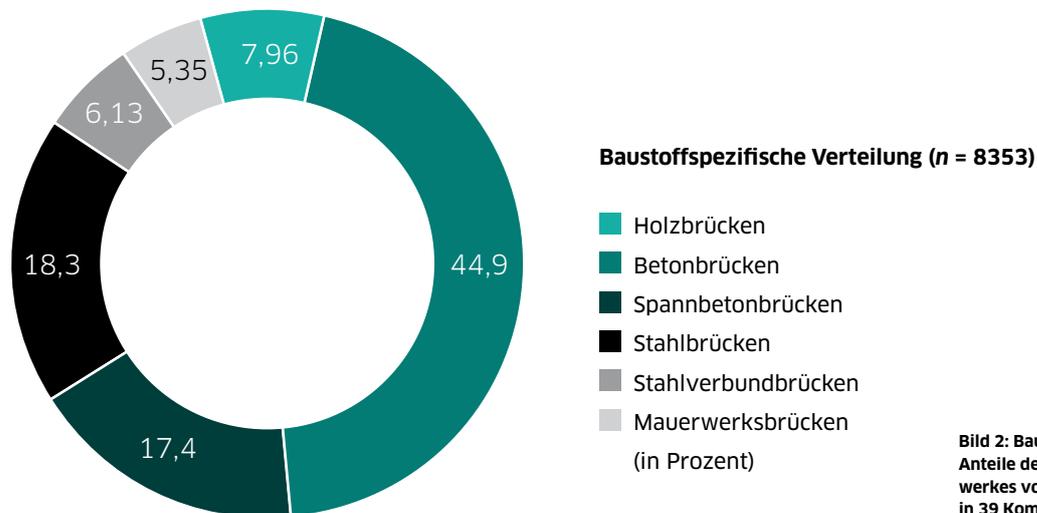


Bild 2: Baustoffspezifische Anteile des Haupttragwerkes von Brücken in 39 Kommunen

lagen umfassten Prüfberichte der Bauwerksprüfung nach RI-EBW-PRÜF [1,2], Bauwerksbücher, sonstige Berichte oder Gutachten, sodass für insgesamt 504 Brücken eine Aussage über den Zustand getroffen werden konnte. Zusätzlich wurden in Absprache mit den jeweiligen Baulastträgern 42 Brücken in NRW besichtigt, aufgenommen und an diesen Untersuchungen zur Festlegung der Zustandsnoten durchgeführt.

Darüber hinaus wurde in Kooperation mit der FH Erfurt eine bundesweite Umfrage an 86 Kommunen gerichtet. Bei den angefragten Kommunen handelt es sich im Hinblick auf die Fläche bzw. Einwohnerzahl um die größten Kommunen Deutschlands. Hierbei konnten 39 Rückmeldungen erzielt werden. Ziel dieser Umfrage war es, die Brückenzahl sowie deren Material des Haupttragwerkes abzufragen, um eine Abschätzung über die Verbreitung der Holzbauweise zu erhalten. Die entsprechende Auswertung in Bild 2 zeigt, dass etwa 8 Prozent aller Brücken in den betreffenden Kommunen aus Holz hergestellt wurden. Dies stellt einen bedeutenden Anteil dar, da bei der betrachteten Anzahl an Brücken nicht nur Geh- und Radwegbrücken erfasst wurden. Vergleichend hierzu spricht die Bundesanstalt für Straßenwesen von einem flächenmäßigen Holzbrückenanteil im Bundesfernstraßennetz von lediglich 0,04 %.

2.2 Nutzung, Geometrie und Tragwerksform

Auf der Grundlage der Rückmeldungen per Fragebogen sowie aus einer Auswertung der überlassenen Unterlagen, insbesondere Prüfberichte und Bauwerksbüchern, wurde eine Datenbasis der insgesamt 608 Holzbrücken erstellt.

Ein Großteil der Brücken (94 %) führt über ein Gewässer und über 97 Prozent sind als Geh- und Radwegbrücken bzw. Gehwegbrücken ausgeführt, vgl. Bild 3 (oben). Nur bei wenigen Brücken wurde ein Dienstfahrzeug als Verkehrslast explizit berücksichtigt. Die Nutzbreite beträgt bei 92 Prozent aller Brücken nicht mehr als drei Meter, wie die Darstellung in Bild 4 verdeutlicht.

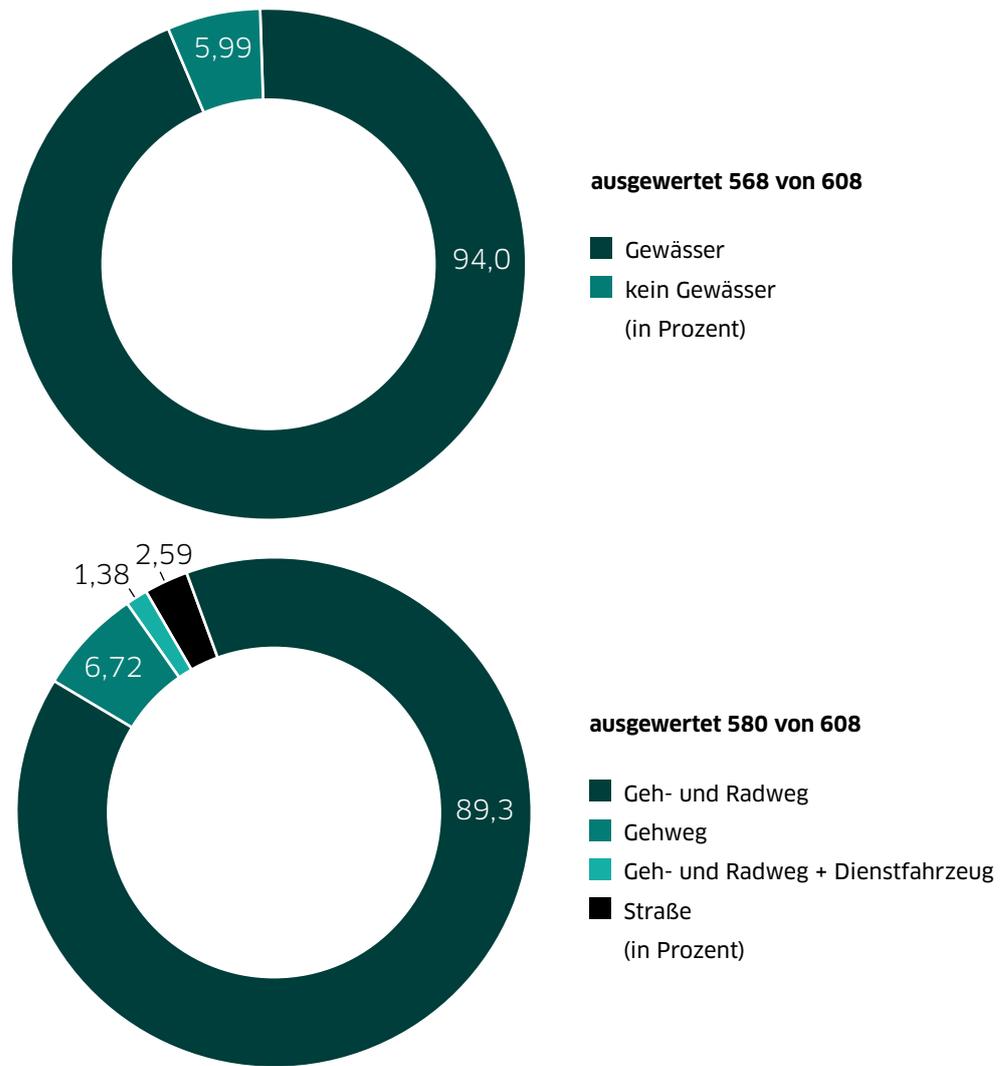


Bild 3: Überführungsart (oben) und Nutzungsart bzw. berücksichtigte Lastannahmen (unten)

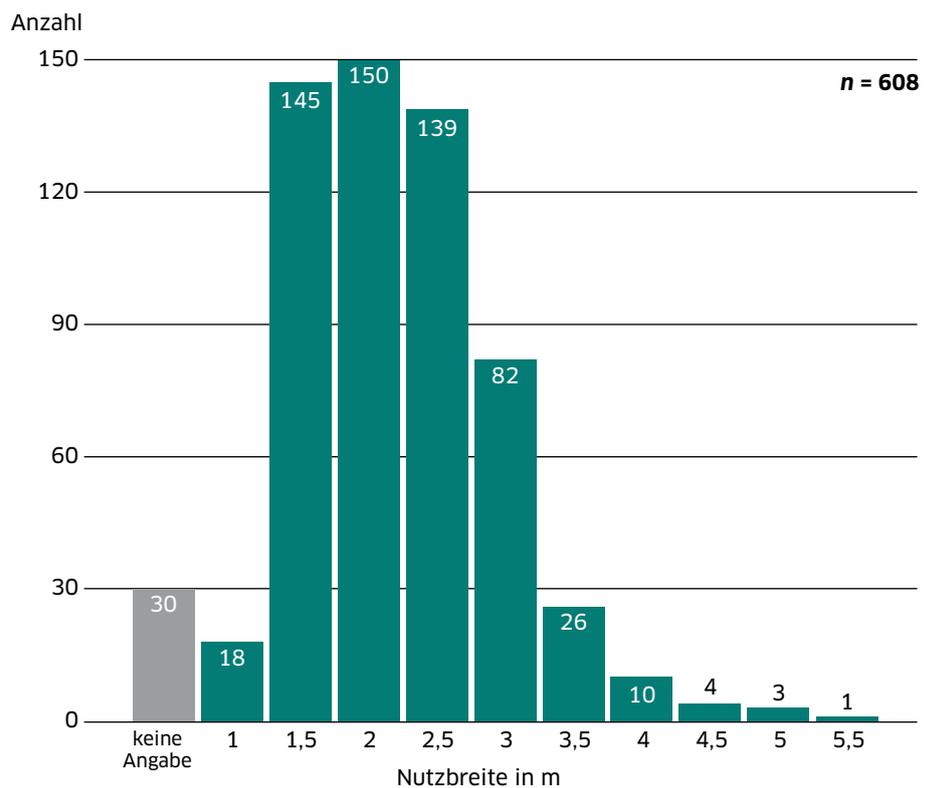


Bild 4: Nutzbreite für 608 Brücken in NRW

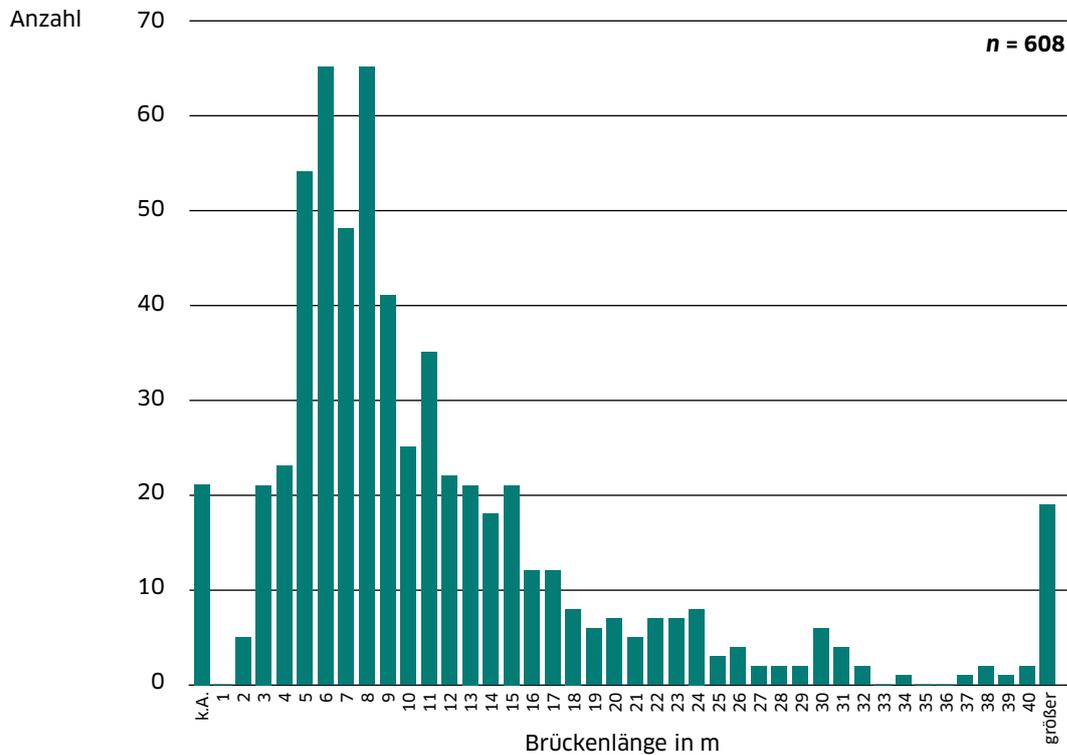


Bild 5: Brückenlänge der 608 Brücken

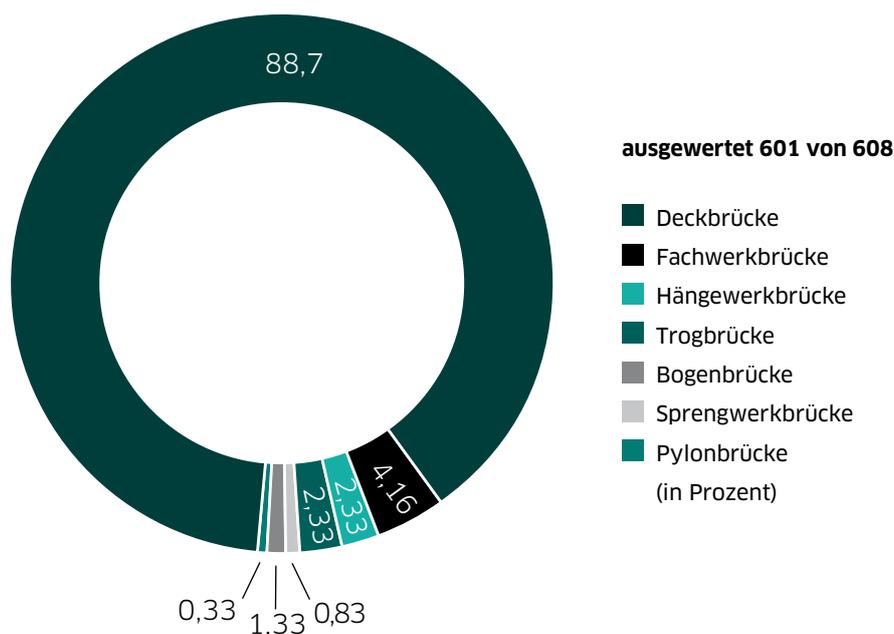
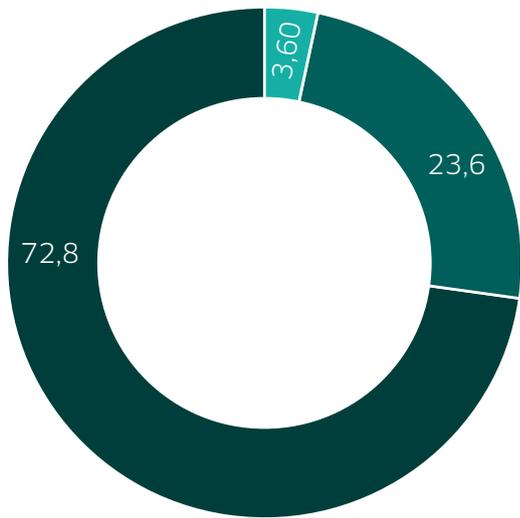


Bild 6: Anteile unterschiedlicher Brückentypen/Tragwerksformen

Die Verteilung der Gesamtlänge der Brücken ist in Bild 5 zusammengestellt. Bei 59 Prozent aller Brücken ist die Gesamtlänge kleiner als 10 m und bei rund 81 Prozent aller Brücken ist diese kleiner als 16 m. Für 21 Brücken fehlt diese Information. Am häufigsten vertreten sind Deckbrücken mit einem Anteil von rund 89 Prozent, vergleiche Bild 6.

2.3 Auswertung des Brückenzustands

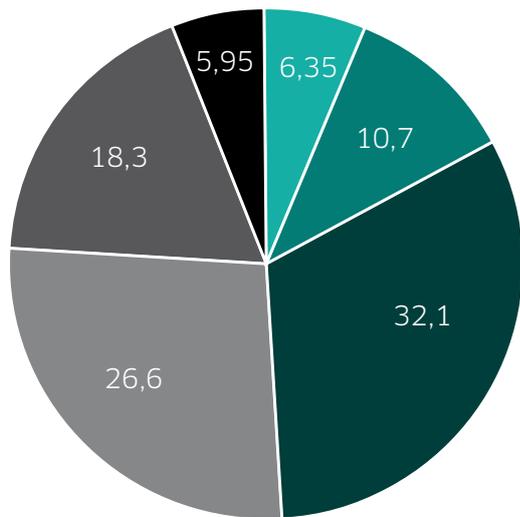
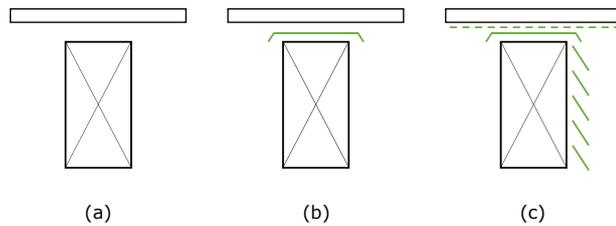
Die Lebensdauer von Holzbauteilen ist davon abhängig, ob diese direkt bewittert werden und somit ungeschützt sind oder ob sie vor Bewitterung und dem Eintrag von Feuchte konstruktiv geschützt werden. Eine Definition geschützter und ungeschützter Bauteile ist im nationalen Anhang zu DIN EN 1995-2 [3,4] angegeben. Ebenfalls sind Beispiele geschützter Brückenbauteile dargestellt. Für die weiteren Auswertungen der Bestandsanalyse wird darüber hinaus der Begriff „teilgeschützt“ verwendet, vgl. [5]. Während ein Bauteil geschützt ist, wenn neben einer oberen Abdeckung auch die bewitterten Seiten einen ausreichenden Schutz aufweisen, fehlt letzterer bei teilgeschützten Bauteilen. Der seitliche Schutz kann durch Bekleidungen erfolgen oder die obere Abdeckung ist so ausgeführt, dass eine seitliche Bewitterung vermieden wird. Bild 7 (rechts) zeigt schematisch die Definitionen.



ausgewertet 445 von 608

- geschützt
 - teilgeschützt
 - ungeschützt
- (in Prozent)

Bild 7: Auswertung zum konstruktiven Holzschutz (links), Definition ungeschützter (a), teilgeschützter (b) und geschützter (c) Bauteile in schematischer Darstellung (rechts)



ausgewertet 504 von 608

- sehr gut
 - gut
 - befriedigend
 - ausreichend
 - nicht ausreichend
 - ungenügend
- (in Prozent)

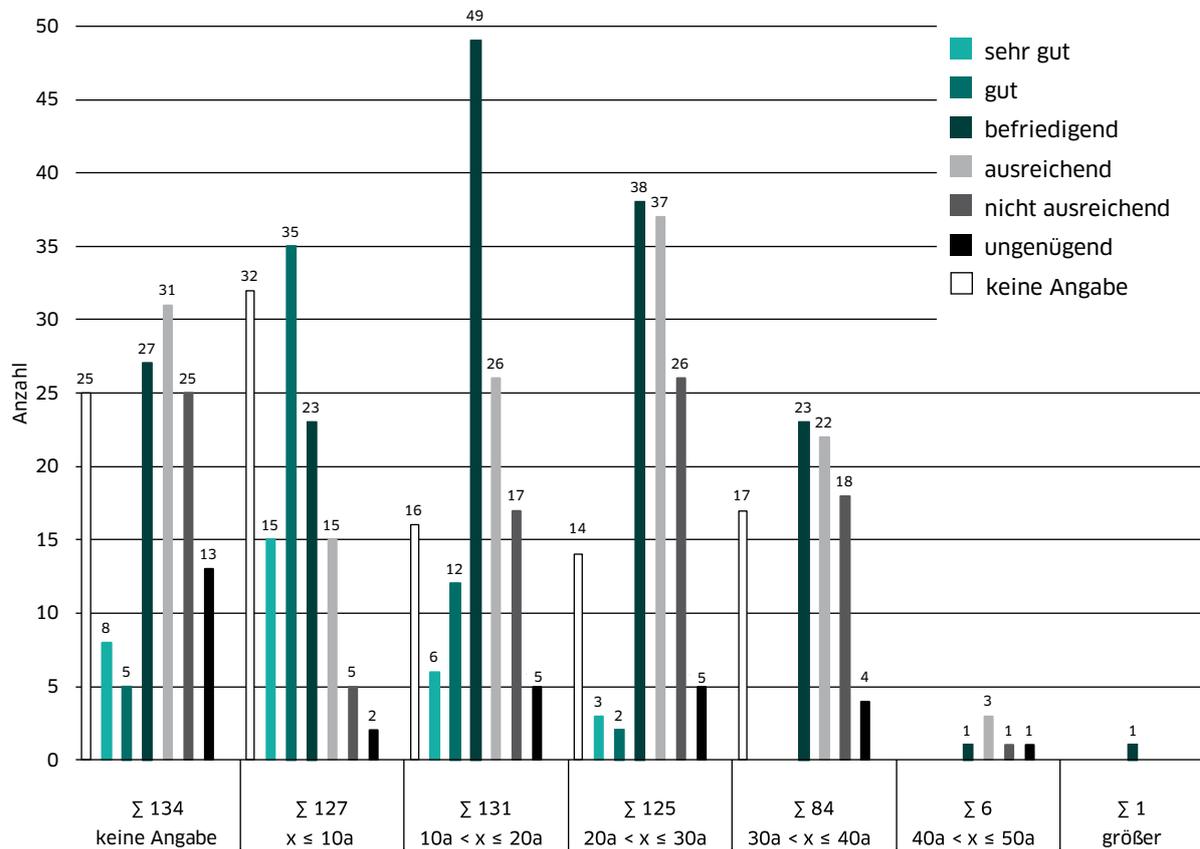
Notenbereich	Bezeichnung
1,0-1,4	sehr gut
1,5-1,9	gut
2,0-2,4	befriedigend
2,5-2,9	ausreichend
3,0-3,4	nicht ausreichend
3,5-4,0	ungenügend

Bild 8: Zustandsnoten für 504 Brücken (links) und Notenbereiche nach RI-EBW-PRÜF [1,2]

Für 445 Brücken konnte der Bauteilschutz klassifiziert werden. Das Diagramm in Bild 7 (links) verdeutlicht, dass lediglich 3,6 Prozent der Brücken über normkonform geschützte Bauteile des Tragwerks verfügen. 73 Prozent der Brücken weisen keinen konstruktiven Holzschutz auf. Für derartige Brücken gibt die Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung (ABBV [6]) eine theoretische Nutzungsdauer von 30 Jahren an. Bei geschützten Brücken wird diese mit 60 Jahre angesetzt.

Zur Bewertung des Zustands der erfassten Bestandsbrücken in NRW wurden die Zustandsnoten der Brückenprüfungen nach RI-EBW-PRÜF [1,2] aus den bereitgestellten Unterlagen sowie an eigen durchgeführten Brückenprüfungen ausgewertet. Aus den Kriterien für Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit der Einzelschäden ergibt sich auf der Grundlage der RI-EBW-PRÜF [1,2] eine Gesamtnote für das Bauwerk. Diese wird in Notenbereiche unterteilt, siehe auch Bild 8 (rechts).

Aussagen zu den Zustandsnoten für 504 der 608 erfassten Brücken in NRW sind in Bild 8 (links) zusammengefasst. Für 51 Prozent dieser Brücken sind die Zustandsnoten ausreichend und schlechter. Der Zustand von 17 Prozent der Brücken wird mit sehr gut bzw. gut beurteilt.



Eine Auswertung des Zustandes in Abhängigkeit vom Alter der Brücken ist in Bild 9 dargestellt. Für insgesamt 134 der 608 Brücken ist das Alter aus den Unterlagen nicht eindeutig feststellbar. Somit ergibt sich eine Grundgesamtheit von 395 Brücken für die sowohl Daten zur Zustandsnote als auch Altersangaben vorhanden sind. Bereits in einem Alter von bis zu 20 Jahren sind einige Brücken (7,3 %) mit einer nicht ausreichenden bzw. sogar ungenügenden Beurteilung vorhanden. In der Altersklasse 20 bis 30 Jahre liegt dieser Anteil bei 7,8 Prozent. Insgesamt weisen 383 Brücken ein Alter von bis zu 30 Jahre auf. Die Anzahl der Brücken mit einem Alter von mehr als 30 Jahre beträgt lediglich 91.

Bild 9: Zustandsnoten nach RI-EBW-PRÜF in Abhängigkeit vom Brückenalter (n = 608)

Am häufigsten treten Schäden im Auflagerbereich auf. Diese werden überwiegend durch LESS (Abkürzung für Laub, Erde, Schnee und Splitt [7]) verursacht. Ansammlungen von LESS, insbesondere auf Horizontalflächen, führen zu dauerhaft hoher Feuchtigkeit. Bei mangelnder Wartung fungieren die Ansammlungen als Feuchtespeicher, welche selbst äußere, trockene klimatische Bedingungen langfristig überdauern. Oftmals wird das Auflagerdetail bezüglich des konstruktiven Holzschutzes unzureichend, z. B. mit zu geringen Abständen, erstellt. Ebenso häufig sind Schäden am Belag bzw. Schäden die durch die Befestigung des Belags (Verbindungsmitteldurchdringungen) am Tragwerk entstehen [7]. Auch in diesem Bereich kommen Ansammlungen von LESS als Schadensursache hinzu. Am Haupttragwerk treten oftmals Schäden infolge unzureichendem konstruktiven Holzschutzes und demzufolge einer direkten Bewitterung der Vertikal- und Horizontalflächen auf.

3 Entwicklung Standardbrücke

3.1 Definition des Standards

Bei der Entwicklung der Standardbrücke stehen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit, Wartungsfreundlichkeit, Wirtschaftlichkeit sowie weitere Aspekte der Nachhaltigkeit im Vordergrund. Zusätzlich ergeben sich aus der Bestandsanalyse Randbedingungen, die zu erfüllen sind, um den geplanten Einsatz als Standardbrücke und somit eine häufige Anwendung zu gewährleisten. Die Erkenntnisse aus der Bestandsanalyse wurden mit den Baulastträgern, führenden Holzbauunternehmen und der Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau reflektiert. Hierdurch sollen die im Bestand überwiegenden Randbedingungen geprüft und gegebenenfalls weiterentwickelt werden, um ebenso zukünftige Ansprüche an Brückenbauwerke zu berücksichtigen.

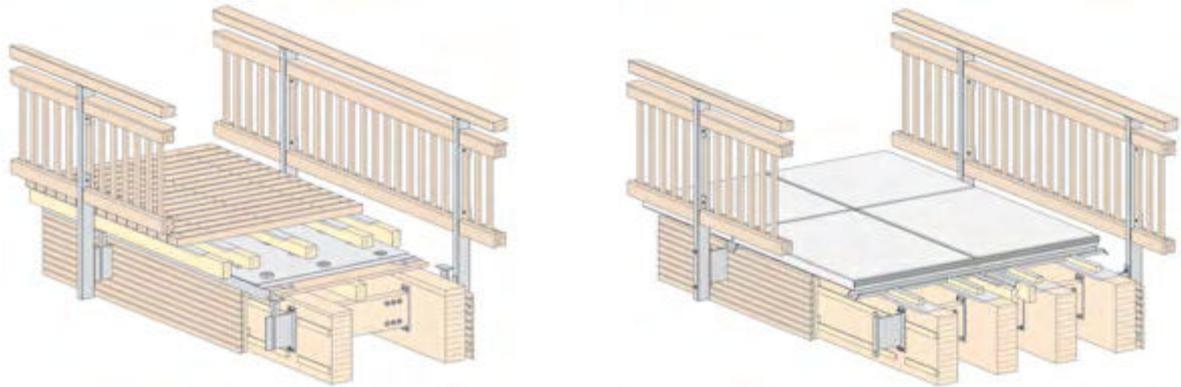


Bild 10: Isometrie der Variante 1 (links) und der Variante 2 (rechts)
(Bild: IB Miebach)

Folgend sind einige ausgewählte Parameter aufgeführt, die bei der Entwicklung der Standardkonstruktion Berücksichtigung finden:

- > Zwei Längenbereiche: bis 10 m und 10 bis 16 m
- > Nutzbreite: bis 3 m
- > Belastung: Rad- und Fußgängerverkehr teilweise mit Dienstfahrzeug
- > Brückentyp: Deckbrücke (beide Längenbereiche) und Trogrücke (nur 10 bis 16 m)
- > Belag kann als offene oder geschlossene Variante ausgeführt werden
- > Konsequente Berücksichtigung des konstruktiven Holzschutzes bei allen tragenden Bauteilen, Anschlüssen und Knotenpunkten
- > Verhinderung LESS-Ansammlungen und Feuchteinwirkungen im Auflagerbereich
- > Wartungsarme, wartungsfreundliche Konstruktionen
- > Angestrebte Nutzungsdauer: 80 Jahren
- > Dichter Fahrbahnübergang

3.2 Standardkonstruktionen und Standarddetails

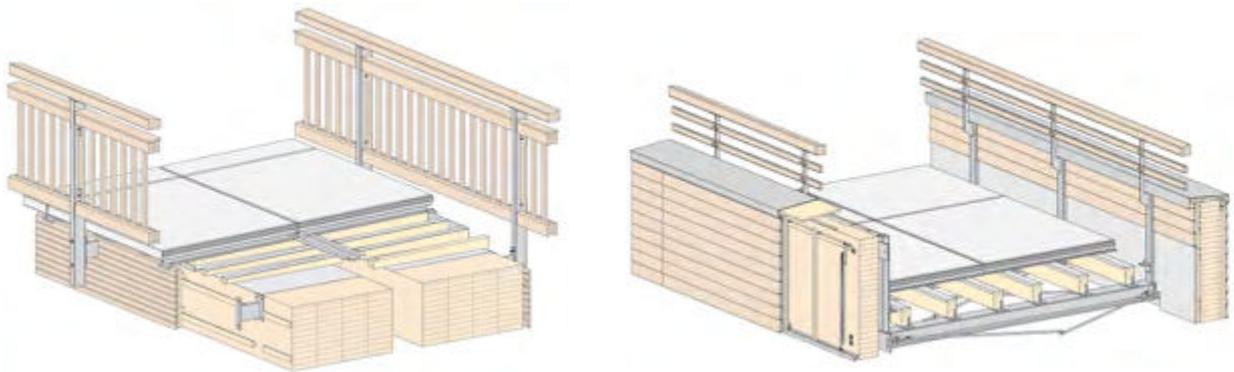
Das übergeordnete Ziel des Forschungsprojekts ist die Dauerhaftigkeit der Konstruktion. Bei der Auswertung der Bestandsanalyse war ersichtlich, dass die Lebensdauer der Bestandsbrücken nur selten 30 Jahre übersteigt. Dies ist auf einen mangelhaften bzw. fehlenden konstruktiven Holzschutz zurückzuführen. Für die Entwicklung der Standardkonstruktion und insbesondere der Haupttragwerksteile wurde eine Nutzungsdauer von 80 Jahren angesetzt. Zum Erreichen dieses Zieles ist ein oberseitiger und seitlicher konstruktiver baulicher Holzschutz sowie ggf. ein Hirnholzschutz der Haupttragkonstruktion zwingend erforderlich. Die Bedeutung des baulichen Holzschutzes stellte Gerold unter anderem in den entwickelten Planungshinweisen auf, welche die fehlenden Musterzeichnungen im Holzbau ersetzen sollten [8].

Neben der konstruktiven Durchbildung beeinflussen Pflege und Wartung der Brücke die Lebensdauer des Bauwerks erheblich. Dies betrifft insbesondere die regelmäßige Beseitigung von LESS sowie des bauwerksnahen Pflanzenbewuchses. Für die Standardkonstruktion wurden die einzelnen Bereiche einer Brücke so konstruiert, dass dem Auftreten von LESS-Ansammlungen vorgebeugt wird und der anfallende Niederschlag abgeführt werden kann.

Des Weiteren wurde im Bereich von Schutzebenen, die die Holzbauteile vor direkter Bewitterung oder Ähnlichem schützen, eine Möglichkeit der Prüfbarkeit im Rahmen der regelmäßigen Bauwerksprüfungen berücksichtigt. Beispielsweise sind nach DIN 1076 Verschalungen so anzubringen, dass eine handnahe Prüfung der tragenden Bauteile möglich ist. Dies gilt ebenso für jegliche Anschlussbereiche.

Bauteile, die den Witterungseinflüssen direkt ausgesetzt sind, müssen während der gesamten Lebensdauer der Brücke ausgetauscht werden können. Darunter fallen u. a. Bauteile der Belageebene, des Geländers oder der Verschalung. Außerdem sollte das Austauschen dieser Bauteile innerhalb der kommunalen Kapazitäten durchführbar sein.

Neben den Detailoptimierungen sollten die zu entwickelnden Standardbrückentypen in Holzbauweise nachhaltig, wirtschaftlich zu produzieren und einen geringen Wartungsaufwand vorweisen. Zur Minimierung der Bauzeit vor Ort ist ein hoher Vorfertigungs-



grad zu realisieren. Des Weiteren sind bei dem Entwurf von Standardquerschnitten die üblichen Transportmaße zu berücksichtigen.

Aufbauend auf den oben definierten Parameter werden vier Varianten von Standardbrückentypen in Holzbauweise verfolgt. Die zuvor genannten Randbedingungen gelten für alle Varianten gleichermaßen. Die gewählte Reihenfolge der Varianten entspricht der Priorität der Standardkonstruktion. Die Variante 1 besitzt hinsichtlich des Standards eine höhere Priorität, da die Randbedingungen wie beispielsweise Spannweite und Belastung die Häufigkeit der Bestandsanalyse widerspiegeln.

Bild 11 (links): Iso-
metrie der Variante 3
(Bild: IB Miebach)

Bild 12 (rechts): Iso-
metrie der Variante 4
(Bild: IB Miebach)

Variante 1

Die erste Variante ist eine Deckbrücke mit einer Spannweite von bis zu 10,0 m und einer Nutzbreite zwischen 1,80 und 2,50 m. Bei dieser Variante wird die Belastung der gleichmäßig verteilten Verkehrslast von 5,00 kN/m² infolge Geh- und Radwegverkehr berücksichtigt. Darüber hinaus kann die Belagsebene sowohl als Natursteinbelag als auch als Holzbohlenbelag ausgeführt werden. In Bild 10 (links) ist die Ausführungsvariante des Holzbohlenbelags dargestellt.

Variante 2

Ab einer Nutzbreite von 2,50 m wird zusätzlich zu der gleichmäßig verteilten Verkehrslast ein Dienstfahrzeug mit 3,5 t angesetzt. Infolge der höheren Verkehrslast sind anstatt von zwei Hauptträgern (siehe Variante 1) vier Hauptträger anzuordnen. In Bild 10 (rechts) wird die Ausführungsvariante des Natursteinbelags dargestellt. Die generelle konstruktive Durchbildung ist identisch mit der ersten Variante.

Variante 3

Als dritte Variante (Bild 11) wird ebenfalls eine Deckbrücke konzipiert. Diese umfasst Brücken mit einer Spannweite zwischen 10,0 m und 16,0 m sowie einer Nutzbreite von 3,00 m. Bei dieser Variante wird das Haupttragwerk mit zwei BSH-Blockträgern ausgeführt. Als Belastung wird für die Brücke die Verkehrslast zuzüglich der Belastung infolge eines Dienstfahrzeugs angesetzt.

Variante 4

Bei der vierten Variante findet der Brückentyp Trogbrücke Anwendung. Die Belastung und der Spannweitenbereich sind identisch mit der dritten Variante. Dementsprechend kann die vierte Variante als eine Alternative zur dritten Variante angesehen werden. Aufgrund der geometrischen vorhandenen Gegebenheiten (Lichtraumprofil etc.) kann der Einsatz einer Trogbrücke notwendig sein. Die Isometrie dieser Variante zeigt Bild 12.

Für die genannten Varianten wurde jeweils ein Katalog möglicher Ausführungsdetails der einzelnen Bereiche in Anlehnung an die Musterzeichnungen der FH Erfurt [9] ausgearbeitet. Anhand der durchgeführten Schadensanalyse wurde gezeigt, dass die Auflagerkonstruktion die Dauerhaftigkeit des Gesamtbauwerks erheblich beeinflusst. Daher wurde diesen Ausführungsmöglichkeiten besondere Bedeutung zugewiesen. Nachfolgend werden die Auflagervarianten exemplarisch für die Deckbrücke dargestellt. Die priorisierte Ausführung des Auflagers wird als aufgehängte Variante bezeichnet (Bild 13). Dabei wird der Hauptträger über ein Stahlteil direkt an die Kammerwand des Widerlagers angeschlossen. Dadurch kann auf eine Auflagerbank vollständig verzichtet werden. Infolge-



Bild 13 (links): Auflagerkonstruktion aufgehängt

Bild 14 (rechts): Auflagerkonstruktion aufgeständert

dessen kann eine LESS-Ansammlung ausgeschlossen werden. Im Fall von Ersatzbauten, bei denen die Bestandswiderlager wiederverwendet werden, muss diese Möglichkeit immer im Einzelfall statisch geprüft werden.

Alternativ dazu können die Hauptträger aufgeständert werden, siehe Bild 14. Dadurch ist die Möglichkeit der Wiederverwendung eines Bestandslagers im Gegensatz zur aufgehängten Variante leichter umsetzbar.

4 Zusammenfassung

Im Rahmen des EFRE-Forschungsprojekts „Nachhaltige Standardbrücken in Holzbauweise“ wurde eine Bestandsanalyse für 608 Holzbrücken in NRW durchgeführt. Es zeigte sich, dass die meisten Brücken über keinen konstruktiven Holzschutz verfügen und dass teilweise entsprechender Handlungsbedarf im Hinblick auf die Wartung bzw. eine Instandsetzung besteht.

Auf der Grundlage der Bestandsanalyse werden Standardbrückentypen entwickelt, die einen möglichst großen Anwendungsbereich abdecken, wirtschaftlich zu produzieren sind und eine Nutzungsdauer von 80 Jahren erreichen sollen. Um die funktionale Umsetzung durch die kommunalen Baulastträger zu gewährleisten, werden verschiedene Leitfäden als Projektergebnis erarbeitet.

Zum einen werden für die Varianten der Standardbrückentypen entsprechende Musterstatiken erarbeitet und die entwickelten Detaillösungen als Musterzeichnungen dargestellt. Als Grundlage für diese Zeichnungen bzw. Statiken dienen die von der Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau veröffentlichten Unterlagen (siehe [10] und [11]). Zum anderen geben Ausschreibungsunterlagen einen Überblick über die geforderten Leistungen, die zur fachgerechten Umsetzung und zum Erreichen einer langlebigen Holzkonstruktion beitragen sollen. Die Dauerhaftigkeit der Brückenkonstruktion hängt neben der im Vorfeld durchgeführten Detailplanung ebenfalls stark von der regelmäßigen Prüfung und Pflege der Konstruktion ab. Daher ist für die entwickelten Standardkonstruktionen ein entsprechender Prüf- und Pflegeleitfaden vorgesehen. Dieser unterstützt die Baulastträger bei der gezielten Überprüfung der Konstruktion und gewährleistet eine langfristige Funktionalität des konstruktiven Holzschutzes. Durch diese Leitfäden kann sowohl bei der Planung als auch während der Bauausführung sowie der Nutzung eine dauerhafte Brückenkonstruktion erreicht werden.

Zur Absicherung der Erkenntnisse über die Lebensdauer und die Unterhaltungskosten von Holzbrücken wird ein Prototyp in der Stadt Mechernich errichtet. An diesem wird ein Langzeitmonitoring eingerichtet. Neben einem Holzfeuchtemonitoring ist es auch geplant, eine Langzeitmessung der Verformungen durchzuführen.

5 Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF), Ausgabe: 03/2013
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF), Ausgabe: 02/2017
- [3] DIN EN 1995-2, Ausgabe Dezember 2010. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken; Deutsche Fassung EN 1995-2:2004
- [4] DIN EN 1995-2/NA, Ausgabe August 2011. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken
- [5] Uibel, T.; Moorkamp, W.: Geh- und Radwegbrücken in NRW – Bestandsanalyse und Perspektiven. In: 5. Internationale Holzbrückentage IHB 2018. Tagungsband. Hrsg.: forum-holzbau, Biel, Schweiz, 2018, Seiten 19 – 32
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Verordnung zur Berechnung von Ablösungsbeträgen nach dem Eisenbahnkreuzungsgesetz, dem Bundesfernstraßengesetz und dem Bundeswasserstraßengesetz (Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung ABBV), Ausgabe: 07/2010
- [7] Aicher, S.; Leitschuh, N.: Geh- und Radwegbrücken aus Holz – Ergebnisse und Konsequenzen aus 100 Brückenbegutachtungen. 3. Stuttgarter Holzbau-Symposium – Neueste Entwicklungen bei geklebten Holzbauteilen, Stuttgart 2015, ISBN 978-3-9809512-9-6, Seite 7-20
- [8] Gerold, M.: Musterzeichnungen für Brücken aus Holz, 12. Internationales Holzbau-Forum 2006, Congress Centrum Garmisch-Partenkirchen, 6.-8. Dezember 2006, ISBN 978-3-8167-7235-4, Deutschland
- [9] Simon, A.; Arndt, R. W.; Jahreis, M. G.; Koch, J.: MuZ-HolzBr – Musterzeichnungen für Holzbrücken, Forschungsprojekt ProTimB, Fachhochschule Erfurt, 2018.
- [10] Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau: Entwurf von Holzbrücken, INFORMATIONSDIENST HOLZ, Holzbau Handbuch Reihe 1, Teil 9, Folge 1, 2019
- [11] Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau: Musterzeichnungen für Holzbrücken, INFORMATIONSDIENST HOLZ, Holzbau Handbuch Reihe 1, Teil 9, Folge 3, 2019



Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach

Ingenieurbüro Miebach
Haus Sülz 7
53797 Lohmar

- seit 2018 Mitglied im europäischen Normenausschuss für Holzbrücken DIN EN 1995-2
- seit 2014 Mitglied DIN-Normenausschuss Bauwesen (NA Bau), Spiegelausschuss (SpA) Holzbau, Deutsche Arbeitsgruppe für Holzbrücken DIN EN 1995-2
- seit 2009 Gründungs- und Vorstandsmitglied der Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V. – QHB, Bonn
- 2005 Gründung Ingenieurbüro Miebach (IB-Miebach) in Köln / Lohmar
- 2000 – 2005 Projektleitung Holzbrückenbau Fa. Schaffitzel Holzindustrie GmbH, Schwäbisch Hall
- 1996 – 2000 Studium/Diplom Holzbauingenieur Rosenheim (Diplomthema: Bemessungsverfahren für Holzbrücken)

Holzschutzmaßnahmen für langlebige Holz-Standardbrücken

Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach, Ingenieurbüro Miebach, Lohmar

Kurzfassung

Für den Einsatz von standardisierten Holzbrücken sind Grundsätze des konstruktiven Holzschutzes zu berücksichtigen. Eine Auswahl an verschiedenen Holzschutzmaßnahmen für Brücken unterschiedlicher Bauweisen wird nachfolgend vorgestellt.

Einleitung

Im Bereich des Brückenbaus nimmt der Holzbrückenbau eine vermeintlich kleine Rolle ein. Prozentual liegt der Anteil der Holzbrücken in der Baulast des Bundes bei geschätzt 0,4% aller Brückenbauwerke [1]. Schaut man jedoch zu kleineren Verwaltungseinheiten der Länder, Landkreise und Kommunen, zeigt sich ein deutlich anderes Bild: bei größeren Kommunen liegt der Holzbrückenanteil bereits bei rund 15% und bei kleineren ausgewählten Kommunen sogar bei über 40% [2]! Somit haben Holzbrücken – insbesondere für kleinere Spannweiten – deutschlandweit durchaus eine hohe Relevanz.

Grundlagenbetrachtung zum Einsatz von Holz im Brückenbau

Für die Planung und Bemessung von Tragwerken ist Holz ein gut geeigneter Werkstoff, um statische Anforderungen zu erfüllen. Dies spiegelt sich beispielsweise bei großen Hallentragwerken eindrucksvoll wider. Im Bereich des Brückenbaus kommt jedoch neben der statischen Anforderung eine wichtige Komponente hinzu: Eine exponierte Bauweise bewirkt zumeist eine Bewitterung von tragenden Bauteilen.

Holz sollte jedoch generell nicht bewittert für tragende Zwecke eingesetzt werden. Somit stellt diese Erkenntnis eine spezielle Herausforderung für den Einsatz von Holz im Brückenbau dar.

Um demnach Brücken aus Holz zu errichten, die gleichwertig zu anderen Materialien gelten können, sind Maßnahmen des konstruktiven Holzschutzes unabdingbar. Dies bedeutet vereinfacht einen Schutz der tragenden Teile vor oberseitiger Befeuchtung durch Regen, aber auch einen ausreichenden seitlichen Schlagregenschutz. Ein oberseitiger Schutz kann durch dichte Beläge aus anderen Materialien bestehen, aber auch durch eine separate Abdichtung bis hin zu einem Dach ausgeführt werden. Ein seitlicher Schutz hingegen kann entweder durch eine Verkleidung, aber auch durch ausreichenden Überstand eines Belags erzielt werden.

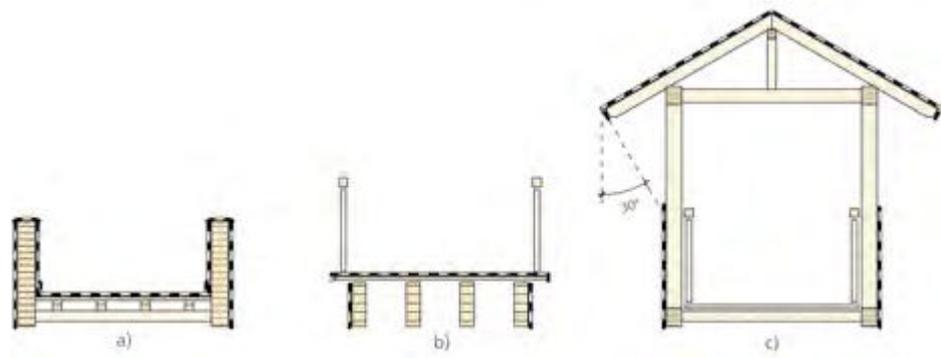
Lebensdauerbetrachtung Holzbrücken

Zur Beurteilung der Sinnhaftigkeit von konstruktiven Schutzmaßnahmen spielt das Kosten-Nutzen-Verhältnis und damit die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks eine zentrale Rolle. Unter die Kategorie „konstruktiv geschützt“ fallen Holzbrücken, wenn die Haupttragstruktur vor direkter Bewitterung geschützt wird. Dies kann beispielsweise mit einem geschlossenen, ausreichend überkragenden Belag erreicht werden, aber auch durch Blechabdeckungen oder andere wasserdichte Abdeckungen unter einem offenen Belag erzielt werden.

Brückenüberbauten aus Holz	Theor. Nutzung	Jährl. Unterhalt
Geh- / Radweg (ungeschütztes Tragwerk)	30 Jahre	2,5%
Geh- / Radweg (geschütztes Tragwerk)	60 Jahre	2,0%
Straßen (geschütztes Tragwerk)	60 Jahre	2,0%

Auszug Ablöserichtlinie
des deutschen Bundes-
verkehrsministeriums
BMVI (Stand 2010)

Bild 1: Baulicher Holzschutz nach [3]



Offiziell geregelt ist dies durch die Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung (ABBV) vom Bundesverkehrsministerium BMVI. Danach liegt die Nutzungsdauer konstruktiv geschützter Holzbrücken aktuell bei 60 Jahren und der Prozentsatz der jährlichen Unterhaltungskosten bei zwei Prozent. Brücken mit Überbauten aus Stahlbeton schreibt die Verordnung eine Nutzungsdauer von 70 Jahren bei 0,8 Prozent Unterhaltungskosten zu.

Konstruktiver Holzschutz

Grundlage von Entwürfen moderner Holzbrücken ist die geschützte Bauweise gemäß dem nationalen Anhang zur DIN EN 1995-2 [3]. Dieser unterscheidet für geschützte Bauweisen drei unterschiedliche Fälle (Bild 1):

- Brücke mit untenliegender Verkehrsbahn
- Brücke mit obenliegender Verkehrsbahn
- gedeckte Brücke

In allen Fällen sind tragende Holzkonstruktionen durch eine wasserdichte Ebene zu schützen, so dass eine mittlere Materialfeuchte unter 20% gewährleistet und Pilz- oder Insektenbefall ausgeschlossen sind. Die Variante c) beschreibt dabei das ursprüngliche Holzschutzprinzip historischer Holzbrücken. Die Varianten a) und b) stellen modernere Entwurfsprinzipien dar, wobei sich die Variante b) mit einem ausreichenden seitlichen Überstand ($> 30^\circ$) eines dichten Belages auch ohne seitliche Verschalung ausführen lässt. Entsprechend der Lage und Exponiertheit der Brücke kann es empfehlenswert sein, den Überstand deutlich zu erhöhen.

Weitere Regelungen zum Holzschutz sind in den Teilen 1 und 2 der DIN 68800 [4,5] festgelegt. Siehe dazu auch Handbuch „Entwurf von Holzbrücken“ [6].

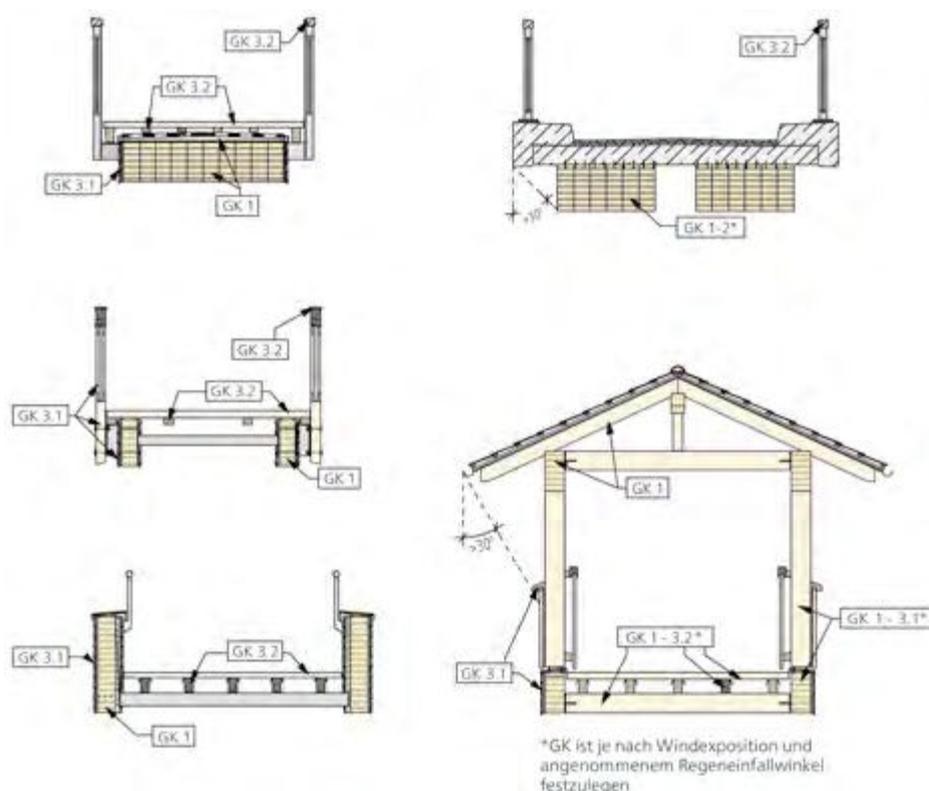


Bild 2: Gebrauchs-klassen bei gängigen Brückenquerschnitten

GK	Bauteilbeschreibung	Vorbeugende Maßnahmen (Anwendung einer Maßnahme ausreichend)	Empfohlene Holzarten
Tragende Bauteile			
1	Oberseitig und seitlich vor Witterung geschützte Hauptträger ohne Tauwasserbelastung	<ul style="list-style-type: none"> > bauliche Maßnahme zur Vermeidung von Insektenbefall nach DIN 68800-2 > Verwendung von Farbkernhölzern mit Splintholzanteil ≤ 10% > Verwendung technisch getrockneter Hölzer 	Fichte/Tanne oder Farbkernhölzer Splintholzanteil ≤ 10% wie: Kiefer, Lärche, Douglasie
2	Oberseitig und seitlich vor Witterung geschützte Hauptträger mit Tauwasser Gefahr durch lokale Bedingungen (erhöhte standortbedingte Umgebungsluftfeuchte, außergewöhnliche Schlagregenbelastung, etc.)	<ul style="list-style-type: none"> > bauliche Maßnahme zur Vermeidung von Insekten- und Pilzbefall nach DIN 68800-2 > Verwendung von Farbkernhölzern der Dauerhaftigkeitsklassen 1, 2 und 3 sowie natürlicher Dauerhaftigkeit gegen Insekten mit Splintholzanteil ≤ 5% 	Farbkernhölzer Splintholzanteil ≤ 5% wie: Kiefer, Lärche, Douglasie
3.1	Vertikale Geländerbauteile	<ul style="list-style-type: none"> > bauliche Maßnahme zur Vermeidung von Insekten- und Pilzbefall nach DIN 68800-2 > Verwendung von Farbkernhölzern der Dauerhaftigkeitsklassen 1, 2 und 3 sowie natürlicher Dauerhaftigkeit gegen Insekten mit Splintholzanteil ≤ 5% 	Farbkernhölzer Splintholzanteil ≤ 5% wie: Eiche, Lärche, Douglasie (Splintholzanteil ≤ 5%)
3.2	Bewitterte Bohlenbeläge ^(a) sowie deren Unterkonstruktion und Geländerholme	<ul style="list-style-type: none"> > bauliche Maßnahme zur Vermeidung von Insekten- und Pilzbefall nach DIN 68800-2 > Verwendung von Farbkernhölzern der Dauerhaftigkeitsklassen 1 und 2 sowie natürlicher Dauerhaftigkeit gegen Insekten mit Splintholzanteil ≤ 5% 	Farbkernhölzer Splintholzanteil ≤ 5% wie: sibirische Lärche (Rohdichte > 700 kg/m ³), Eiche, Robinie
Nicht tragende Bauteile gem. Anhang E zur DIN 68800			
3.1/	Verschalungen, Bekleidungen,	<ul style="list-style-type: none"> > bauliche Maßnahme zur Vermeidung von Insekten- und Pilzbefall nach DIN 68800-2 	Farbkernhölzer Splintholzanteil ≤ 10% wie: Kiefer, Lärche, Douglasie
3.2	Geländerfüllungen		

(a) Bei Bohlenbelägen wird eine regelmäßige Reinigung des Belags und der Fugen (mindestens zweimal jährlich) vorausgesetzt.

Tabelle 1: Bauteile, GK und Holzarten

Vorgaben aus der DIN 68800

Die Normenreihe der DIN 68800 priorisiert den baulichen (konstruktiven) Holzschutz gegenüber dem Einsatz von chemischen Holzschutzmitteln. Im Sinne einer nachhaltigen Bauweise gilt dieser Ansatz auch für den Holzbrückenbau. Brückenentwürfe sind so zu gestalten, dass ein möglichst großer Anteil der Bauteile problemlos recycelt bzw. einer späteren thermischen Nutzung zugeführt werden kann. Teil 1 [4] der Normenreihe definiert in der Tabelle 1 Gebrauchsklassen, die einer definierten Feuchteexposition entsprechen. Teil 2 [5] der Norm enthält ergänzend besondere bauliche Maßnahmen, deren Ziel es ist, Konstruktionen so zu gestalten, dass alle tragenden Holzbauteile geschützt sind und eine Ausführung ohne Holzschutzmittel möglich ist. Sofern alle konstruktiven Maßnahmen erschöpft sind, lässt sich durch den Gebrauch heimischer Holzarten mit hoher Eigenresistenz dennoch auf chemischen Holzschutz verzichten.

Für nicht tragende Bauteile wie Bekleidungen, Verschalungen oder Geländerfüllungen, deren konstruktiver Schutz nicht wirtschaftlich herstellbar ist, ist grundsätzlich kein chemischer Holzschutz vorzusehen. Mit resistenteren einheimischen Holzarten oder modifizierten Hölzern lässt sich eine längere Lebensdauer gewährleisten. Andernfalls sind Bauteile entsprechend häufiger auszutauschen.

Brückenträger überdachter Brücken über Wasser werden der Gebrauchsklasse 2 zugeordnet, siehe Tabelle D.1 des Anhangs D in [4]. In Rahmen eines Forschungsprojektes ließ sich keine erhöhte Belastung für Bereiche von Holzbrücken über Gewässern feststellen, sofern ein ausreichender Abstand zur Geländeoberfläche eingehalten ist [7]. Mit entsprechenden konstruktiven Maßnahmen lassen sich Bauteile bei Brücken gem. Tabelle 1 bzw. Bild 2 zuordnen. Regelungen zu vorbeugenden chemischen Holzschutzmaßnahmen werden in Teil 3 der DIN 68800 [8] beschrieben – grundsätzlich ist der Einsatz durch konstruktive Maßnahmen zu vermeiden und bei geschützten Holzbrückenkonstruktionen nicht erforderlich.

Häufige Bauweisen im Holzbrückenbau

Deckbrücken

Deckbrücken bestehen aus zwei oder mehr Hauptträgern, die statisch als Biegebalken wirken. Das Tragwerk liegt unter der Fahrbahn und wird durch den Belag abgedeckt. Diese Bauweise ist besonders einfach und wirtschaftlich. Sie wird häufig als einfeldrige Konstruktionen eingesetzt. Ab Spannweiten von 10 m werden meistens zusätzliche Maßnahmen für einen Lastabtrag horizontaler Einwirkungen wie Wind erforderlich. Für eine offene Konstruktion eignet sich ein Diagonalverband aus Rundstählen. Ist die Fahrbahn wasserdicht ausgeführt, lässt sich diese als Scheibe umsetzen oder alternativ zwischen

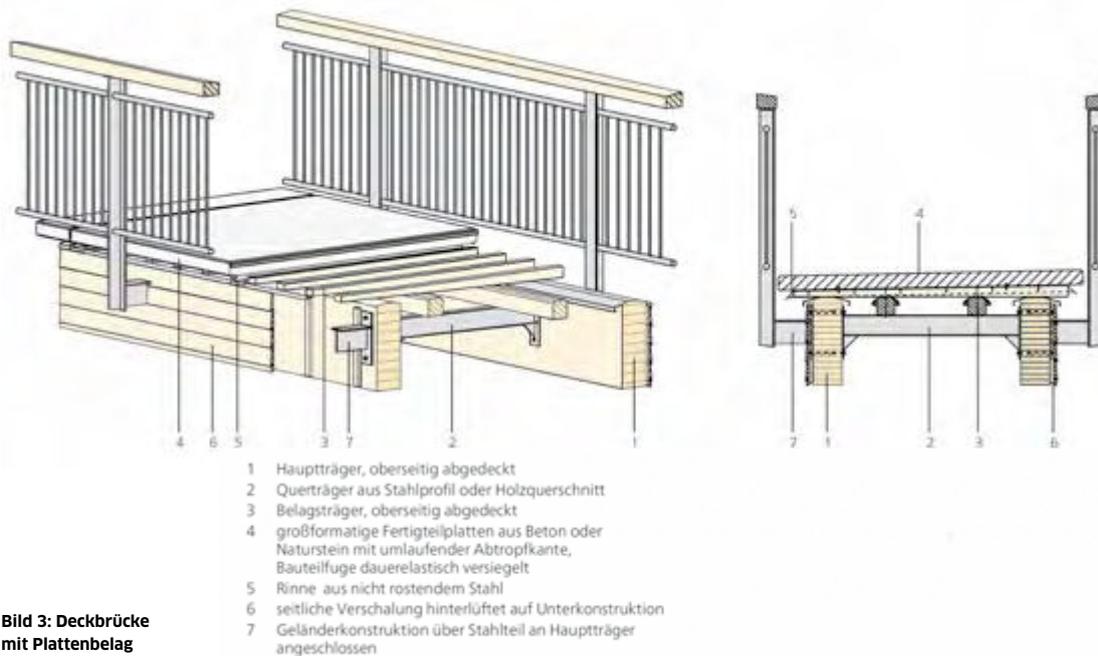


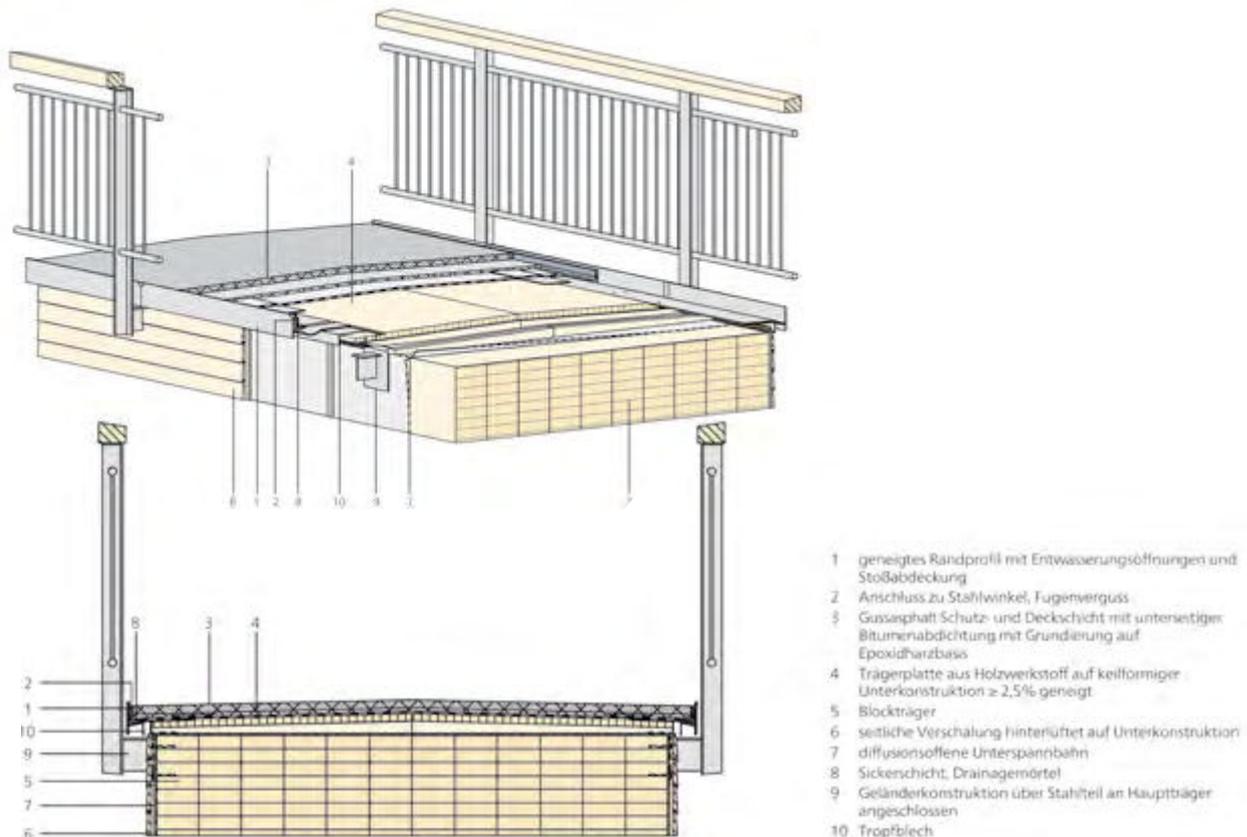
Bild 3: Deckbrücke mit Plattenbelag

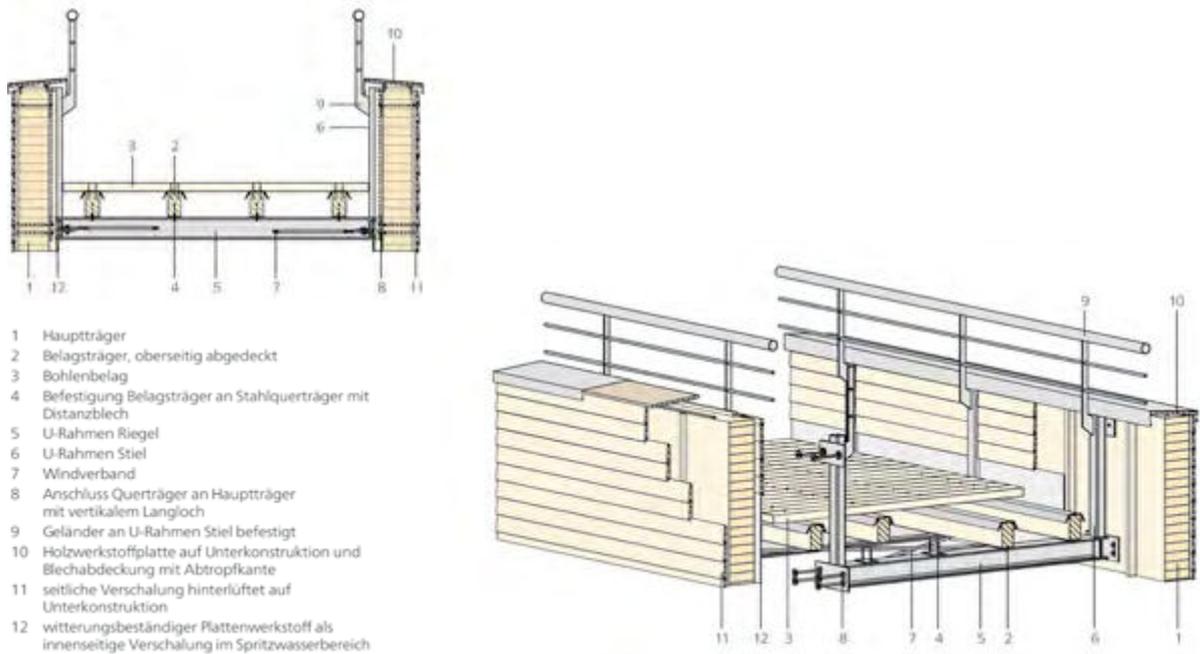
den Hauptträgern ein Fachwerk aus Holzstäben bilden. Das Holztragwerk wird durch einen wasserführenden Belag oder oberseitige Abdeckungen aus Blech oder Kunststoff vor der Witterung geschützt. Schutz vor Schlagregen bieten eine seitliche Bekleidung oder ein ausreichender Überstand der Fahrbahn. Bei wasserdurchlässigen Belagskonstruktionen ist der Schutz der Trägerinnenseiten erforderlich. Mit dieser Bauweise lassen sich Spannweiten bis 20 m wirtschaftlich realisieren. Durch den Einsatz von Unterspannungen können noch größere Distanzen überbrückt werden

Blockträgerbrücken

Bei dieser Bauweise bilden zu Blöcken verklebte Träger aus Brettschichtholz das unter der Fahrbahn liegende Haupttragwerk. Durch den massiven Querschnitt lassen sich statisch geringere Konstruktionshöhen erzielen. Ein Blockträger kann horizontale Einwirkungen durch Wind kompakt ohne zusätzlichen Aussteifungsverband abtragen. Die Blockträger sind durch eine dauerhafte Dichtebene oberseitig zu schützen. Ein ausreichender Überstand einer wasserdichten Fahrbahn oder eine Verschalung stellen den seitlichen Witterungsschutz sicher. Blockträgerbrücken zeichnen sich durch eine besonders

Bild 4: Blockträgerbrücke mit Asphaltbelag





- 1 Hauptträger
- 2 Belagträger, oberseitig abgedeckt
- 3 Bohlenbelag
- 4 Befestigung Belagträger an Stahlquerträger mit Distanzblech
- 5 U-Rahmen Riegel
- 6 U-Rahmen Stiel
- 7 Windverband
- 8 Anschluss Querträger an Hauptträger mit vertikalem Langloch
- 9 Geländer an U-Rahmen Stiel befestigt
- 10 Holzwerkstoffplatte auf Unterkonstruktion und Blechabdeckung mit Abtropfkante
- 11 seitliche Verschalung hinterlüftet auf Unterkonstruktion
- 12 witterungsbeständiger Plattenwerkstoff als innenseitige Verschalung im Spritzwasserbereich

Bild 5: Trogbrücke mit Holzbelag

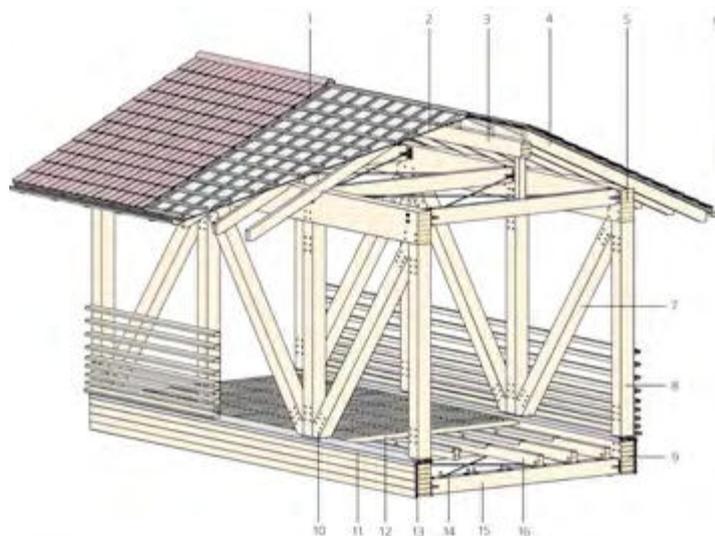
kompakte Querschnittsform aus. Die Blockverklebung ermöglicht eine Herstellung von in mehrere Richtungen gekrümmten Bauteilen, wodurch sich nahezu beliebige Geometrien mit Spannweiten bis ca. 45 m realisieren lassen.

Trogbrücken

Das Tragwerk einer Trogbrücke besteht aus zwei Hauptträgern aus Brettschichtholz, die in Geländerebene liegen und einen Trog bilden. Die Fahrbahn liegt zwischen den Hauptträgern auf U-förmigen Aussteifungsrahmen aus Stahl. Die horizontale Aussteifung erfolgt zumeist über einen Rundstahlverband. Ein Vorteil dieser Bauweise besteht in der geringen Konstruktionshöhe zwischen Oberkante des Belags und Unterkante der Brücke. Sie lässt auch bei großen Spannweiten höhere Durchflussquerschnitte für Hochwasser oder Freiraumprofile über Verkehrswegen zu. Für eine hohe Lebensdauer werden alle tragenden Elemente aus Holz oberseitig und seitlich verschalt. Trogbrücken sind wirtschaftlich mit Einzelspannweiten von bis zu 50 m realisierbar.

Fachwerkbrücken

Die gedeckte Fachwerkbrücke gilt als traditionsreichste Ausführung von Holzbrücken. Das Tragwerk besteht aus einer aufgelösten Struktur aus Gurten, Pfosten und Diagonalen. Die statische Nutzung kleinformatiger Holzstäbe ermöglichte bereits vor der Entwicklung



- 1 Dacheindeckung
- 2 Holzwerkstoffplatte mit diffusionsöffener Unterspannbahn
- 3 Firstpfette
- 4 Sparren
- 5 Obergurt
- 6 Regenrinne
- 7 Strebe
- 8 Pfosten
- 9 Untergurt
- 10 Verbindungsknoten aus Stahl einschließlich Anschluss der oberseitigen Abdeckung
- 11 Blechabdeckung Untergurt
- 12 Bohlenbelag
- 13 seitliche Verkleidung mit Unterkonstruktion Belüftungsebene
- 14 Windverband
- 15 Querträger
- 16 Belagträger, oberseitig abgedeckt

Bild 6: Abschnitt Fachwerkbrücke

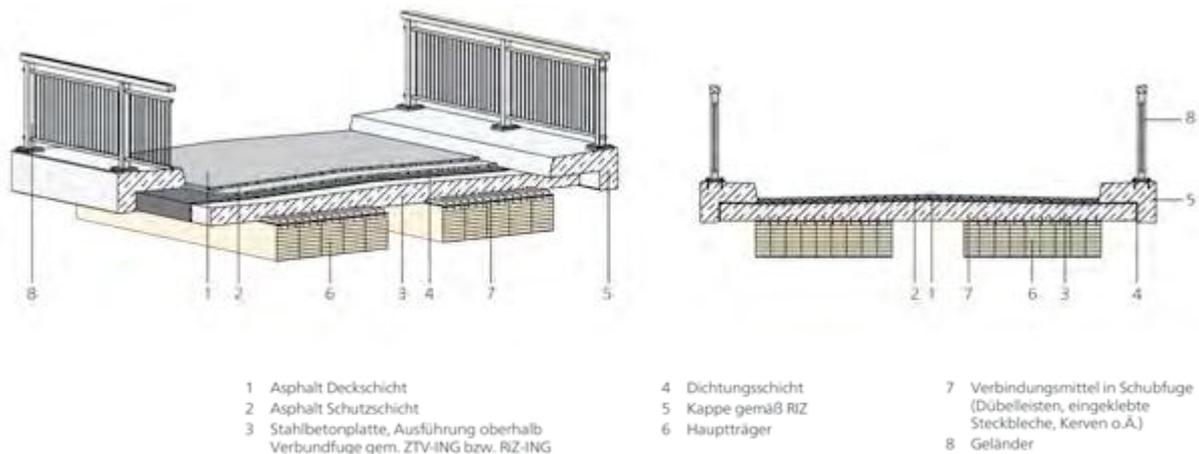


Bild 7: Holz-Beton-Verbundbrücke

von Brettschichtholz Spannweiten bis zu 40 m. Heutzutage werden Fachwerkbrücken mit bis zu 80 m Länge realisiert. Die Fahrbahn ist meist an die Untergurte angeschlossen und die Obergurte dienen zusätzlich als Auflager für die schützende Dachkonstruktion. Verbundebenen unterhalb des Belags sowie in Ebene der Obergurte nehmen die Horizontalkräfte auf. Biegesteife Rahmenkonstruktionen am Auflager aus Stahl, Beton oder Holz tragen die Horizontallasten aus der Obergurtebene in die Fundamente ab. Neben dieser klassischen Gestaltung lassen sich weitere Fachwerkformen und Unterarten differenzieren. Dazu können neben Gitterträgerkonstruktionen auch Hänge- und Sprengwerke sowie Kombinationen aus diesen gezählt werden. Der konstruktive Holzschutz wird durch einen ausreichenden Dachüberstand und/oder eine seitliche Verschalung gewährleistet. Die früher oft geschlossene Ausführung der Verschalung wird heute teilweise durch eine offene Lamellenverschalung ersetzt. Die offene Konstruktionsweise erfordert eine sorgfältige Planung der baulichen Holzschutzmaßnahmen, da durch Verwirbelungen oder Schnee geschützte Bereiche belastet werden können.

Holz-Beton-Verbundbrücken

Holz-Beton-Verbundbrücken zeichnen sich durch die statisch sinnvolle Kombination von Holz und Beton in einem Tragwerk aus. Ziel ist die optimale Ausnutzung ihrer mechanischen Eigenschaften: Der Holzquerschnitt wird auf Zug beansprucht und die Betonplatte übernimmt die Druckkräfte. Diese Zuordnung lässt sich in Einfeldsystemen nutzen. Der Verbund wird hergestellt durch Kerfen mit eingeklebter Bewehrung, Dübelleisten oder z.B. HBV®-Schubverbindern. Holz-Beton-Verbundbrücken eignen sich für Straßenbrücken mit Spannweiten bis 40 m. Der oberseitige Aufbau aus Beton bietet die Möglichkeit, die RiZ [9] der BAST ohne weiteren Planungsaufwand anzuwenden, sodass sich oberhalb des Holzträgers eine mit Betonbrücken vergleichbare Ausführung realisieren lässt.

Das Holztragwerk wird als Trägerschar oder Blockträger ausgeführt und durch die auskragende Betonplatte konstruktiv gut geschützt. Die notwendige Schalung zwischen den Trägern sowie die seitliche Auskragung der Betonplatte lassen sich im Werk vorfertigen, damit unmittelbar nach Einhub die Bewehrungs- und Betonarbeiten beginnen können.

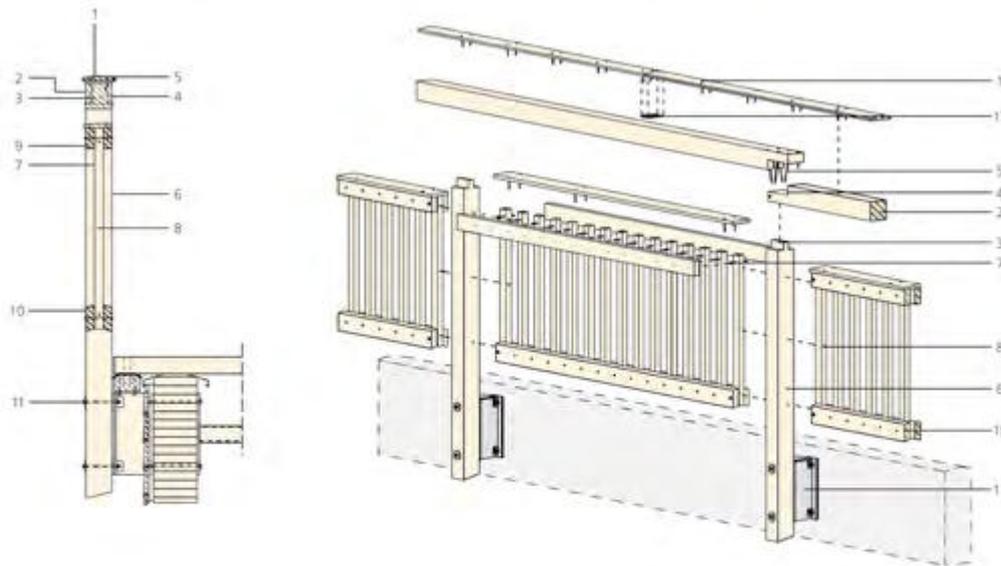
Weitere Brückentypen

Siehe hierzu Handbuch „Entwurf von Holzbrücken“ [6].

Geländer aus Holz

Holz wird bei der Herstellung von Geländern häufig wegen seiner einfachen Verarbeitbarkeit und Gestaltungsvarianz verwendet, zumeist bei Haupttragelementen wie Pfosten, Holmen oder Füllungen und Handläufen. Als Holzarten empfehlen sich die Kernhölzer von Lärche, Douglasie, Eiche oder Robinie ohne Behandlung. Darüber hinaus ist der Einsatz von modifizierten Hölzern möglich.

Geländer sind stets der Witterung ausgesetzt mit der Folge besonderer Anforderungen an den Holzschutz. Details müssen besonders sorgfältig geplant werden, um stehende Nässe durch geneigte Flächen, ausreichende Abstände oder geschützte Verbindungen zu vermeiden. Alle Bauteile sollten leicht austauschbar und auch mit Blick auf etwaigen Vandalismus dimensioniert sein. Je nach Ausführung beträgt die Lebensdauer einer



- | | |
|--|---|
| 1 Deckbohle mit Satteldachprofil | 8 Randstab mit Geländerpfosten verschraubt mit Distanzscheibe |
| 2 Geländerriegel | 9 Kopfriegel |
| 3 Zapfenanschluss Geländerpfosten an Riegel | 10 Fußriegel |
| 4 Blattverbindung | 11 Geländeranschluss an Hauptträger |
| 5 Vollgewindeschraube Neigung 30 % zum Pfosten | 12 Zinkrinne im Stoßbereich der Deckbohle |
| 6 Geländerpfosten | |
| 7 Füllstäbe mit Schraube im Kopfriegel befestigt | |

Abb. 8 Geländer aus Holz nach MuZ H-Gel 1-5

Material	Dauerhaftigkeit
Kiefer (Farbkernholz)	ca. 10 Jahre
Europäische Lärche	ca. 20 Jahre
Douglasie	ca. 20 Jahre
Eiche	ca. 20 Jahre
Acetylierte Kiefer	ca. 35 Jahre
Robinie	ca. 25 Jahre

Tabelle 2: Anhaltswerte für die Lebensdauer von Geländerbauteilen aus Holz

Geländerkonstruktion aus Holz 20 bis 30 Jahre. Tabelle 2 bietet Anhaltswerte für die Lebensdauer von Geländerkonstruktionen aus unterschiedlichen Holzarten. Abmessungen der Einzelbauteile für Holzgeländer in Standardbauweise lassen sich den MuZ (Musterzeichnungen) H-Gel 1 bis 5 [6] entnehmen.

Verschaltungen und Abdeckungen

Eine entscheidende Herausforderung für den Entwurf von Holzbrücken ist der zuverlässige Witterungsschutz aller tragender Konstruktionsteile. Lässt sich dieser nicht durch einen ausreichenden Überstand einer Dichtebene oder eines dichten Fahrbahnbelags über dem Tragwerk sicherstellen, ist eine seitliche Verschalung und oberseitige Abdeckung anzuordnen [1].

Grundsätzlich eignen sich Bekleidungen entsprechend der Fachregeln für Gebäudefassaden [8] und oberseitige Abdeckungen entsprechend der Fachregeln des Dachdeckerhandwerks. Neben dem Werkstoff Holz sind Materialien wie Kunststoff, Metall, Stein oder auch Glas möglich. Primärer Zweck der Verschaltungen und Abdeckungen ist der Schutz des Tragwerks vor Witterungseinflüssen.

Seitliche Verschaltungen

Seitliche Verschaltungen bilden eine vertikale Ebene für den Witterungsschutz des Tragwerks, sei es als geschlossene oder teildurchlässige Ausführung. Neben der Schutzfunktion tragen sie maßgeblich zur Bauwerksgestaltung bei.

Geschlossene Verschaltungen

Geschlossene Bekleidungen bilden eine witterungsdichte, meist vertikale Ebene zum Schutz des Tragwerks. Sie bestehen meist aus profilierten, horizontal oder vertikal angeordneten Holzbrettern mit einer Dicke von 18 - 24 mm, die durch Überlappen oder Nut und Feder eine geschlossene Ebene herstellen. Für Bekleidungen, die zur Verkehrsfläche

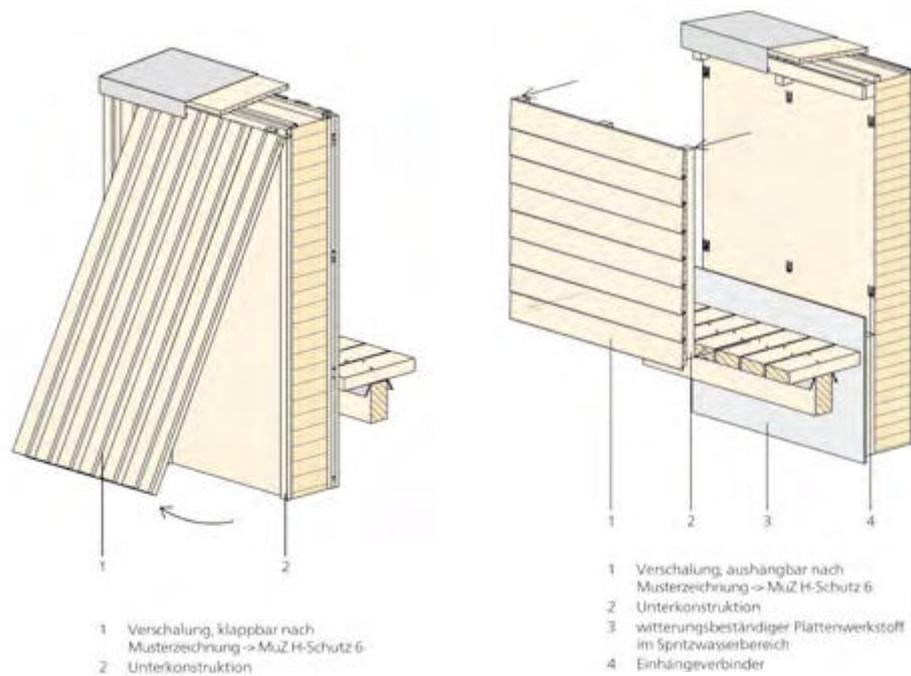


Bild 9: Vorschlag für innen- und außen-seitige Verschalung einer Trogbrücke

angeordnet sind, empfehlen sich Dicken ≥ 21 mm, um Vandalismus vorzubeugen. Zur Vermeidung von Verletzungen ist der Einsatz gehobelter und gefaster Bretter vorzuziehen.

Zur Hinterlüftung werden die Schalungsbretter auf einer Unterkonstruktion aus Latten (Sortierung gemäß DIN 4074-1 „S 10“ [11]) mit einem Abstand $e \leq 400$ mm befestigt. Für das schnelle Abtrocknen ist eine Luftschicht von mindestens 20 mm vorzusehen. Informationen zur Ausführung orientieren sich an Gebäudefassaden und sind in den Fachregeln des Zimmererhandwerks – Außenwandbekleidungen aus Holz und Holzwerkstoffen [10] detailliert beschrieben. Entsprechend der Zugänglichkeit des Haupttragwerks sollten geschlossene Verschalungen mit einfachen Mitteln demontierbar sein, damit tragende Bauteile handnah geprüft werden können (siehe auch MuZ H-Schutz 6 [6]). Dies gilt auch für den etwaigen Austausch der Verschalung. Bei Überschneidungen mit anderen Konstruktionsteilen – beispielsweise bei Trogbrücken mit dem Belag – sind Verschalungen entsprechend zu trennen. Es empfiehlt sich, Bauteile, die schlecht zugänglich oder einer hohen Spritzwasserbelastung ausgesetzt sind, mit dauerhafteren Materialien auszuführen. Grundsätzlich werden Verschalungen bei Brücken mit korrosionsbeständigen Verbindungsmitteln befestigt, um eine hohe Standzeit und einen späteren Austausch zu sichern. Alternativ zu Verschalungen aus Holz lassen sich Plattenwerkstoffe wie Furnierschichtholz, HPL-Platten oder Faserzementplatten einsetzen. Weitere Möglichkeiten stellen Holzschindeln, Bleche aus Titanzink, Aluminium oder Kupfer und Glas als Schindeln oder geschlossene Flächen dar.

Offene Verschalungen

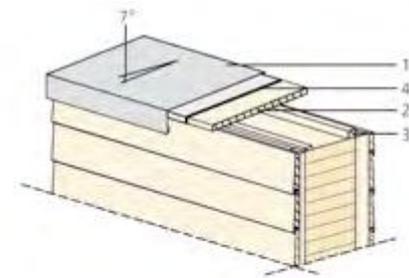
Alternativ zu geschlossenen Verschalungen bieten offene Konstruktionen aus horizontalen Lamellen die Möglichkeit zur Realisierung eines transparenten Witterungsschutzes.

Die Anordnung der Lamellen übereinander erfolgt dabei so, dass vom Tropfpunkt des oberen Brettes bis zur oberen Kante des unteren Brettes ein Schlagregenwinkel von mindestens 30° eingehalten wird. Im Gegensatz zu geschlossenen Bekleidungen ergibt sich der Nachteil, dass Regen und Schnee bei starkem Wind hinter die Verschalungsebene gelangen können. Gefährdete Konstruktionsteile in diesem Bereich – beispielsweise Fachwerkknotenpunkte – sind entsprechend zu schützen (Abb. 8.6 in [6]). Von Vorteil bei offenen Bekleidungen ist die gute Einsehbarkeit der tragenden Holzbauteile. Eine Demontagemöglichkeit für Prüfungen muss nicht berücksichtigt werden.

Oberseitige Abdeckungen

Sofern kein wasserdichter Fahrbahnbelag das Tragwerk abdeckt, ist der Schutz der Holzbauteile durch eine Abdichtungsebene herzustellen. Es lassen sich sowohl flächige als auch bauteilbezogene Abdichtungen einsetzen.

Aufgrund der höheren Witterungsbelastung und schlechten Einsehbarkeit eignen sich für zusätzliche Abdichtungen Materialien wie Metall oder Kunststoffe besser als Holz oder Holzwerkstoffe. Grundlage für die Ausführung bilden die Regelungen für das Dachdecker- und Spenglerhandwerk. Für flächige Abdichtungen mit geringer Neigung lassen sich die Regelungen der DIN 18531 Teil 1-5 [12] anwenden. Für Abdichtungen unter Asphaltbelägen gelten zudem Teil 7 Abschnitt 1 und 2 aus den ZTV-ING [13].



- 1 Zinkblechabdeckung mit Abtropfkante unter 7° geneigt
- 2 Holzwerkstoffplatte
- 3 Unterkonstruktion
- 4 diffusionsoffene Dichtbahn

Bei Abdichtungen unter offenen Belägen ergeben sich erhöhte Belastungen durch mechanische Einwirkungen, den Einsatz von Streusalzen oder Verschmutzungen. Neigungen und Aufbauten sind deshalb entsprechend zu wählen. Bei Vorgaben zu Mindestneigungen von Unterkonstruktionen sind stets die Verformungen des Tragwerks zu beachten. Schneeablagerungen können zusätzliche Abdichtungsmaßnahmen in vor Schlagregen geschützten Bereichen erfordern, zum Beispiel im Inneren von gedeckten Fachwerkbrücken.

Bild 10 (links): Offene Lamellenbekleidung

Bild 11 (rechts): oberseitige Abdeckung von Hauptträgern

Abdeckungen aus Metall

Für die flächige Abdeckung von Holztragwerken oder oberseitige und seitliche Abdeckung von Einzelträgern und Anschlussbereichen sind Titanzink-, Aluminium-, Edelstahl- oder Kupferbleche verwendbar. Die Regeldachneigung liegt je nach Ausführung bei mindestens 7°. Ein Gefälle von minimal 3° oder gefällelos (nur Edelstahl) kann durch Zusatzmaßnahmen wie zusätzliche Abdichtungen erreicht werden. Dehnungsstöße sind mindestens alle 8 m anzuordnen.

Für Abdeckungen, die einer Tausalzbelastung ausgesetzt sind, eignen sich resistenter Metalle oder Kunststoffe. Titanzink oder Aluminium sind hierfür nicht geeignet. Darüber hinaus sind mögliche Kontaktkorrosionen mit Verbindungsmitteln oder Einbauteilen aus Metall zu berücksichtigen. Eine Gefahr durch Tauwasserausfall an Abdeckungen ist durch geeignete Trennlagen zu vermeiden.

Weitere Informationen zur Ausführung und Verarbeitung sind in den Fachregeln für Metallarbeiten im Dachdeckerhandwerk aufgeführt.

Abdeckungen aus Kunststoff und Bitumen unter offenen Belägen

Für die Ausführung von Abdichtungen mit geringem Gefälle von $\geq 1,5\%$ ist der Einsatz von Bitumen- oder Kunststoffbahnen im Holzbrückenbau verbreitet. Die Teile 1 - 4 der DIN 18531 [12] enthalten Regelungen für die Ausführung von genutzten und nicht genutzten Dächern und lassen sich auch bei Brücken anwenden. Für Abdichtungen unter offenen Belägen liefern die Angaben aus Teil 5: Balkone, Loggien und Laubengänge spezifische Hinweise.

Die Abdichtungsebene unter offenen Belägen lässt sich mit den meisten Polymerbitumenbahnen und allen Kunststoff- oder Elastomerbahnen gemäß DIN 18531 [12] Teil 2 umsetzen. Randabschlüsse, Rinnen oder Einbauteile sind als Standardteile aus Verbundblechen oder vorbehandelten Metallen verfügbar. Als Unterkonstruktion eignen sich belüftete Holzwerkstoffplatten oder Vollholzschalungen. Zur Redundanz lassen sich zusätzliche diffusionsoffene Abdichtungen unterhalb der Belüftungsebene anordnen.

Schutzschichten gegen mechanische Belastungen sind bei Abdichtungsebenen unter offenen Belägen erforderlich. Hierfür eignen sich beispielsweise Bautenschutzmatten aus Gummigranulat mit einer Mindestnennstärke von 6 mm. Zusätzlich sind Abstandshalter - beispielsweise Unterlagen aus EPDM - für die Unterkonstruktion vorzusehen, die eine ausreichende Distanz zur Abdichtungsebene schaffen

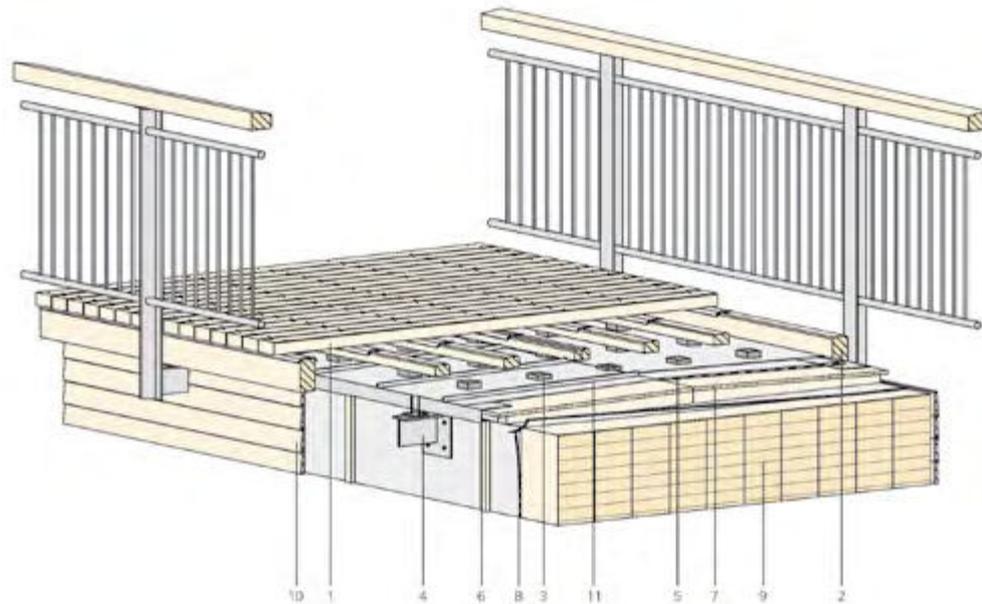


Bild 12: Blockträgerbrücke, Abdichtung unter Bohlen, links Stehfalzdeckung, rechts Kunststoff-/ Bitumenbahn

- | | |
|---|---|
| <ol style="list-style-type: none"> 1 Bohlenbelag 2 Belagträger 3 Elastomerlager für Belagträger 4 Geländerkonstruktion über Stahlteil an Hauptträger angeschlossen 5 Kunststoff- oder Bitumenabdichtung mit oberseitiger Bautenschutzmatte 6 Tropfblech | <ol style="list-style-type: none"> 7 Holzwerkstoffplatte auf Unterkonstruktion keilförmig $\geq 2,5\%$ geneigt 8 diffusionsoffene Unterspannbahn 9 Hauptträger 10 seitliche Verschalung auf Unterkonstruktion hinterlüftet 11 Zinkblechabdeckung, Stehfalz mit abgedichtetem Falz |
|---|---|

Hirnholzseitige Abdeckung

Wegen ihrer Faserstruktur nehmen Stirnseiten von Holzstäben und Blockträgern Feuchtigkeit besonders schnell und tief auf. Diese Bereiche sind daher sorgfältig zu schützen. Hierzu lässt sich entweder die seitliche Bekleidung um das Hirnholz herumführen oder eine zusätzliche Blechabdeckung vorsehen. Erhöhte Sicherheit schaffen wasserdichte und schmutzdichte Übergangskonstruktionen.

Fazit

Bei Anwendung der konstruktiven Holzschutzregeln kann man mit Holz sehr dauerhafte Brückenbauwerke als Standardbrücken errichten. In Kombination mit anderen Materialien ist aber nicht nur eine zeitgemäße Formensprache möglich, sondern es lassen sich auch Bauwerke mit beachtlichen Spannweiten errichten. Die technische Entwicklung im allgemeinen Holzbau erzeugt nun eine ähnliche Situation wie für Stahl und Beton im Zuge der Industrialisierung zum Anfang des vergangenen Jahrhunderts. Dies wird auch den Holzbrückenbau positiv beeinflussen.

Quellenverzeichnis

- [1] Dipl.-Ing. Tabea Neumann-Schwarzkopf: Vortrag Fachgespräch Holzbrücken – Der Holzbrückenbau im Bereich der Bundesfernstraßen, 19. September 2018
- [2] Prof. Dr.-Ing. Thomas Uibel: Vortrag Fachgespräch Holzbrücken – Entwicklung von Standardbrücken für Geh- und Radwege, Vortrag vom 19. September 2018 an der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach
- [3] DIN EN 1995-2, Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2011
- [4] DIN 68800-1, Holzschutz – Teil 1: Allgemeines, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2011
- [5] DIN 68800-2, Holzschutz – Teil 2: Vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2012
- [6] Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V.: Entwurf von Holzbrücken, 2019
- [7] Koch, J. und Simon, A.: Untersuchung der langfristigen Holzfeuchteentwicklung an geschützten Holzbrücken. In: 7. Doktorandenkolloquium Holzbau Forschung + Praxis, S. 105-112, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, DE-Stuttgart, 2018
- [8] DIN 68800-3, Holzschutz – Teil 3: Vorbeugender Schutz von Holz mit Holzschutzmitteln, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2012
- [9] Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING), Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2017
- [10] Außenwandbekleidungen aus Holz und Holzwerkstoffen – Fachregeln des Zimmerhandwerks, Bund Deutscher Zimmermeister, 2014
- [11] DIN 4074-1 Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit – Teil 1: Nadelschnittholz, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2012
- [12] DIN 18531 1-5 Abdichtung von Dächern sowie von Balkonen, Loggien und Laubengängen, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2017
- [13] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2017

Bild 1 – 12: Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V.: Entwurf von Holzbrücken, 2019
Tabelle 1, 2: Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V.: Entwurf von Holzbrücken, 2019



Dipl.-Ing. Frank Lattke

Architekt BDA

Lattke Architekten
Beim Schnarrbrunnen 4
86150 Augsburg
lattke@lattkearchitekten.de

- ab 2014 Projektpartner leanWOOD (Forschungsprojekt WoodWisdom Net)
 - 2010 - 2014 Projektleiter smartTES (WoodWisdom ERA Net)
 - 2010 - 2014 Mitarbeit E2ReBuild (Forschungsprojekt FP 7)
 - 2002 - 2014 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Holzbau,
Prof. Hermann Kaufmann, Fakultät für Architektur der TU München
 - 2007 - 2010 Projektleiter TES EnergyFacade (WoodWisdom ERA Net)
 - seit 2004 eigenes Büro in Augsburg
- Lehr- und Wanderjahre in Australien.
- Tischlerlehre, Architekturstudium an der TU München und ETSAM Madrid
- Mitglied im Netzwerk Holzbau Augsburg
- Mitglied Bund Deutscher Architekten BDA KV Augsburg-Schwaben

Von Fichten und Buchen – den Holzbau sollst Du planen!

Bericht aus dem Forschungsprojekt leanWOOD

Dipl.-Ing. Frank Lattke, Architekt BDA, Lattke Architekten

„Das Prinzip der Industrialisierung erfordert die Verlegung der Produktionsstätte von der Baustelle oder dem Werkplatz in die Fabrik. Der Anspruch auf Präzision, Qualität und größte Leistung zu ökonomischen Bedingungen führt zur Vorfabrikation im Sinne einer kompletten Fertigfabrikation aller Teile. Dadurch ergibt sich eine neue Technik des Zusammenfügens der einzelnen Elemente auf der Baustelle. Der Bau wird zur Montage. Ein Vorgang, der sich wesentlich von allen bisher üblichen Methoden des Bauens unterscheidet und nur durch die Industrialisierung bedingt ist.“

Was Konrad Wachsmann 1959 in seinem Buche Wendepunkt des Bauens beschreibt, ist heute Standard im modernen Holzbau. Mit Blick auf den Bauprozess wird jedoch die Planungsphase immer mehr zum Flaschenhals, um Projekte erfolgreich abschliessen zu können.

Der vorliegende Beitrag zitiert Ergebnisse des Forschungsprojektes leanWOOD und skizziert Empfehlungen zur Verbesserung von Planungsprozessen im Holzbau.

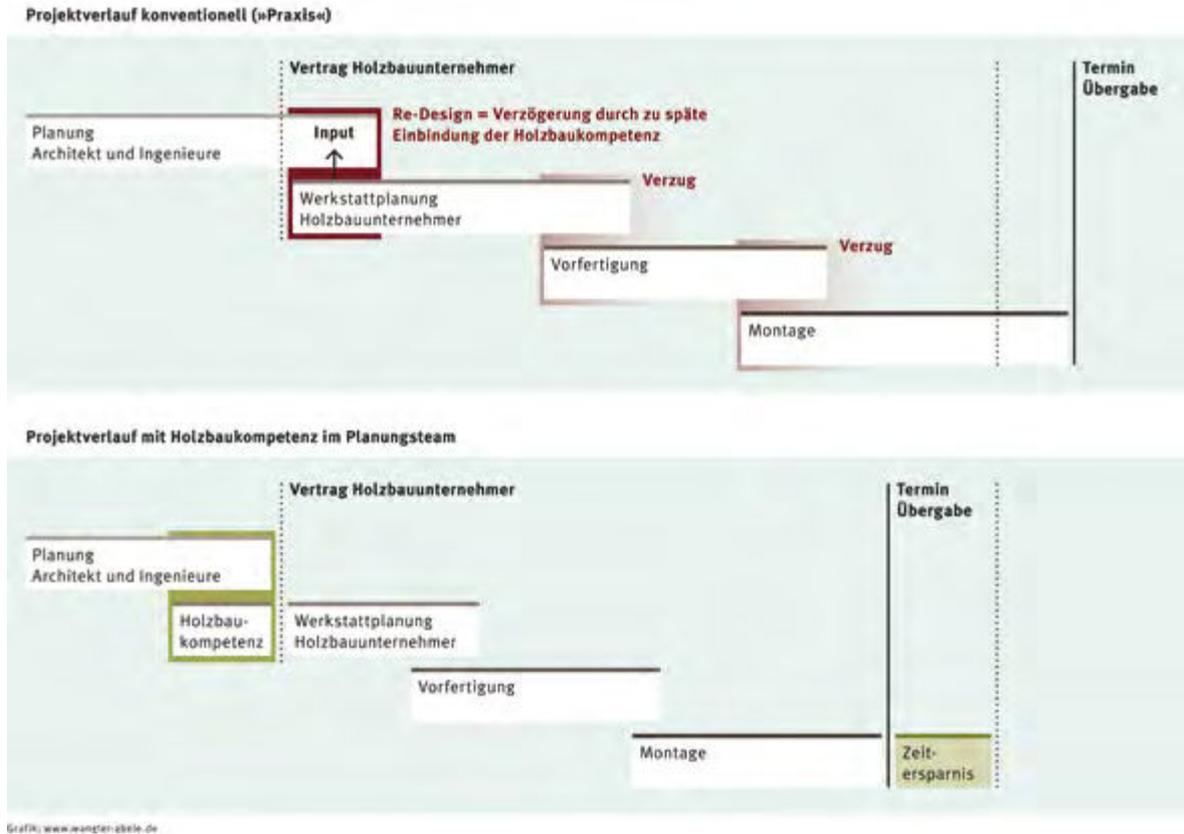
1 Vorgefertigt Bauen mit Holz ist anders ...

Ein Blick in die Werkstatt eines modernen Holzbauunternehmens lässt die Unterschiede zum konventionellen Bauen sofort klar werden: Die Produktion ganzer Bauteile, wie Wand und Decke, erfolgt nicht mehr auf der Baustelle, sondern mit Hilfe digitaler Verfahrenstechniken und Anlagen als vollständig vorgefertigte Elemente im Unternehmen des Holzbauers.

Dadurch ergeben sich komplett andere Anforderungen an die Prozesse mit Berücksichtigung der Fertigung der Bauelemente, deren Transportlogistik, die Montage und das Fügen der Bauteile vor Ort. Die heute übliche Projektorganisation mit den separierten Einzelschritten Planung, Ausschreibung, Produktion und Bau stellen große Einschrän-



Bild 1: moderne Fertigungslinie bei Gump & Maier, Binswangen



Grafik: www.wengler-ebel.de

Bild 2: Projektverlauf konventionell vs. holzbaugerecht

kungen für den vorgefertigten Holzbau dar, weil dadurch in der Regel die notwendige Holzbauprozesskompetenz zu spät in den Planungsprozess eingebunden wird und somit oft entscheidendes Wissen für die Ausführungsplanung fehlt. Von Vorteil wäre ein Bauprojekt von Anfang an produktionsgerecht von einem Team aus Architekten, Ingenieuren und Holzbauplanern zu bearbeiten. An diesem Punkt setzt das Forschungsprojekt leanWOOD an. In dessen Rahmen wurden Methoden, Strategien und Leistungsbilder entwickelt mit denen Planungsabläufe visualisiert und klare Zuordnungen von Zuständigkeiten definiert werden können.

2 Der holzbaugerechte Planungsprozess

2.1 Was heute bei der Planung fehlt

Entgegen den Entwicklungen in anderen europäischen Ländern hat sich im deutschsprachigen Raum aufgrund von Vergaberichtlinien die wirtschaftliche Trennung von Planung und Ausführung etabliert, um die Unabhängigkeit von wirtschaftlichen Interessen in der Planung zu garantieren.

Beim vorgefertigten Holzbau stößt dieses Prinzip jedoch an Grenzen. Architekt und Fachplaner erstellen in kontinuierlicher Abstimmung mit dem Bauherrn in aufeinander aufbauenden Planungsphasen von Vorentwurf, Entwurf und Ausführungsplanung eine sich stetig konkretisierende und zuletzt bis ins Detail klar definierte und für die Firmen umsetzbare Planung. Der Erstkontakt zwischen dem Architekten und der ausführenden Firma geschieht in diesem Projektverlauf erst, nachdem der Architekt bereits zwei Drittel seiner Gesamtleistung erbracht hat. In der Praxis werden die spezifischen Belange des Holzbaus daher ohne spezialisierte Holzbauprozesskompetenz oft nicht ausreichend berücksichtigt. Der mehrschichtige Aufbau der Bauteile erfordert jedoch, dass sämtliche Bauteilanforderungen immer integral über alle Schichten betrachtet werden müssen. Brandschutz, Schallschutz, Feuchte- und Wärmeschutz werden oft von Rohbau- und Ausbauelementen gemeinsam geleistet. Das konventionelle, schrittweise und baubegleitende Planen von Rohbau, Fassade und Ausbau funktioniert daher im Holzbau nicht. Der Normalfall in der Praxis ist häufig eine „Re-Design“-Phase: Nach erfolgter Vergabe kommt es zur Umplanung durch den Holzbauprozessunternehmer, der die Planung an seine Erfordernisse und Firmenspezifika anpasst.

Um die Holzbauprozesskompetenz früher in den Planungsprozess zu integrieren gibt es zwei grundlegende Lösungsansätze:

Strategie 1 – Frühzeitige Integration von holzbauspezifischem Fachwissen in den konventionellen Planungsprozess

Das Planungsteam bringt die notwendige Holzbauprozesskompetenz über die Beratung durch ein Holzbauprozessunternehmen oder einen unabhängigen Fachmann, z. B. einen Holzbauprozessingenieur

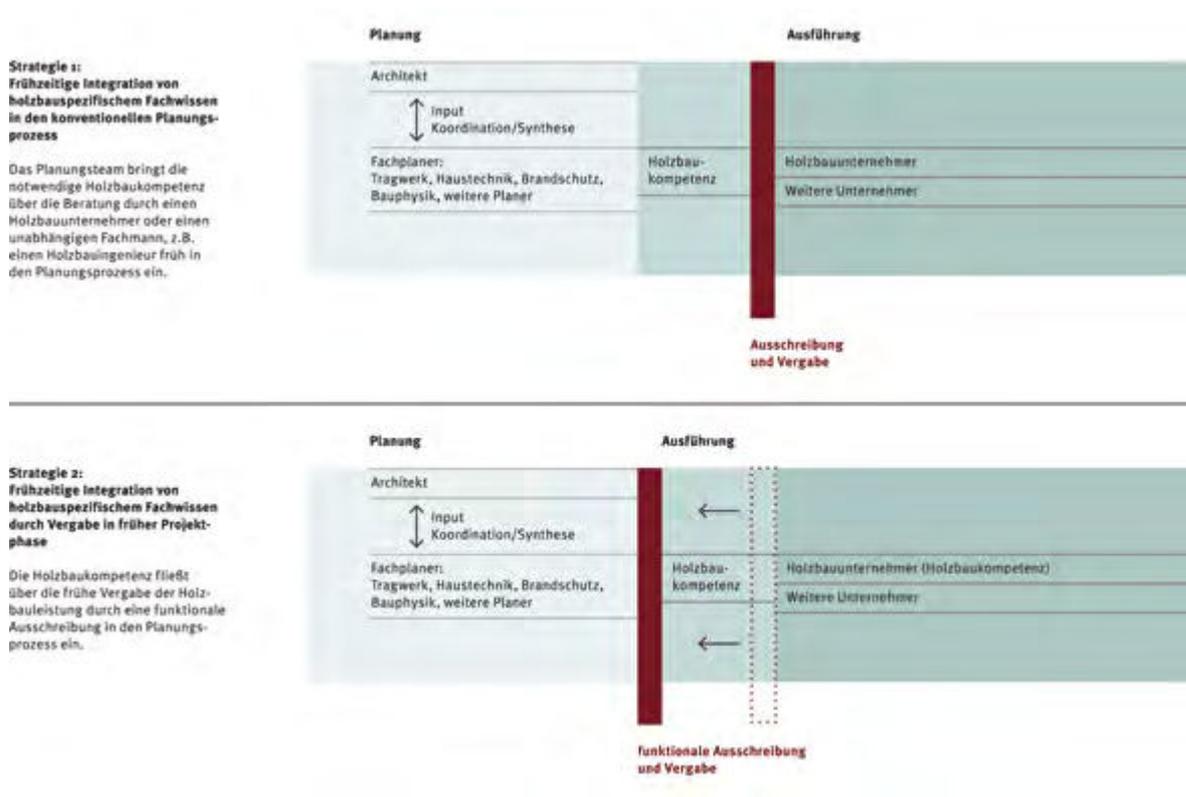


Bild 3: Strategien zur Integration der Holzbaukompetenz im Planungsprozess

in den Planungsprozess ein. Das Spezialwissen der Fachplaner kann so bereits in die ersten Planungsüberlegungen integriert werden. Alternativ kann für private Bauherrn das sog. Bauteam-Modell eine Lösung sein. In einem strategischen Zusammenschluss zwischen Planenden und Ausführenden werden Synergien aus der kooperativen Entwicklung der Planung genutzt.

Strategie 2 - Frühzeitige Integration von holzbauspezifischem Fachwissen durch Vergabe in früher Projektphase

Die Holzbaukompetenz fließt über die frühe Vergabe der Holzbauleistung durch eine Ausschreibung nach Leistungsverzeichnis mit Leistungsprogramm, häufig funktionale Ausschreibung genannt, in den Planungsprozess ein. Dabei handelt es sich um eine Art der Ausschreibung, bei der eine detaillierte Beschreibung eines Gebäudes oder Teilen davon ein Angebot abgegeben wird. Diese Form der Ausschreibung kann insofern Risiken beinhalten, als dass wirtschaftliche Optimierung des Unternehmers einem hohen Gestaltungsanspruch des Architekten gegenübersteht. Für wenig komplexe Bauaufgaben oder bei Erfahrungsdefiziten der Planer kann diese Methode eine Alternative sein, da Raum für Firmenvorschläge zur Optimierung besteht.

2.2 Darstellungstiefe der Holzbauplanung

Die planerische Darstellung eines Holzbaus erfordert ein hohes Maß an Detailgenauigkeit in der Beschreibung der Bauelemente, dem Schichtenaufbau und der Fügung der Einzelteile. Die konkrete Ausführung der Konstruktion bis in die Detailsbene ist oft schon in der frühen Phase eines Projektes entwurfsbestimmend, um beispielsweise Strategien des konstruktiven Holzschutzes oder das gestalterische Leitmotiv eines Gebäudes zu entwickeln. In einem optimalen Planungsprozess ist dabei ein stufenweises Vorgehen notwendig, um vom abstrakten Gedanken zur konkreten Lösung zu gelangen. Dabei ist das gemeinsame Verständnis für die Art der Darstellung und die Detailtiefe von Planungsinformationen für eine gute Zusammenarbeit im Planungsteam entscheidend. Die Darstellung und Arbeitsweise eines Projektes im CAD in 2D oder 3D-Modellierung unter Bezugnahme eines BIM-Standards suggeriert eine nicht belastbare Planungstiefe in einem frühen Planungsstadium. Die Detaillierung der Planinhalte sollte phasengerecht erfolgen.

In der Entwurfsphase ist ein Abstraktionsgrad notwendig, der die Offenheit für eine Lösungsfindung zulässt. „Was uns heute fehlt, ist der dicke Strich in der frühen Planungsphase mit der damit verbundenen Abstraktion“ umschreibt Stefan Zöllig von Timbatec, seine Wahrnehmung der heutigen Entwicklung der Arbeitsweise von Planern. Die Arbeitsweise im Sinne des „dicken Strichs“ erscheint sinnvoll, was die sehr exakte Liniendarstellung heutiger CAD Programme jedoch nicht kennt.

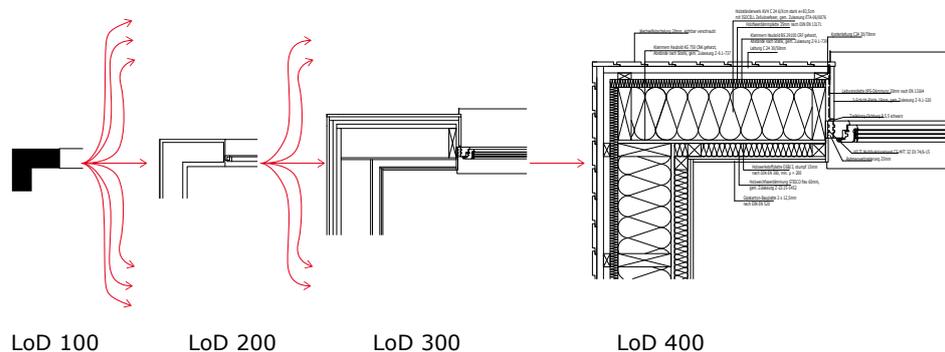


Bild 4: Darstellungstiefe in verschiedenen Planungsphasen

Johannes Kaufmann beschreibt die Entwicklung der digitalen Arbeitsweise kritisch, indem er sagt: „Das Motto muss lauten: Zuerst denken, dann zeichnen. Vor 20 Jahren bedingte es der händische Planungsprozess, dass zuerst über Probleme nachgedacht und dann Lösungen in der richtigen Tiefenschärfe gezeichnet wurden. Heute wären viele Prozessprobleme obsolet, wenn man zu dieser Tradition zurückfinden würde.“

Damit die Kommunikation im Planungsteam optimal funktioniert und jeder Planer mit demselben Verständnis des aktuellen Abstraktionsgrades arbeitet, muss dieser je nach Anwendung und Projektphase spezifiziert werden.

Die abstrakte Darstellung von Bauteilen in der frühen Phase eines Projektes ermöglicht einen freien Umgang mit Entwurfsthemen, ohne sich zu früh in Detaildiskussionen zu verlieren. Mit dem Wissen, welche Informationsdichte die Bauteile in der Ausführungsplanung haben werden, kann man in der Konzeption sehr viel einfacher in Alternativen denken, diese verwerfen und im zunehmenden konkreten Projektverlauf stimmige Detaillösungen entwickeln.

2.3 leanWOOD Matrix

Im Rahmen des Forschungsprojektes leanWOOD wurde eine Matrix in Form einer detaillierten Beschreibung der Bauteilhierarchie entwickelt, die die Zusammenarbeit von Architekten, Tragwerksingenieuren und Fachplanern bei Holzbauprojekten unterstützen soll.

Die leanWOOD Matrix verdeutlicht „wer macht was“ an der Schnittstelle von der Ausführungsplanung zur Werkstattplanung. Ausgehend von einem kooperativen Modell, bei dem sich die Planer gemeinsam im Prozess der Ausführungsplanung bewegen, sollen die Planinhalte möglichst synchron entwickelt werden. Die Liste in Form eines Koordinationsmodells unterstützt das Planungsteam bei der Klärung der spezifischen Aufgaben und Schnittstellen zwischen Architekten und Fachplanern.

Die Checkliste bildet die notwendigen Inhalte, die Planarten und Planungsverantwortlichkeiten in einem Holzbauprojekt ab und ist die Basis für ein digitales Werkzeug, das den Planer bei seiner täglichen Abstimmungsarbeit unterstützen soll. Es erleichtert die Kontrolle der eigenen Arbeit in der Ausführungsplanung, ermöglicht die Ableitung eines Pflichtenheftes für das Planungsteam und unterstützt die Kommunikation im Planungsteam.

3 Empfehlungen für einen holzbaugerechten Planungsprozess

Eine holzbaugerechte Planungskultur kann entstehen, wenn allen Beteiligten die spezifischen Eigenheiten vorgefertigter Holzbauteile klar ist und immanente Entwurfs- und Konstruktionsprinzipien konsequent verfolgt werden. Das bedeutet keine Einschränkung der gestalterischen und typologischen Möglichkeiten, sondern führt zur Beherrschung der Prozesse und der Komplexität heutiger Bauaufgaben in einer sehr großen Bandbreite. Die Optimierung des Planungsprozesses auf die spezifischen Anforderungen des Holzbaus ist einer der Schlüssel zu einem erfolgreichen Projekt. Dabei sind nachstehende Aspekte zu beachten.

Rechtzeitige und exakte Zielvereinbarungen: Bereits in der Phase der Projektentwicklung sollten die Anforderungen und Ziele mit dem Auftraggeber so weit als möglich definiert werden. Budget und Terminrahmen, funktionale Anforderungen und persönliche Vorstellungen bilden wichtige Planungsgrundlagen.

leanWOOD

OZ	Ebene	Darzustellendes Bauteil	Grundriss				Spezifikation	Verantwortlich						Bemerkung	
			Grundriss	Schnitt	Ansicht	3D		Beschreibung (Text)	Architekt	Tragwerksplaner	TGA-Ingenieur	Elektroingenieur	Brandschutzplaner		Bauphysiker
2121	Komponente	Beklankung außen	x	x	x	x	Material + Dimension + Elementierung	●	○	○	○	○	○	○	ggf. Brandschutz
2122	Komponente	Beklankung innen	x	x	x	x	Material + Dimension + Elementierung	●	○	○	○	○	○	○	ggf. Brandschutz
2123	Komponente	Verbindungsmittel	x	x	x	x	Typ + Dimension + Abstand + Zulassung	●	○	○	○	○	○	○	
213	Teilelement	Dämmung													
2131	Komponente	Wärmedämmung	x	x	x	x	Typ + Lamda + Material + Festigkeit + Schmelzpunkt	●	○	○	○	○	○	○	
2132	Komponente	Einblasöffnung Wärmedämmung	x	x			Größe + Position								
2133	Komponente	Verbindungsmittel Wärmedämmung	x	x			Typ + Dimension + Abstand + Zulassung	○							● Befestigungsabstände siehe Zulassung
214	Teilelement	Abdichtung (Luftdichtigkeit)													
2141	Komponente	Luftdichte Ebene (Folie, OSB o.ä.)	x	x	x	x	Typ + Lage + Anschlüsse	●	○	○	○	○	○	○	
2142	Komponente	Abklebung und Füllstoff (Luftdichte Ebene)	x	x			Typ + Dimension	○							●
2143	Komponente	Element Stoß- und Fugenausbildung	x	x	x		Geometrie + Verbindungsmittel	○							●
215	Teilelement	Innere Bekleidungsebene / Installationseben													
2151	Komponente	Bekleidung raumseitig	x	x	x	x	Material + Dimension + Fugen + Oberfläche	●	○	○	○	○	○	○	
2152	Komponente	Installationsebene Lattung	x	x	x		Typ + Dimension + Abstand	●	○	○	○	○	○	○	○ Abstimmung Leitungsführung
2153	Komponente	Installationsschächte und -kanäle	x	x	x	x	Material + Dimension + Position	○	●	○	○	○	○	○	○ Abstimmung Leitungsführung
2154	Komponente	Ausfachung (Dämmung)	x	x	x	x	Typ + Lamda + Material + Festigkeit	●	○	○	○	○	○	○	
2155	Komponente	Verbindungsmittel	x	x	x		Typ + Dimension + Abstand + Zulassung	○							● ggf. statische Funktion
216	Teilelement	Äussere Bekleidung													
2161	Komponente	Bekleidung	x	x	x	x	Dimension + Material + Stöße + Fugenausbildung + Oberfläche + Schlagregenschutz	●	○	○	○	○	○	○	○ Schnittstelle definieren für Durchführungen
2162	Komponente	Unterkonstruktion (Hinterlüftung)	x	x	x		Material + Dimension + Abstand	●	○	○	○	○	○	○	
2163	Komponente	Verbindungsmittel	x	x	x		Typ + Dimension + Abstand + Zulassung	○	○						●
2164	Komponente	Brandbarriere	x	x	x		Typ + Material + Dimension + Lage + Befestigung	○	○						●
217	Teilelement	Öffnung													
2171	Komponente	Öffnung für Fenster und Türen	x	x	x	x	Typ + Dimension (Rohmaß) + Lage	●	○	○	○	○	○	○	○ Baurichtmass / Fertigmass unterscheiden
2172	Komponente	Leibungsausbildung	x	x	x	x	Lage + seitlicher Abschluß der Schichten	●	○	○	○	○	○	○	
2173	Komponente	Brüstung	x	x	x	x	Dimension + seitlicher Abschluß der Schichten + Abdichtung	●	○	○	○	○	○	○	
2174	Komponente	Sturz	x	x	x	x	Dimension + seitlicher Abschluß + Aussparung Sonnenschutz / Rollo	○	●	○	○	○	○	○	
2175	Komponente	Aussparung Sonnenschutz / Rolladen	x	x	x		Dimension + Lage + seitlicher Abschluß	●	○	○	○	○	○	○	
218	Teilelement	Aussparungen (Durchbruchplanung)													
2181	Komponente	Aussparungen für Rohrleitungen und Elektrokabel	x	x	x	x	Geometrie + Dimension + Lage (Bezugsmaß zum Bauwerk)	●	○	○	○	○	○	○	○ Abstimmung Brandschutzanforderungen
2182	Komponente	umgebende Konstruktion	x	x	x	x	Typ + Material + Statik + Dimension	●	○	○	○	○	○	○	
2183	Komponente	Brandschutzbekleidung Konstruktion	x	x	x	x	Beklankung + Typ + Material + Dimension + Schichtenaufbau	●	○	○	○	○	○	○	○ ggf. Dämmung Hohlräume > 1.000°C
2184	Komponente	Brandschott	x	x	x	x	Typ + Dimension + Zulassung	●	○	○	○	○	○	○	
2185	Komponente	Aussparung Kapselbekleidung	x	x	x		Dimension + Lage + Geometrie	●	○	○	○	○	○	○	
22	Element	Massivholzwand	x	x	x	x	Dimension (lxbxh) + Bauwerksachsen + Öffnungen + Systemgrenze	●	○	○	○	○	○	○	○ ggf. abP beachten
221	Teilelement	Konstruktion													
2211	Komponente	Wand	x	x	x	x	Material + Dimension + Verbindung + Bauteilachsen	○	●	○	○	○	○	○	

Frühzeitige Festlegung des Planungsteams: Der projektspezifische Bedarf an Fachplanung sollte im Sinne eines integralen Planungsansatzes sehr früh bestimmt, das Planungsteam frühzeitig zusammengestellt und beauftragt werden. Das Spezialwissen der Fachplaner sollte bereits in die ersten Planungsüberlegungen integriert werden.

Ausreichende Planungsvorläufe: Die Ressourcenplanung aller Planer sollte auf der Grundlage eines realistischen und verlässlichen Planungsterminplans stattfinden. Zu knappe Planungszeit ist oft der Grund für Qualitätsmängel und Termin- und Kostenüberschreitungen.

Zuständigkeiten klären: Für einen integrativen digitalen Planungsprozess, bei dem die Daten aller an der Planung und Ausführung Beteiligten zu einem frühen Stadium der Planung zusammengeführt und auf den Produktionsprozess abgestimmt werden, sind Zuständigkeiten sowie Standards bezüglich Planinhalt und Detaillierungsgrad (LOD Level of Detail oder Development) für die einzelnen Planungsschritten zu definieren. Dem Architekten als Entwurfsverfasser und Sachwalter des Bauherrn kommt im Sinn eines reibungslosen Projektablaufs und konstanter Kommunikation eine zentrale Rolle der Koordination zu.

Gut organisierte integrale Planung: Es bedarf klarer Vereinbarungen zu Planläufen und zum Änderungsmanagement zwischen allen Beteiligten. Für einen erfolgreichen Prozess ist ein vollständiger Abschluss der Leistungsphasen in Abstimmung mit allen Planungsbeteiligten hilfreich. Die regelmäßige Ergebniskontrolle mit dem Bauherrn sollte zum Ziel haben, dass Korrekturen nur innerhalb der Leistungsphasen, nicht aber phasenübergreifend stattfinden und die definierten Planungsleistungen aller Beteiligten abgestimmt vorliegen. Das Verständnis für die Erfordernisse und Perspektive der jeweilig anderen Disziplinen erleichtert die Zusammenarbeit.

Angemessene Planungszeit: Insbesondere im Holzbau ist eine Planungszeit, die der Komplexität der Aufgabe angemessen ist, von großer Bedeutung. Der Zeitersparnis in der Bauphase steht in aller Regel ein verlängerter Planungsprozess gegenüber. Kompetenz und Erfahrung im Holzbau ist im Idealfall nicht nur bei den Disziplinen Architektur, Tragwerksplanung, Brandschutz und Bauphysik vorhanden, sondern auch bei der Planung der technischen Gebäudeausrüstung. Hier ist eine klare Schnittstellendefinition besonders wichtig. Kritische Punkte an den Schnittstellen von Baukonstruktion, Brandschutz und technischer Gebäudeausrüstung müssen frühzeitig lokalisiert werden.

Entscheidend für den Erfolg des Holzbaus ist letztendlich für das Projekt und den jeweiligen Bauherrn die geeigneten Maßnahmen zu finden und anzuwenden. Aus diesem Grund

Bild 5: leanWOOD Matrix

sind die Ergebnisse von leanWOOD als eine Art Werkzeugkasten zu sehen, der Lösungen für unterschiedliche Konstellationen im Planungsprozess anbietet und sich als eine Art Entscheidungshilfe für Planer, öffentlichen und privaten Bauherrn sowie Unternehmer versteht. Der gesamte Forschungsbericht von leanWOOD ist frei zugänglich zum Download unter www.leanwood.eu verfügbar.

4 Quellenverzeichnis

Der derzeit im Hochbau angewendete Planungsprozess, der auf den Gesetzmäßigkeiten des konventionellen Bauens basiert, ist nicht optimiert auf die speziellen Herausforderungen des vorgefertigten Bauens. Ziel von leanWOOD ist es, für das vorgefertigte Bauen mit Holz geeignete Planungsabläufe zu entwickeln, die auf die relevanten Planungs- und Vergabemodelle zugeschnitten sind. Dabei soll eine Festlegung der Aufgaben und Verantwortlichkeiten der einzelnen Mitglieder des Planungsteams sowie die Definition der Schnittstellen erfolgen.

Das Projekt leanWOOD lief im WoodWisdom-Net+ Research Programme 2013-2016 unter der Koordination der TU München, Lehrstuhl Prof. Hermann Kaufmann mit dem Titel „Innovative lean processes and cooperation models for planning, production and maintenance of urban timber buildings“ von Juni 2014 bis Mai 2017. Frank Lattke hat als Praxispartner im Rahmen des Forschungsprojektes die Inhalte dieses Beitrags erarbeitet.

Der Forschungsbericht steht unter www.leanwood.eu zum Download bereit.

Die Rechte der verwendeten Bilder liegen beim Autor, die Grafiken sind der Publikation des Forschungsprojektes leanWOOD entnommen.



Studienpreis 2019



Jonas Wübbe, B.A. Architektur

FH Aachen
Fachbereich Architektur
Bayernallee 9
52066 Aachen
jonas.wuebbe@gmx.de

- seit 03/2019 Wissenschaftliche Hilfskraft im Forschungsprojekt „FlexiMoH“ an der FH Aachen
- seit 09/2018 Masterstudiengang Architektur an der FH Aachen
 - 2018 Ausgezeichnet mit der Ehrenplakette der FH Aachen
 - 2018 Nominierung und Teilnahme am BDA Masters
 - 2018 Praktikum bei Cruz y Ortiz Arquitectos, Sevilla
 - 2018 Bachelor of Arts Architektur - FH Aachen
 - 2016 Auszeichnung „Deutschlandstipendium“
- 2015 - 2017 Studentische Hilfskraft im Lehrgebiet Denkmalpflege
- 2015 - 2017 Studentischer Prodekan
 - 2014 Bachelorstudiengang Architektur an der FH Aachen
- 2011 - 2014 Berufsausbildung zum Tischler - Kuhle GmbH, Oberhausen
 - 2011 Musikdiplom Schlagzeug - Drummers Institute, Düsseldorf
 - 2009 Zivildienst - Raphaelschule, Recklinghausen
 - 2008 Abitur - Freiherr vom Stein Gymnasium, Recklinghausen
- 2004 - 2005 Austauschprogramm USA - Los Angeles, Kalifornien

GEO-Hangar – Entwicklung eines Flugzeughangars für Forschungsflugzeuge der FH Aachen

Bachelorarbeit, Jonas Wübbe, B.A. Architektur

Zusammenfassung

Der Fachbereich 06 Luft- und Raumfahrttechnik der FH Aachen betreibt seit einiger Zeit zwei Forschungsflugzeuge am Flughafen Aachen-Merzbrück. Um in Zukunft das Studieren und Forschen an und mit den Flugzeugen zu erleichtern, galt es eine architektonische sowie technische Vision für einen Flugzeughangar zu entwickeln, die mehr bietet als ein herkömmlicher Hangar.

Als Inspiration für den Geo-Hangar diente die Assoziation der Fliegerei als Abenteuer. Die klassische Behausung eines Abenteurers ist das Zelt. Eine hoch funktionale, minimalisierte und technologisch raffinierte Art von Schutz vor den Elementen. Die geodätische Kuppel spielt hier den skalierten, architektonischen Counterpart und bietet mit ihrem Minimalismus die Konstruktion, welche bei großen Spannweiten eine Leichtigkeit und Offenheit schafft, die ihresgleichen sucht. Ideal für die geplante Nutzung eines Flugzeughangars für Kleinflugzeuge.

Smarte Technik verfeinert zudem die klimatischen Eigenschaften des Gebäudes.

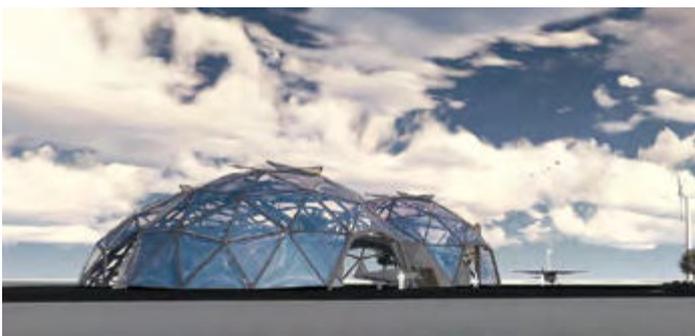


Bild 1: Außenperspektive

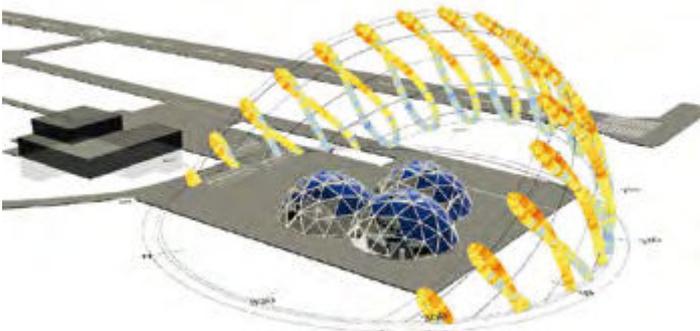


Bild 2: Klima-Analyse mit ganzjährigem Sonnenverlauf und Strahlungsintensität



Julia Schneider, B. Eng.

Wissenschaftliche Mitarbeiterin, Lehr- und Forschungsgebiet Holzbau

FH Aachen
Fachbereich Bauingenieurwesen
Bayernallee 9
52066 Aachen
julia.schneider@fh-aachen.de

- seit 04/2019 Wissenschaftliche Mitarbeiterin an der Fachhochschule Aachen,
Fachbereich Bauingenieurwesen, Lehr- und Forschungsgebiet
Holzbau
- seit 04/2019 Masterstudiengang Bauingenieurwesen (konstruktiver Ingenieur-
bau) an der Fachhochschule Aachen
- 2014 - 2019 Bachelorstudiengang Holzingenieurwesen an der Fachhochschule
Aachen
- 2011 - 2014 Berufsausbildung zur Tischlerin
- 2011 Abitur am Geschwister-Scholl-Gymnasium in Pulheim
- 1992 geboren in Köln

Untersuchungen zur Spaltgefahr von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben in acetyliertem Kiefernholz

Bachelorarbeit, Julia Schneider, B. Eng.

Zusammenfassung

Für die Nutzungsdauer von Holzkonstruktionen im Außenbereich ist die Dauerhaftigkeit des Werkstoffes von besonderer Bedeutung. Eine Möglichkeit diese zu verbessern, gewährleistet die Acetylierung mit Essigsäureanhydrit. Hierbei wird die Holzfeuchte deutlich herabgesetzt und die Resistenz gegen holzerstörende Pilze und Insekten vergrößert. Bekannt ist acetyliertes Kiefernholz unter dem Markennamen Accoya, welches seit Januar 2019 bauaufsichtlich zugelassen ist.

Allerdings resultiert aus der Acetylierung eine Materialversprödung mit signifikantem Einfluss auf die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften. Dies betrifft auch die Spaltgefahr des Holzes bei Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln. Insbesondere für selbstbohrende Holzschrauben sind genauere Untersuchungen erforderlich. Für diese Schrauben sind häufig reduzierte Abstände und Mindestholzdicken zugelassen, die jedoch bei Accoya zu einem Versagen durch Aufspalten führen können.

Im Rahmen der Bachelorarbeit wurden verschiedene Versuche durchgeführt, um das Spaltverhalten von Accoya in Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben zu untersuchen. Dazu zählen konventionelle Einschraubversuche, Rissflächeneinfärbung, Ausziehversuche und Zug-Scherversuche. Die Ergebnisse der Untersuchungen wurden unter Berücksichtigung bestehender Erkenntnisse über Accoya (u. a. vom KIT) vergleichend analysiert.

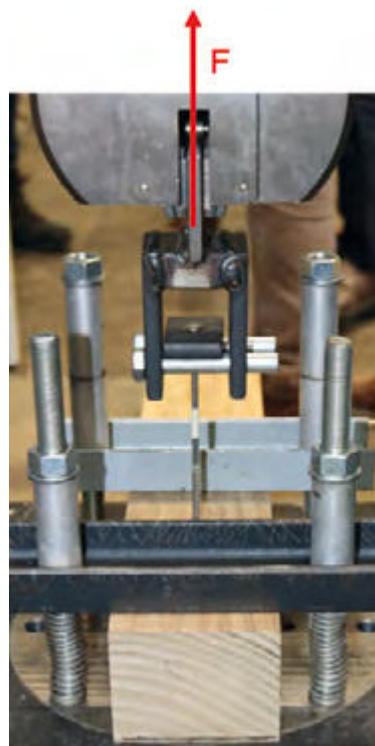


Bild 1 (links): Aufgespaltener Prüfkörper bei konventionellen Einschraubversuchen

Bild 2 (rechts): Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Ausziehtragfähigkeit an der FH Aachen



AACHEN BUILDING EXPERTS e. V.

Das Kompetenznetzwerk für innovatives Bauen

Gemeinsam neue Impulse für innovatives Bauen ins Leben zu rufen und umzusetzen, ist das Ziel des AACHEN BUILDING EXPERTS e. V.

Bauausführende Unternehmer, Architekten, Ingenieure, RWTH Aachen und FH Aachen arbeiten dazu in praxisorientierten Projekten zusammen. Neue Studiengänge, praxisnahe Weiterbildung, innovative Materialien, Smart Building, Technische Gebäudeausstattung (TGA) und „Building Information Modeling“ (BIM) sind einige Themen, die sie gemeinsam bewegen.

Die direkte und intensive Kooperation zwischen Unternehmern, Professoren und Studierenden ist dabei ein zentrales Element. Gemeinsame Drehscheibe ist das Netzwerk der AACHEN BUILDING EXPERTS: eine Initiative der Aachener Bau- und Immobilienwirtschaft.

Sechs gute Gründe für AACHEN BUILDING EXPERTS:

1. Passgenaue Vermittlung von Know-how und Technologien der Aachener Hochschulen
2. Kontakt zu Studierenden und Absolventen der Aachener Hochschulen
3. Gestaltung von interdisziplinärer Weiterbildung, Workshops und Fachveranstaltungen
4. Weiterentwicklung aktueller betrieblicher Herausforderungen mit Experten aus Wirtschaft und Forschung
5. Gezielte Erweiterung des persönlichen Netzwerks innerhalb und außerhalb der eigenen Branche
6. Überregionale Vermarktung der Kompetenzen sämtlicher AACHEN BUILDING EXPERTS-Mitglieder

Gestalten Sie die Zukunft des innovativen Bauens mit uns!

Weitere Informationen: www.aachenbuildingexperts.de

AACHEN BUILDING EXPERTS e. V.

Bayernallee 9 | 52066 Aachen

Tel.: +49-241-6009-511 38

E-Mail: info@aachenbuildingexperts.de

natur in architektur



Europas Marktführer für Massivholzprodukte und innovative Baulösungen

Mit unseren Massivholzprodukten und innovativen Baulösungen werden weltweit Gebäude unterschiedlichster Verwendung durch Kunden und Partnerbetriebe errichtet. Modernste CNC-Technologie ermöglicht jegliche Bearbeitung unserer massiven Holzbauprodukte. Die kompetente binderholz Technikabteilung unterstützt Sie bei der Erarbeitung verschiedenster Gebäudekonzepte und der technischen Planung. Für durchdachte Massivholzbaulösungen beraten Sie unsere Ingenieure mit fundiertem Fachwissen.

Sägeprodukte | Holzbauprodukte: Brettspertholz BBS, Brettschichtholz, Massivholzplatten, Konstruktionsvollholz | DIY-Produkte | Pressspanpaletten und -klötze | Biobrennstoffe | Pferdestreu

Ihr durchgängiges 3D-CAD/CAM-System für alle Bereiche des Holzbaus

durchgängig

von der Architektur über die Konstruktion bis hin zur Fertigung

flexibel

durch freie Konstruktion in der Schreinerei, Zimmerei, im Ingenieurholzbau und in allen anderen Bereichen des Holzbaus

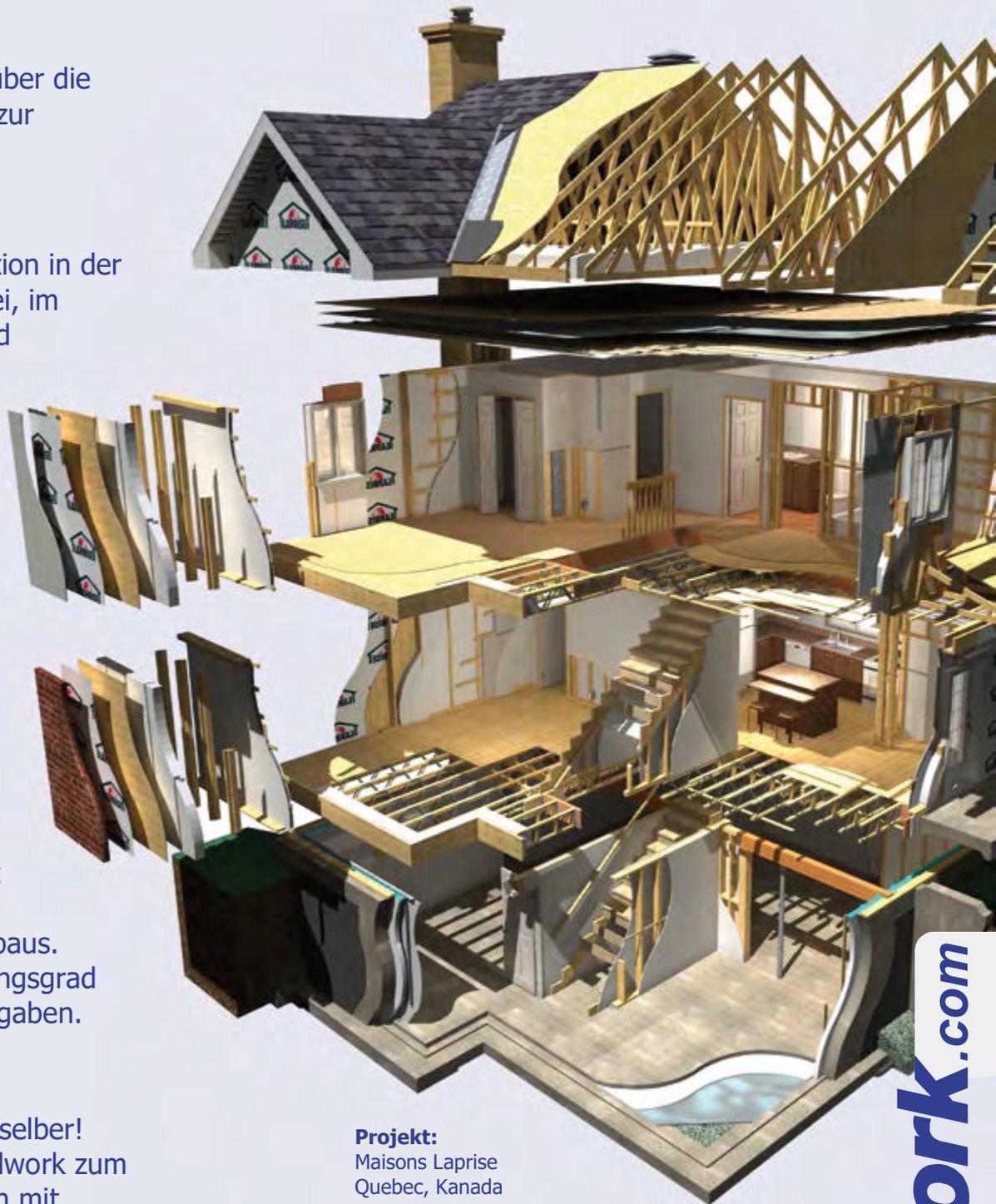
schnell

Kurze Einarbeitungs- und Bearbeitungszeit durch praxisgerechte Werkzeuge des Holzbaus. Hoher Automatisierungsgrad in allen Ein- und Ausgaben.

testen

Überzeugen Sie sich selber! Wir stellen Ihnen cadwork zum Testen als Vollversion mit Hotline zur Verfügung.

Nehmen Sie Kontakt auf!



Projekt:
Maisons Laprise
Quebec, Kanada

cadwork informatik Software GmbH
Lavesstraße 4, 31137 Hildesheim
Tel. +49 5121-91 99 90
Fax +49 5121-91 99 60
info@cadwork.com
www.cadwork.com

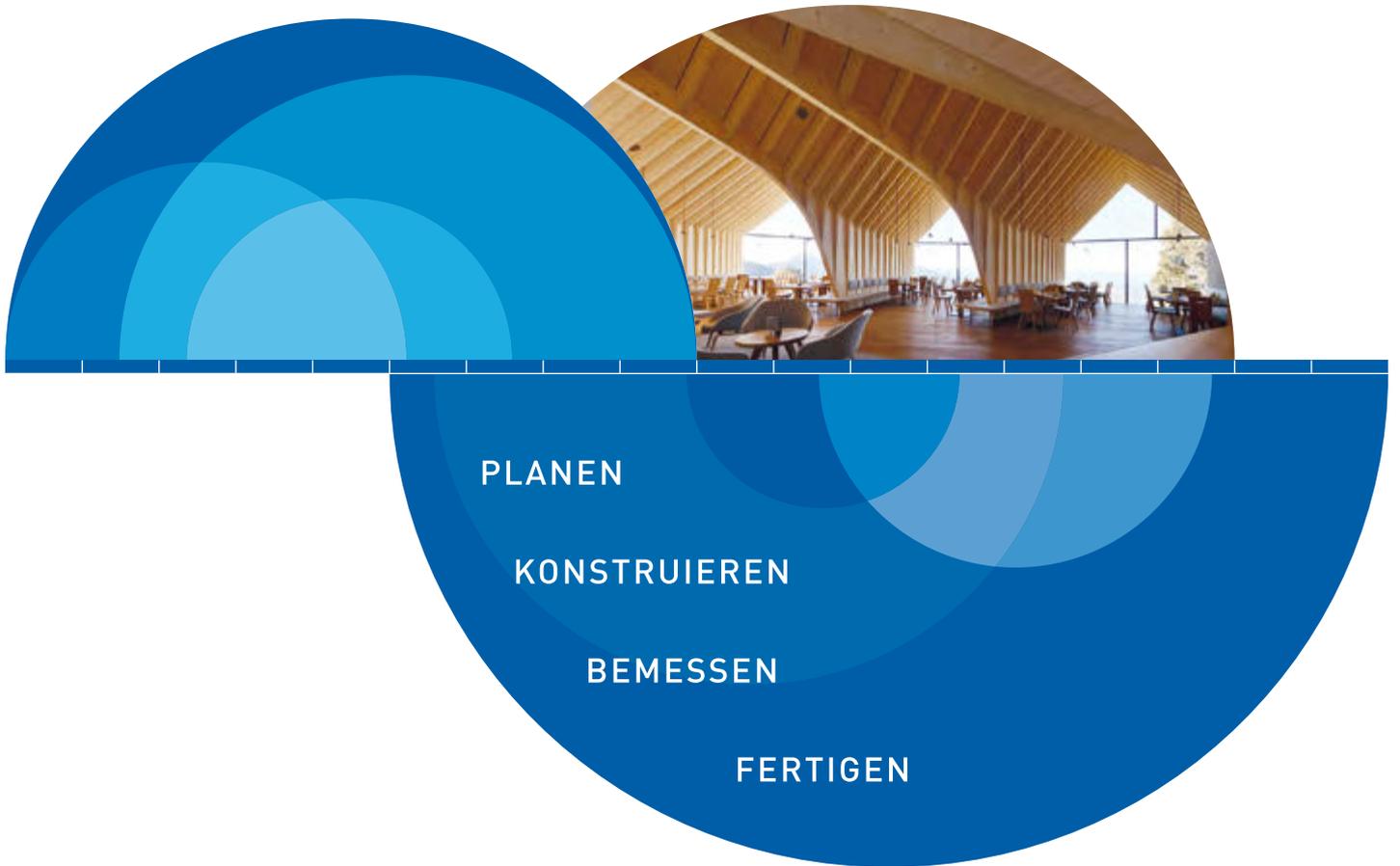


Hightech-Holz für Ihre Bauprojekte.

Unsere Stärke liegt in der Produktion von **außergewöhnlichen Dachkonstruktionen** und passgenauem **X-LAM** (Massivholz).

www.derix.de





**Sie haben die Idee,
wir das Werkzeug.**

Einfach logisch.

Dietrich's Software ist durchgängig. Klingt gut, aber was genau haben Sie davon? Fakt ist: CAD-Software ist nie ganz einfach. Wir haben den Anspruch, Ihnen die Arbeit trotzdem so einfach wie möglich zu machen.

Darum sind Dietrich's Technologien durchgängig gleich aufgebaut. Einfach logisch eben. So finden Sie sich in allen Programmen und Modulen leicht zurecht. Persönliche Vorkonfigurationen verhelfen Ihnen zu höchster Effizienz. Genau das ist Ihr Nutzen: Wir helfen Ihnen bei der Umsetzung Ihrer Ideen!

Holzbau ist unser Programm.

Neugierig? Besuchen Sie uns auf dietrichs.com oder schreiben Sie uns: experten@dietrichs.com

RFEM 5

Das ultimative FEM-Programm



© Jan Slavik, DOX

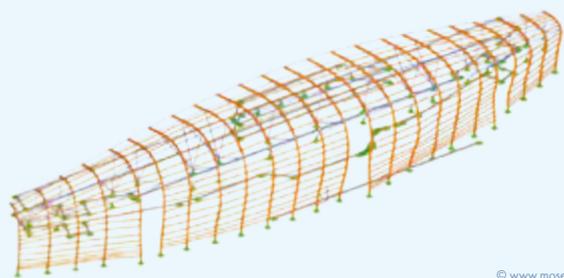


© www.ingenieriebois.fr



© www.enartec.it

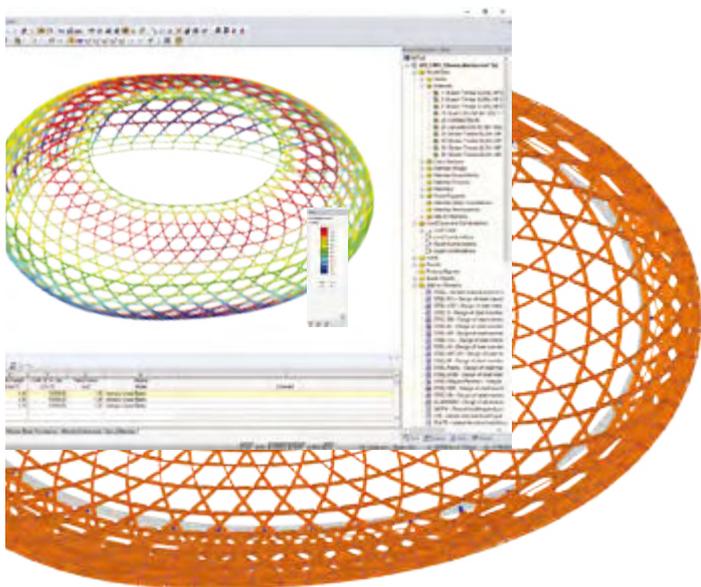
**Statik,
die Spaß
macht...**



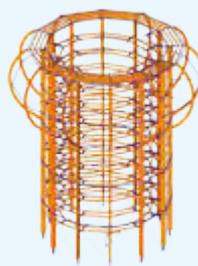
© www.mosesstructures.com

RSTAB 8

Das räumliche Stabwerksprogramm



© www.sblumer.com



© www.wiehag.com



© Stefan Hofmann, Ph7, Biel

- Holzbau-Statik
- Brettsperrholz
- Verbindungen
- Brandschutz
- Stabilität
- 3D-Finite Elemente
- 3D-Stabwerke
- BIM-Interoperabilität
- Eurocodes
- Internationale Normen



GRATIS FÜR
STUDENTEN & SCHULEN



KOSTENLOSE
90-TAGE-TESTVERSION



KOSTENLOSER
SUPPORT



Software für Statik
und Dynamik

www.dlubal.com

Dlubal Software GmbH

Am Zellweg 2, 93464 Tiefenbach

Tel.: +49 9673 9203-0

Fax: +49 9673 9203-51

info@dlubal.com

Fachliteratur Holzbau

Bautechnik

In über 95 Jahren hat sich die Bautechnik als Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau etabliert. Materialunabhängig, fachübergreifend und konstruktiv berichtet die Zeitschrift von Entwurf und Realisierung aller Bauphasen. Themenschwerpunkte sind hierbei u. a. Berechnung, Bemessung und Ausführung von Tragwerken im Konstruktiven Ingenieurbau, Bauverfahren und Baubetrieb, Sicherheitskonzepte, Normung und Rechtsfragen, Ingenieurholzbau.

Werner Seim, Johannes Hummel

Ingenieurholzbau

Basiswissen: Tragelemente und Verbindungen

Das Buch legt die Grundlagen des Holzbaus dar und vermittelt die erforderlichen Kenntnisse für Entwurf, Bemessung und Konstruktion einfacher Holztragwerke für typische Bauwerke des Hochbaus. Für zwei Referenzobjekte werden diese schrittweise angewendet.

Karin Lißner, Wolfgang Rug

Der Eurocode 5 für Deutschland

Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Kommentierte Fassung

Diese „Kommentierte Fassung“ des Eurocode 5 besteht aus den für Deutschland relevanten Texten des Eurocode 5, Teil 1-1, den zugehörigen Regelungen des Nationalen Anhangs sowie Erläuterungen und Hinweisen für die Anwendung in der Ingenieurpraxis.

Mandy Peter, Claus Scheer

Holzbau-Taschenbuch

Bemessungsbeispiele nach Eurocode 5

Die Beispielsammlung des Holzbau-Taschenbuchs beinhaltet vollständig durchgerechnete Bemessungsbeispiele für Bauteile, Verbindungen und Konstruktionen des Holzbaus auf der Grundlage des Eurocode 5. Praktische Hinweise zur Handhabung der Norm erleichtern deren Anwendung.

BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

www.ernst-und-sohn.de/holz



12 Ausgaben / Jahr · 96. Jahrgang

Jahresabonnement print / online € 548°

Jahresabonnement print + online € 685°



2019 · 224 Seiten · 170 Abbildungen

Softcover

ISBN 978-3-433-03232-9 € 39,90*

eBundle (Print + PDF)

ISBN 978-3-433-03233-6 € 49*



2016 · 300 Seiten · 242 Abbildungen

Softcover

ISBN 978-3-433-03102-5 € 108*



11. stark erweiterte Auflage · 2015 · 358 Seiten

Hardcover

ISBN 978-3-433-03082-0 € 89*

Sichere Verbindung, reibungslose Montage – die fischer Holzbauschrauben.



KRAFTVOLL UND SICHER.

Die fischer Holzbauschrauben Power-Fast und Power-Full eignen sich für leistungsstarke Verbindungen in tragenden Holzkonstruktionen. Die fischer Power-Fast mit Teilgewinde stehen als galvanisch verzinkte Schrauben sowie aus nicht rostendem Stahl zur Verfügung. Letztere auch bei direkter Bewitterung (NKL 3). Die fischer Holzbauschrauben Power-Full haben ein Vollgewinde. Bei beiden Schrauben können Anwender zwischen verschiedenen Kopfformen und unterschiedlichen Durchmessern wählen. Immer dabei: die Europäische Technische Bewertung (ETA).
Mehr Informationen unter: www.fischer.de/de-de/produkte/schrauben

fischer [®]
innovative solutions

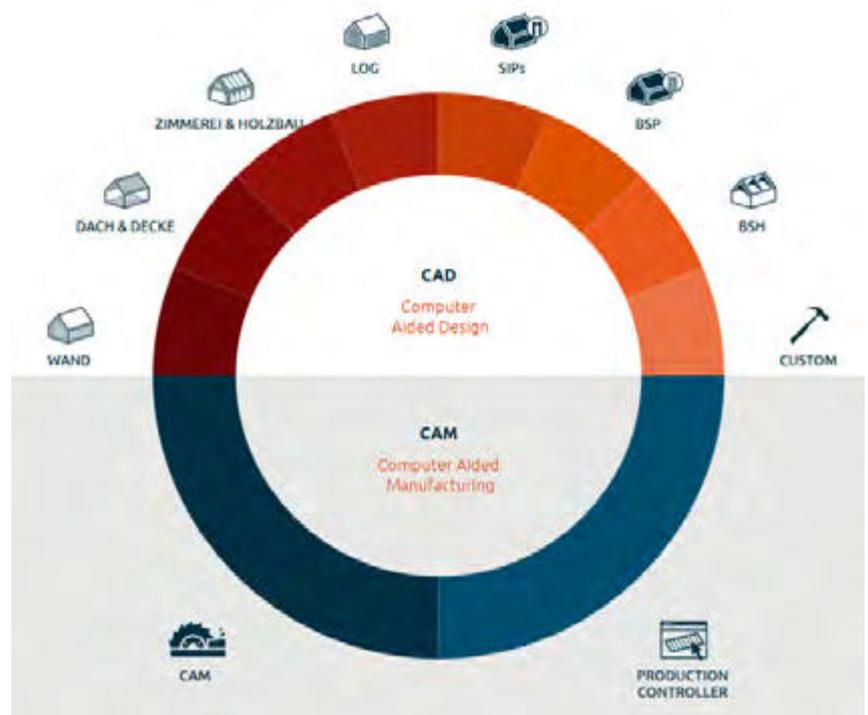
Einfach CAD

hsbcad – CAD/CAM für den
Holzbau auf der Basis von
AutoCAD Architecture®
und Autodesk Revit®

hsbcad ist die intelligente 3D-CAD-Lösung für alle Bereiche des Holzbaus. hsbcad basiert auf AutoCAD Architecture® oder Autodesk Revit - den weltweit führenden CAD-Plattformen. Auf dieser Grundlage vereint **hsbcad** den **gesamten Planungsprozess** im Holzbau und HolzFertighausbau **in einer Lösung** und in einem einzigen dynamischen und durchgängigen Konzept: **BIM** (Building Information Modeling). BIM unterstützt Sie dabei, Ihr 3D-Modell intelligent, konsequent und produktiv zu nutzen. Denn hsbcad bietet **Datenfluss** von der Architektur über den Verkauf bis hin zur Arbeitsvorbereitung und CNC-Fertigung – **eine Lösung für alles!**

1 Lösung für alle Bereiche

hsbcad bietet innerhalb einer
Oberfläche für alle Bereiche des
Holzbaus eine einheitliche Lösung



wir sind für SIE da

Aachener Holzbautagung 2019
12. und 13. September an der FH Aachen

Besuchen Sie unseren Stand in der Fachausstellung.
Wir freuen uns auf ein Gespräch mit Ihnen!





HUNDEGGER ROBOT-Solo

DIE **SENSATION** IN DER **200.000 €** KLASSE!



Meine Hundegger und ich!
Never change a winning team!



hundegger.de

ABBUNDMASCHINE HUNDEGGER ROBOT-Solo

Kaum zu glauben, aber wahr.
Hundegger sorgt mit Oberklassefunktionen in der 200.000 € Kompaktklasse für eine echte Sensation.
Wie z.B. mit 6-Achs-Bearbeitung und bis zu 21 Werkzeugplätzen.
Nutzen Sie jetzt das enorme Bearbeitungsspektrum bei geringem Platzbedarf und schnell amortisiertem Investment.

- **Bearbeitung aller 6 Seiten in einem Durchlauf**
- **Unbegrenzte Bearbeitungsmöglichkeiten durch 6-Achs-Roboter**
- **Höchste Präzision durch patentiertes HMC-Messsystem**
- **Bauteilquerschnitte bis zu 650 x 300 mm**

Innovationen für den Holzbau



HALLEN MIT HOLZSTRUKTUR

- ✓ *Maximale Flexibilität*
- ✓ *Angenehmes Hallenklima*
- ✓ *Hohe Widerstandsfähigkeit im Brandfall*
- ✓ *Kostengünstig – auch bei großen Spannweiten*
- ✓ *Ausgereifte Detaillösungen*



HAUSMESSE

Ob Gewerbe-, Industrie- oder Freizeithalle: Unser Kerngeschäft ist die Planung, Konstruktion und Produktion von Holzhallen mit großen Spannweiten.

Jede Halle wird individuell geplant und dank unserer optimierten Systembauweise kostengünstig im eigenen Werk gefertigt. So bleiben in puncto Sicherheit, Stabilität und Optik keine Wünsche offen.

Unser Ziel ist es die Bedürfnisse unserer Kunden ganzheitlich zu erfassen und maßgeschneiderte Hallenlösungen zu erarbeiten. Wir bauen mit maximaler Effizienz, flexibel in der Planung und konsequent in der Ausführung. Dabei setzen wir stets auf hochwertige und langlebige Baumaterialien.

19. Oktober | 10-18 Uhr
Mercatorstr. 16 | B- 4780 St Vith

LIGNA[®]
Systemhallen
mit Holzstruktur | systems

MiTek® Das System für *Dach - Decke - Wand*

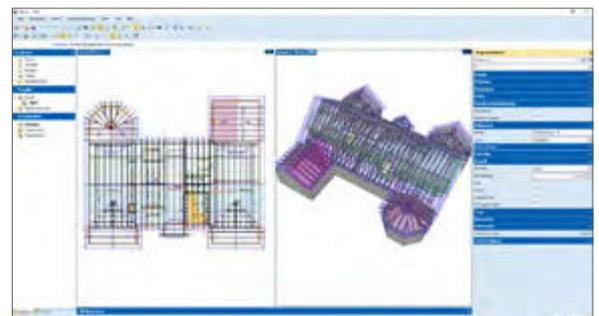
30 JAHRE ERFAHRUNG IM HOLZBAU

Die Bauweise mit Nagelplatten erfüllt in höchstem Maße die heutigen Anforderungen an eine effiziente und nachhaltige Bauweise mit Holz. Der hohe Bedarf an bezahlbarem Wohnraum, der heute da ist, kann durch standardisierte Details und optimierte, industrielle Herstellverfahren realisiert werden.

PAMIR - Software

Pamir ist unsere Softwarelösung für den Holzbau im Bereich Nagelplattenkonstruktionen und kombiniert Grundriss-, Bemessungs-, Ausgabe- und 3D-Werkzeuge in einer einzigen Anwendung.

- BIM & IFC
- Hohe Effektivität bei intuitiver Bedienung
- Intelligente Bearbeitungsassistenten zur Eingabe der Gebäude, der Dachausmittlung und der Binderverlegung
- Konstruieren und statisches Bemessen von Dach-, Deckentragwerke, Posi-Joist™ und Schalungsbinder
- Schnelle, individuelle, automatische Ausgabe bis hin zur prüffähigen Tragwerksstatik

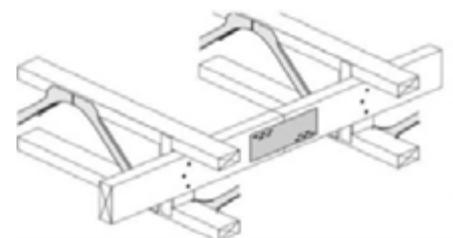


Posi-Joist™ – Posi Technologie

Die Posi Technologie wird in Dach-, Decken- und Wandkonstruktionen eingesetzt. Im Besonderen wenn es um vorelementierte Deckenelemente geht, bietet der Posi-Joist™ Träger viele Vorteile in der Planung, der Fertigung und Montage.



- Geringes Gewicht bei hoher Tragkraft
- Installation auch quer zur Spannrichtung
- Individuelle Planung und Bemessung nach EC5
- Beliebige Längen und zahlreiche Trägerendausbildungen
- Geringer Planungsaufwand für Installationen
- Kostenersparnis bei Planung und Ausführung
- Kostenersparnis bei Folgegewerken
- Holz-Beton-Verbunddecken
- Verbessertes Schwingungsverhalten durch Querriegel



Intelligente Luftdichtung

INTELLO® macht Ihre Bauteile besonders sicher.

Hydrosafe Hochleistungs-Dampfbrems-System
100-fach feuchtevariabel s_d 0,25 bis >25 m

DIBt-Zulassung für normgerechtes Bauen



Feuchtevariable Dampfbremsbahn INTELLO zur Verwendung entsprechend DIN 68800-2:2012-02

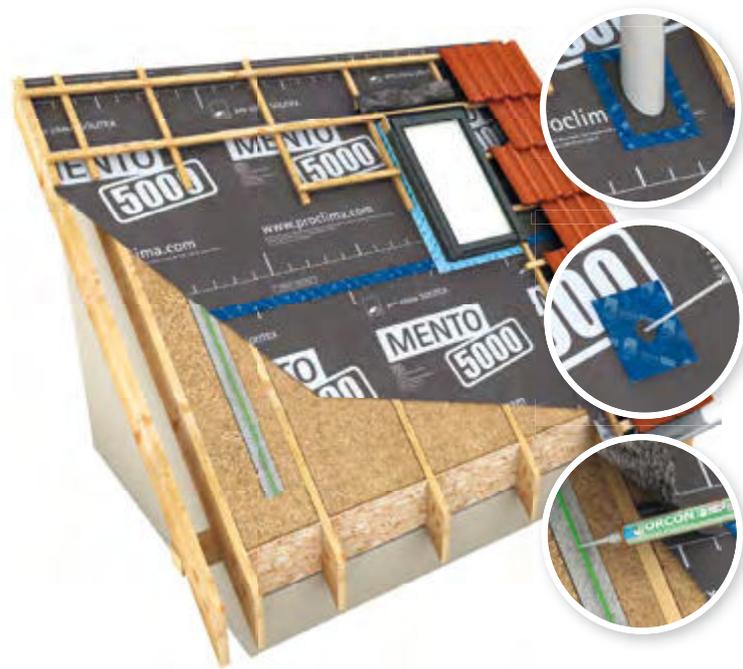


INTELLO • INTELLO PLUS
TESCON VANA • ORCON F
CONTEGA SOLIDO SL
KAFLEX • ROFLEX

Feuchteaktive Außendichtung

SOLITEX® schützt vor Wind und hält das Bauteil trocken.

Hochdiffusionsoffenes Unterdecksystem mit monolithischer Funktionsmembran mit aktivem Feuchtetransport nach außen.



Sichere Verklebung

Allround-Klebeband TESCON® VANA

- Klebt sicher innen und außen – sogar bei Feuchtigkeit: wasserfester SOLID Kleber
- Einfacher weiter arbeiten: Vliesträger direkt überputzbar
- Flexibler weiter arbeiten: 6 Monate UV stabil
- 100 Jahre Klebkraft unabhängig bestätigt



**100 JAHRE
KLEBKRAFT**
✓ erfolgreich getestet
✓ weltweit einzigartig
TESCON VANA | TESCON No. 1 | UNI TAPE
www.proclima.de/100jahre

pro clima – und die Dämmung ist perfekt

Das komplette Profi-System für die sichere Gebäudedichtung. Über 30 Jahre Erfahrung in Forschung und Entwicklung, Produktion, Vertrieb und Service. Für besten Schutz gegen Bauschäden und Schimmel.



pro clima WISSEN

Planungshandbuch zeigt genau wie es geht

Über 400 Seiten Details, Konstruktionen, Bauphysik, Systeme u. v. m.

Kostenfrei anfordern

0 62 02 - 27 82.0, info@proclima.de,
proclima.de/wissen

www.proclima.de





Holzbau-
Software

S+S Datentechnik
für den Holzbau GmbH

Seit über **30**
Jahren
erfolgreich.



ABBUND
TOUCH

www.abbund.com
info@abbund.com



Wirt schaftlich. Kreativ. Leistungs fähig.

Kein Kompromiss bei Qualität und Sicherheit.

SFS Befestigungslösungen für den konstruktiven Holzbau:

- Leistungsstarke Doppelgewindebefestiger
- Einzigartige Vollgewindebefestiger
- Selbstbohrendes Stabdübelsystem
- Große Auswahl an Teilgewindebefestigern
- Schraubanker zur Befestigung von Holz an Beton
- Kompetenter Bemessungsservice

+49 6171 70020
www.sfsintec.de

100 % SICHERHEIT FÜR IHR DACH!

**WÜTOP® Thermo ND Plus Unterdeck- und Unterspannbahn
mit 120 °C Hitzebeständigkeit im System und europäisch technischer Bewertung**



Die Polyester-Dachbahn WÜTOP® Thermo ND Plus mit geprüfter Schlagregendichtheit für eine naht- und perforationsgesicherte Unterdeckung bzw. Unterspannung ohne zusätzliches Nageldichtmaterial kann als erstes System am Markt eine Temperaturbeständigkeit im System von 120 °C vorweisen. Bei anderen Systemen am Markt weisen die Dachbahnen erhöhte Temperaturbeständigkeit ≥ 80 °C auf – allerdings kann das Zubehör diese erhöhte Temperaturbeständigkeit oft nicht mitgehen. Die WÜTOP® Thermo ND Plus Dachunterspannbahn untermauert dieses Qualitätsversprechen als erste mit einer europäisch technischen Bewertung. In der ETA-17/0206 wird die Leistung der WÜTOP® Thermo ND Plus ohne zusätzliches Nageldichtmaterial für die Anwendung auf vollflächiger druckfester Auflage am Befestigungspunkt als naht- und perforationsgesicherte Unterdeckung bzw. Unterspannung bewertet.



Prof. Dr.-Ing. Tobias Schmidt

Hochschule Augsburg
HSA_ifh - Institut für Holzbau
An der Hochschule 1
86161 Augsburg
Tobias.Schmidt1@HS-Augsburg.de

- seit 09/2019 Professor für Holzbau und Baustatik, Hochschule Augsburg
- 2019 Ingenieur bei Ingenieurgruppe Bauen in Freiburg (3 Monate)
- 2018 Ingenieur bei Blaß & Eberhart GmbH, Ingenieurbüro für Baukonstruktionen
- 2018 Promotion zum Dr.-Ing., Karlsruher Institut für Technologie (KIT),
Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine - Holzbau und Baukonstruktionen
- 2013 - 2018 Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Karlsruher Institut für Technologie (KIT),
Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine - Holzbau und Baukonstruktionen
- 2012 Tragwerksplaner bei Rapp Infra AG Basel / Schweiz
- 2007 - 2011 Studium Bauingenieurwesen Hochschule Karlsruhe (M.Eng.)
- 2002 - 2007 Weiterbildung zum Zimmerermeister mit anschließender Berufstätigkeit
- 2000 - 2002 Berufstätigkeit als Zimmerer
- 1999 - 2000 Grundwehrdienst
- 1996 - 1999 Ausbildung zum Zimmerer
- 1980 geboren in Freiburg im Breisgau

Tragverhalten von Verbindungen für aussteifende Wand- und Deckenscheiben aus Brettsperrholz

Prof. Dr.-Ing. Tobias Schmidt, Hochschule Augsburg, Holzbau und Baustatik

Kurzfassung

Brettsperrholzelemente sind aufgrund ihrer hohen Schubtragfähigkeit und Schubsteifigkeit, verglichen mit anderen Holzbausystemen, besonders geeignet, um Einwirkungen in Scheibenebene abzutragen und damit Gebäude auszusteißen. Gleichwohl weisen heute gebräuchliche Verbindungstechniken vergleichsweise geringe Tragfähigkeits- und Steifigkeitswerte auf. Darüber hinaus bauen sich die mechanischen Eigenschaften dieser Verbindungen bei Erdbebeneinwirkungen sehr schnell ab, so dass diese nach wenigen Belastungszyklen nahezu wirkungslos sind. Aus diesen Gründen kann die technisch mögliche Aussteifungswirkung von Brettsperrholz nur eingeschränkt ausgenutzt werden. Um diese Einschränkung zu überwinden, wurden leistungsfähige und kosteneffiziente Kontaktverbindungen entwickelt.

1 Einleitung

Platten und Scheiben aus Brettsperrholzelementen sind nahezu ideale Bauteile um vertikale und horizontale Einwirkungen in Gebäuden abzutragen. Die vergleichsweise hohen mechanischen Eigenschaften, kombiniert mit einem hohen Vorfertigungsgrad, ermöglichen die Nutzung von Brettsperrholz (BSP) in Bauwerken, wo Stahl und Beton die vorherrschenden Baumaterialien sind. Beispiele sind Industrie- und Ingenieurbauwerke sowie höhere innerstädtische Gebäude. Bei innerstädtischen Wohn- und Geschäftsgebäuden mit einer Tragstruktur aus Holzwerkstoffen liegt die technische Grenze weit über zehn Geschossen. Ein aktuelles Beispiel ist das 18-geschossige Gebäude „Brock Commons Student Residence“, das auf dem Campus der University of British Columbia in Vancouver, Kanada errichtet wurde. Auf dem Erdgeschoss in Massivbauweise wurden 17 Obergeschosse mit Stützen aus Brettschichtholz und Deckenscheiben aus BSP erreicht. Die Vertikallasten des etwa 53 m hohen Gebäudes werden über die Holzkonstruktion abgetragen, während die Horizontallasten über die BSP-Deckenscheiben in die beiden Erschließungskerne aus Stahlbeton eingeleitet werden. Bei einer Grundfläche von 15 m x 56 m wird eine große Zahl von Verbindungen zwischen den einzelnen BSP-Deckenelementen, also den Schmalseitenfugen, erforderlich. Die aufsummierte Länge dieser Schmalseitenfugen, die kraftschlüssig zu verbinden sind, über die 17 Deckenscheiben liegt bei etwa 5 km.

Erdbeben- oder Windlasten führen zu Scheibenbeanspruchung in den BSP-Elementen. Aufgrund der hohen Schubtragfähigkeit und Schubsteifigkeit sind BSP-Elemente für Scheibenbeanspruchung sehr gut geeignet. Allerdings begrenzen Herstellung, Transport und Montage die mögliche Größe von BSP-Elementen. Aus diesem Grund werden BSP-Elemente in der Regel aus mehreren kleineren Elementen zusammengesetzt (Bild 1). Traditionelle Verbindungsmittel, wie z. B. Laschenverbindungen mit Nägeln, Schrauben oder spezielle BSP-Verbinder [1], erreichen bei wirtschaftlicher Verbindungsmitteldichte nur etwa 10% bis 30% der Schubtragfähigkeit des BSP. Zwar wurden mittlerweile auch hochleistungsfähige Verbindungssysteme entwickelt, aber diese sind sehr teuer [3]. Die Schubtragfähigkeit und Schubsteifigkeit einer zusammengesetzten Scheibe aus BSP wird durch das Last-Verschiebungsverhalten der Verbindungen in den Schmalseitenfugen begrenzt. Da die Tragfähigkeit des BSP-Elementes wesentlich höher ist als die der verfügbaren Schubverbindungen, kann die hohe Leistungsfähigkeit des BSP unter Scheibenschub nicht ausgenutzt werden. Um das Potential von BSP besser auszuschöpfen wurden Kontaktverbindungen entwickelt. Moderne Abbundanlagen werden bereits

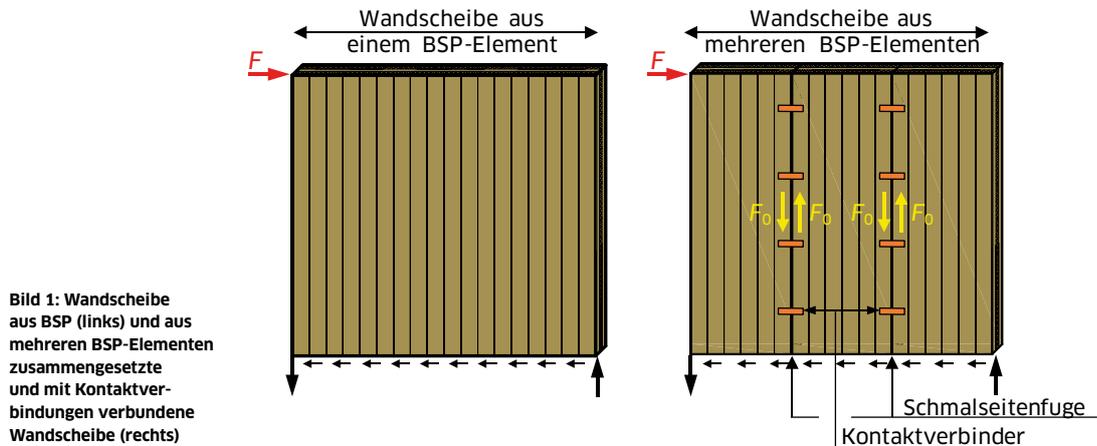


Bild 1: Wandscheibe aus BSP (links) und aus mehreren BSP-Elementen zusammengesetzte und mit Kontaktverbindungen verbundene Wandscheibe (rechts)

genutzt, um effiziente Kontaktanschlüsse (z. B. Treppenversatz) von stabförmigen Bauteilen zu realisieren [4]. Dass solche Kontaktverbindungen auch bei BSP funktionieren, zeigt die Untersuchung einer Schwalbenschwanzverbindung aus Buchensperrholz, die in der BSP-Schmalseitenfuge angeordnet wird [5]. Darauf aufbauend wurden in einer ersten theoretischen und experimentellen Untersuchung über 30 neu entwickelte Schubverbindungen, sog. Kontaktverbindungen, betrachtet [6].

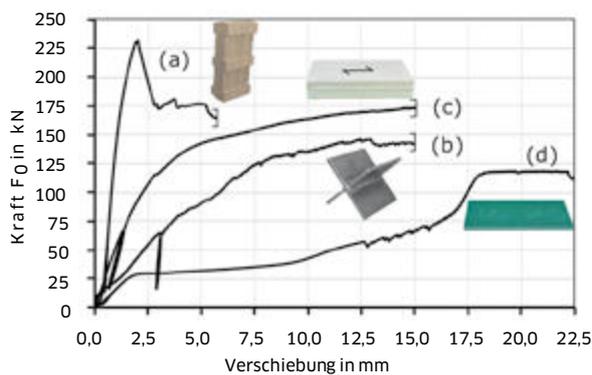
Ziel dieses Beitrages ist es, dem Leser einen Überblick über neuen Kontaktverbindungen und deren Bemessung zu geben. Daher sind Untersuchungsergebnisse ohne vertiefte Erläuterungen dargestellt. Für weitergehende Informationen wird u.a. auf [2] verwiesen.

2 Kontaktverbindungen

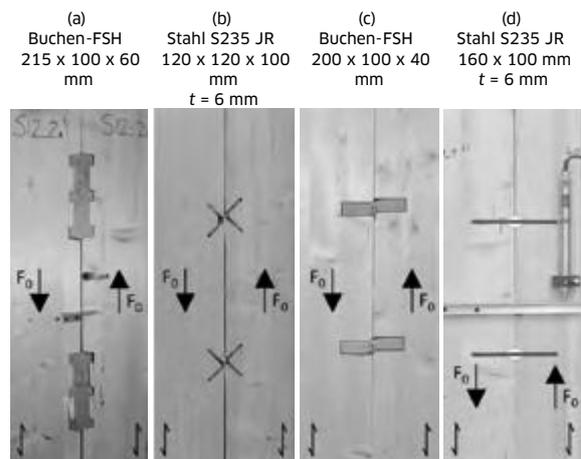
Kontaktverbindungen sind klebstofffreie mechanische Verbindungen, die primär dafür ausgelegt sind, fugenparallele Kräfte F_0 in Scheibenebene über die Schmalseitenfuge von einem BSP-Element auf das benachbarte BSP-Element zu übertragen (Bild 1). Dabei sind die Längslagen vorwiegend parallel zur Schmalseitenfuge orientiert. Im Gegensatz zu „direkten Kontaktverbindungen“, bei denen benachbarte BSP-Elemente so bearbeitet wurden, dass Kräfte über Formschluss übertragen werden, werden bei „indirekten Kontaktverbindungen“ zusätzliche Teile als Verbinder eingesetzt (Bild 1 rechts). Die Schubtragfähigkeit eines Kontaktverbinders pro Längeneinheit sollte den entsprechenden Wert des BSP signifikant überschreiten. Je größer das Verhältnis zwischen der Schubfestigkeit des Kontaktverbinders und des BSP, desto größer ist die verbleibende BSP-Nettoschubfläche und damit die Schubtragfähigkeit des BSP. Ein moderner Holzwerkstoff mit einer hohen Schubfestigkeit ist Buchenfurnierschichtholz (Buchen-FSH). Die Rohdichte von Buchen-FSH beträgt in etwa 800 kg/m^3 . Die charakteristische Schubfestigkeit von Buchen-FSH ist in etwa viermal größer, als die des BSP in Scheibenebene. Ausgehend von diesem Festigkeitsverhältnis werden in einer ersten Schätzung lediglich 20% des BSP-Schubquerschnitts für die Kontaktverbinder benötigt. Der verbleibende Nettoquerschnitt des BSP beträgt folglich 80%.

Die Anforderungen, die an das Last-Verschiebungsverhalten von Kontaktverbindungen gestellt werden, können sehr unterschiedlich und fallweise völlig konträr sein. Durch die Verwendung unterschiedlicher Materialien wie beispielsweise Buchen-FSH, Stahl oder Aluminium-Strangpressprofilen kann – je nach Einsatzzweck – das gewünschte Last-Verschiebungsverhalten erreicht werden. Doch nicht nur das Material hat hier einen wesentlichen Einfluss, sondern auch die Geometrie des Kontaktverbinders. A priori kann festgestellt werden, dass herstellungs- und montagetechnische Restriktionen zu vergleichsweise einfachen Formen für die Kontaktverbinder führen werden.

Bild 2 zeigt die Last-Verschiebungskurven von vier verschiedenen Kontaktverbindungen. Die erste Kontaktverbindung aus Buchen-FSH (a) ist parallel zur Schmalseitenfuge angeordnet. Diese zeigt eine hohe Anfangssteifigkeit und eine hohe Tragfähigkeit. Nach dem spröden Versagen mit signifikantem Lastabfall weist die Verbindung eine nennenswerte Resttragfähigkeit auf, welche im Wesentlichen auf der Schubtragfähigkeit der BSP-Querlage beruht. Die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbindung (b) mit x-förmigen Verbindern aus Stahlblech liegt signifikant unter der Verbindung (a). Die Vorteile der



Das 3-lagige BSP hat einen symmetrischen Aufbau (40-20-40 mm) mit der Gesamtdicke von 100 mm und einem Längslagenanteil von 80 % am Gesamtquerschnitt. Die Last wurde parallel zu den Längslagen (F_0) aufgebracht. Jede Verbindung besteht aus zwei Kontaktverbindern.



Verbindung (b) liegen in einem „gutmütigeren“ Last-Verschiebungsverhalten und der Fähigkeit, auch Kräfte rechtwinklig zur Schmalseitenfuge zu übertragen. Das Last-Verschiebungsverhalten der Verbindung (c) mit rechtwinklig zur Schmalseitenfuge orientierten Kontaktverbindern aus Buchen-FSH liegt zwischen den Verbindungen (a) und (b). Obwohl es sich um einen Verbinder aus Holz und nicht aus Stahl handelt, verhält sich die Verbindung duktil. Beide Verbindungen (b) und (c) erreichen eine maximale Verschiebung von 15 mm ohne signifikanten Lastabfall. Das Last-Verschiebungsverhalten wird hauptsächlich durch den BSP-Aufbau, das Verbindermaterial, die Verbindergeometrie, den Achsabstand mehrerer Verbinder untereinander sowie durch die Herstellungspräzision bestimmt.

Bild 2: Last-Verschiebungskurven mit zugehörigen Kontaktverbindungen

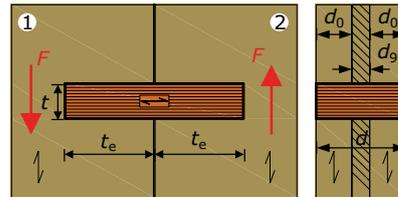
Jenseits von Anforderungen an das Last-Verschiebungsverhalten (Tragfähigkeit und Steifigkeit) muss sichergestellt sein, dass bei zusammengesetzten BSP-Scheiben kein progressives Versagen auftritt. Dies kann durch Lastumlagerungen im Bauteil vermieden werden. Duktile Kontaktverbindungen können signifikant zu solchen Lastumlagerungen in Bauteilen und damit zu einer größeren Robustheit (Widerstand gegen progressives Versagen [7]) beitragen. Bild 2 zeigt, dass ein querbeanspruchter Kontaktverbinder (c) aus Buchen-FSH die Eigenschaften Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität vereint, so dass robuste Wand- und Deckenscheiben aus BSP erwartbar sind.

Besonders bei Erdbebeneinwirkungen, aber auch bei stoßartigen Einwirkungen kann es wünschenswert sein, dass Verbindungen bereits bei geringen Relativverschiebungen duktil sind. Bleibt die Tragfähigkeit über einen großen Verschiebungsbereich nahezu konstant (Fließplateau), könnten verschiedene Wandscheiben eines Bauwerkes annähernd gleiche Horizontallasten abtragen, obwohl jeweils unterschiedliche Verschiebungen am Wandkopf auftreten. Zusätzlich kann bei sehr großen Verschiebungen eine vergleichsweise hohe Tragfähigkeit erwünscht sein. Bild 2 zeigt für die Stahlblechverbindung (d) ein solches hochduktilen und mehrstufiges Last-Verschiebungsverhalten. Erreicht wird dieses Last-Verschiebungsverhalten durch eine spezielle Aussparung des BSP im fugennahen Bereich der Stahlblechverbindung.

Neben den vorgenannten mechanischen Eigenschaften werden noch weitere Anforderungen an Kontaktverbindungen gestellt, die in einer integralen Bewertung zu berücksichtigen sind. Diese sind insbesondere ein robustes Bemessungsmodell sowie eine einfache Herstellung und Montage. Dies trägt zur Kostensenkung und breiteren Nutzung bei. Erst wenn eine Verbindung alle Anforderungen hinreichend erfüllt, ist diese effektiv und effizient – mit anderen Worten „leistungsfähig“. Nach diesen Kriterien werden zwei der untersuchten Kontaktverbindungen (c) und (d) als besonders leistungsfähig angesehen und wissenschaftlich untersucht.

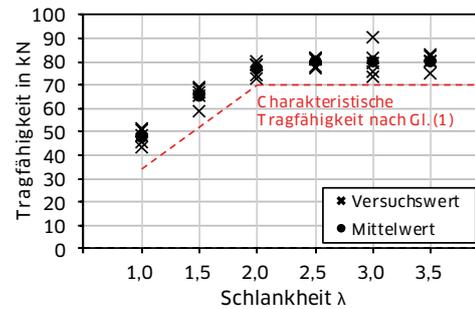
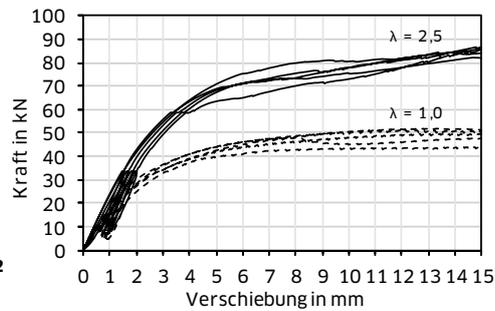
Unterschiedliche Anforderungen an Wand- und Deckenscheiben: Bei *quasi-statischen Einwirkungen* wie beispielsweise Wind auf nicht schwingungsanfällige Gebäude oder statischen Einwirkungen wie Schrägstellungslasten sind Verbindungen wünschenswert, die über hohe Anfangssteifigkeiten und hohe Tragfähigkeiten verfügen. Dadurch werden Bauteilverformungen minimiert und die absolute Anzahl an Verbindungsstellen kann verringert werden. Die Duktilität der Verbindungsmittel ist im Hinblick auf mögliche Lastum-

Bild 3: Definitionen am Kontaktverbinder aus Buchen-FSH



t	Dicke des Kontaktverbinders
t_e	Eindringtiefe
d	BSP-Dicke 100 mm
d_0	Längslagendicke 40 mm
d_{90}	Querslagendicke 20 mm
1:2	Holzteil i

Bild 4: Repräsentative Last-Verschiebungskurven (links) und Vergleich der charakt. Tragfähigkeiten $F_{v,Rk}$ mit den Einzel- und Mittelwerten der experimentellen Tragfähigkeiten (rechts) | Werte für einen Verbinder und BSP-Aufbau nach Bild 2



lagerungen im Bauteil und einer daraus resultierenden Robustheit zwar wünschenswert, aber bei statischen Einwirkungen nicht zwingend erforderlich [7]. *Erdbebeneinwirkungen* stellen an die Bauteile Deckenscheibe und Wandscheibe unterschiedliche Anforderungen. Bei Deckenscheiben ist elastisches Verhalten mit hoher Tragfähigkeit und Steifigkeit wünschenswert, um die Lasten möglichst gleichmäßig an die Wandscheiben weiterzuleiten. Wandscheiben hingegen sollen sich möglichst duktil verhalten, um die notwendige Energiedissipation zu gewährleisten. Da sich BSP-Elemente in Scheibenebene vorwiegend elastisch verhalten, werden die Duktilität und die Energiedissipation hauptsächlich durch die Anzahl und die Eigenschaften der Verbindungen bestimmt, sofern in den Schmalseitenfugen ausreichend große Verschiebungen auftreten.

Generell sollten alle Verbindungen eine bauwerksbezogene Mindeststeifigkeit aufweisen, um im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Verformungen zu begrenzen.

3 Kontaktverbindung für Deckenscheiben

Bild 3 zeigt das Prinzip eines Kontaktverbinders aus Buchen-FSH. Diese Verbindung wurde in umfangreichen Druck-Scherversuchen experimentell und numerisch untersucht. Bild 4 zeigt die repräsentativen Last-Verschiebungskurven, sowie die experimentell ermittelte Tragfähigkeit für 40 mm dicke Verbinder, im Vergleich zu der daraus abgeleiteten charakteristischen Tragfähigkeit.

Die charakteristische Tragfähigkeit eines symmetrischen querbeanspruchten Kontaktverbinders bei etwa 12 mm Relativverschiebung kann nach Gleichung (1) berechnet werden:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} \sum d_0 \cdot 0,8 \cdot f_{c,90,EN408,k} \cdot k_{con} \cdot \frac{t_e}{2} & \text{für } \lambda \leq 2,0 \\ \sum d_0 \cdot 0,8 \cdot f_{c,90,EN408,k} \cdot k_{con} \cdot t & \text{für } \lambda > 2,0 \end{cases} \quad (1)$$

Dabei sind:

$\sum d_0$	Summe der Längslagendicken
t	Verbinderdicke
t_e	Einbindetiefe
λ	t / t_e
$f_{c,90,EN408,k}$	Charakteristische Querdruckfestigkeit (bestimmt nach EN 408)
k_{con}	Modifikationsfaktor für diese Verbindung ($k_{con} = 2,75$)

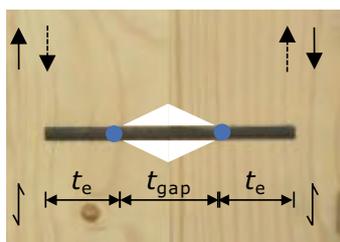
Gilt für:

Verbinderdicken: $25 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$

Einbindetiefen: $t_{e,1} = t_{e,2}$

Achsabstand der Verbinder untereinander in Krafrichtung: $a_1 \geq 11 \cdot t$

Abstand eines Verbinders zum beanspruchten Rand: $a_{3,t} \geq 11 \cdot t$



t	Stahlblechdicke
t_{gap}	Zwischenabstand
t_e	Eindringtiefe des Stahlblechs
Pfeile	Wechselnde Beanspruchungsrichtung

Bild 5: Definitionen am Kontaktverbinder aus Stahlblech mit Zwischenabstand

Da kein nennenswerter Seileffekt zu erwarten ist [2], basiert das Rechenmodell ausschließlich auf der Abschertragfähigkeit. Als Konstruktionsziel sollte eine Schlankheit $\lambda \geq 2,0$ gewählt werden, um die maximale Tragfähigkeit und Steifigkeit auszuschöpfen und um Spreizkräfte (rechtwinklig zur Schmalseitenfuge) aus dem Verdrehen der Verbinder zu vermeiden [6]. Um die *wirksame Verbinderanzahl* von mehreren hintereinander angeordneten Verbindern in einer Schmalseitenfuge besser einordnen zu können, wurde eine numerische Untersuchung durchgeführt, die Herstellungstoleranzen und Streuungen im Last-Verschiebungsverhalten berücksichtigt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit, also bei Relativverschiebungen ≥ 5 mm beträgt $n_{\text{ef}} = n$. Allerdings verringerte sich aufgrund von Herstellungstoleranzen bei geringeren Verschiebungen n_{ef} um etwa $2/3$. Da dies einen signifikanten Einfluss auf die Steifigkeit der Deckenscheibe hat, sollte die wirksame Verbinderanzahl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden, da sonst deren Steifigkeit überschätzt wird.

4 Dissipative Stahlblechverbindung für Wandscheiben

Bild 5 zeigt das Prinzip einer Stahlblechverbindung mit Zwischenabstand. Dieser Verbindungstyp wurde in umfangreichen Zug-Druck-Versuchen experimentell und numerisch untersucht. Im Versuch zeigt die Verbindung ohne Zwischenabstand, wie bei stiftförmigen Verbindungen üblich, ein einschnürendes Verhalten, was bei Erdbebenbeanspruchung aber nicht erwünscht ist (Bild 6 links). Wird ein planmäßiger Zwischenabstand eingeführt, ist das Last-Verschiebungsverhalten nahezu konstant. Dieses Verhalten ist für Erdbebenbeanspruchungen sehr geeignet (Bild 6 rechts). Allerdings nimmt mit zunehmendem Zwischenabstand die Tragfähigkeit ab. Es ist ebenfalls ersichtlich, dass eine ausreichende Einbindetiefe t_e zu dem Versagensmechanismus 2 Fließgelenke je Scherfuge führt.

Die Tragfähigkeit berechnet sich für den gewünschten Versagensmechanismus zwei Fließgelenke je Scherfuge in Anlehnung an die Theorie von Johansen für stiftförmige Verbindungsmittel [8] nach Gl. (2). Damit dieser Versagensmechanismus eintritt, muss eine Mindesteindringtiefe $t_{e,\text{min}}$ eingehalten werden. Da in der analytischen Herleitung keine Einflüsse aus wiederholter Beanspruchung berücksichtigt wurden, wird die in der Gl. (3) der Faktor α eingeführt, um den Versagensmechanismus zwei Fließgelenke je Scherfuge sicherzustellen und dadurch die Robustheit, insbesondere bei wiederholter Belastung zu steigern.

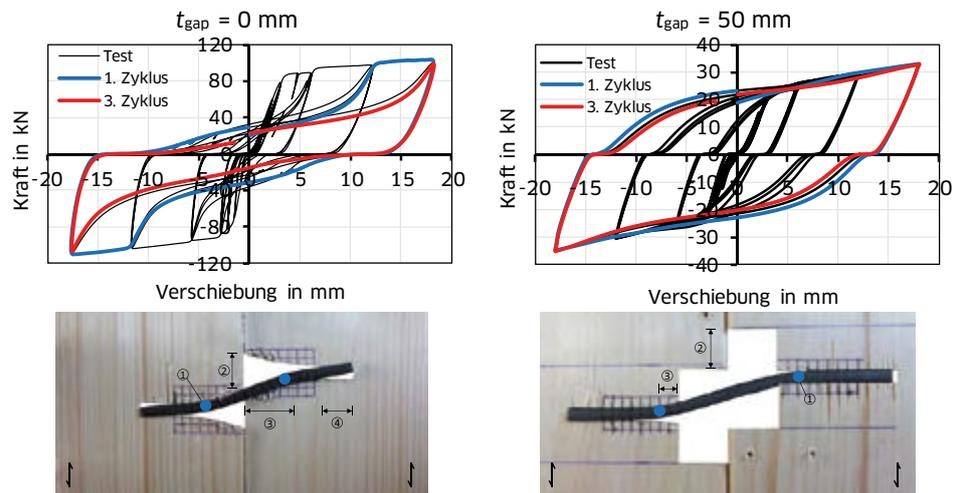


Bild 6: Last-Verschiebungskurven für zwei Stahlbleche je Verbindung und Versagensbilder (Stahlblech S235 JR; $b/t = 100 / 6,0$ mm; BSP-Aufbau nach Bild 2)

$$F_{v,Rk} = \sum d_0 \cdot f_{c,0,k} \cdot \left(\sqrt{\frac{t_{\text{gap}}^2}{4} + \frac{2 \cdot M_{u,k}}{\sum d_0 \cdot f_{c,0,k}}} - \frac{t_{\text{gap}}}{2} \right) \quad (2)$$

$$t_{e,\min} = \alpha \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(2 \sqrt{\frac{M_{u,k}}{\sum d_0 \cdot f_{c,0,k}}} + \sqrt{\frac{\sum d_0 \cdot f_{c,0,k} \cdot t_{\text{gap}}^2 + 8 \cdot M_{u,k}}{\sum d_0 \cdot f_{c,0,k}}} + 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{u,k}}{\sum d_0 \cdot f_{c,0,k}}} - t_{\text{gap}} \right) \quad (3)$$

Dabei sind:

$F_{v,Rk}$	Tragfähigkeit je Stahlblech und Scherfuge
$d_{0,i}$	Dicke der i -ten Längslage
$f_{c,0,k}$	Charakteristische Druckfestigkeit der BSP-Längslagen
$M_{u,k}$	Plastisches Grenzbiegemoment des Stahlblechs
α	Robustheitsfaktor, ingenieurmäßig gewählt ($\alpha = 2$ bis 3)

Gilt für:

Verbinderdicken: $6 \text{ mm} \leq t \leq 10 \text{ mm}$

Einbindetiefen: $t_{e,1} = t_{e,2}$

Achsabstand der Verbinder untereinander in Kraftrichtung: $a_1 \geq 40 \cdot t$

Abstand eines Verbinders zum beanspruchten Rand: $a_{3,t} \geq 40 \cdot t$

Aufgrund des hochduktilen Verhaltens beträgt die wirksame Verbinderanzahl sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit, als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit $n_{ef} = n$. Das statische Zähigkeitsverhältnis dieser Verbinder ist größer als 6. Daher kann bei der Bauwerksbemessung Duktilitätsklasse DCH „hochduktil“ angenommen werden.

Hinweis: Bei beiden vorgestellten Verbindungen kann das Konstruktionsziel „Robustheit“ durch eine ausreichend große Schlankheit (bzw. Eindringtiefe) und durch ausreichend große Verbinderabstände erreicht werden. Durch letzteres kann ein Schubversagen im BSP-Querschnitt vermieden werden. Um Scheibentragwirkung zu erreichen, sind bei zusammengesetzten Scheiben aus BSP Scheibengurte auszubilden. Dies kann über im Bauwerk ohnehin vorhandene Bauteile (z.B. Schwelle/Rähm) oder durch zusätzliche Verbindungen rechtwinklig zur Schmalseitenfuge umgesetzt werden.

5 Zusammenfassung

In den letzten fünf Jahren wurden umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen an Kontaktverbindungen für BSP unter Scheibenbeanspruchung durchgeführt. Dabei wurde gezeigt, dass innerhalb gewisser Grenzen das Last-Verschiebungsverhalten und die Versagensmechanismen durch das Material, die Geometrie und die Anordnung der Kontaktverbinder beeinflusst werden kann. Im Allgemeinen liegen die Tragfähigkeit und die Steifigkeit von Kontaktverbindungen nennenswert über den entsprechenden Werten üblicher BSP-Verbindungen. Dies allein reicht aber für den Einsatz in Bauwerken nicht aus. Vielmehr ist es wünschenswert, dass moderne Kontaktverbindungen duktiler Verhalten und eine hohe Energiedissipation aufweisen. Weiter sollen die Verbindungen einfach zu bemessen und zu montieren sein.

In der Gesamtbetrachtung aller Anforderungen eignen sich die beiden vorgestellten Kontaktverbindungen am besten für zusammengesetzte BSP-Scheiben. Die vergleichs-

weise hohen mechanischen Eigenschaften dieser beiden Verbindungen, in Kombination mit einfachen Geometrien sowie der Nutzung von Standardmaterialien, führen zu äußerst kosteneffizienten Verbindungen, die nahezu jede Holzbaufirma ausführen kann. Ein Hersteller von Brettsperrholz verfügt bereits über eine Zulassung für einige der entwickelten Kontaktverbindungen zur Anwendung in dessen BSP [9].

Auch in Zukunft besteht in diesem Themengebiet weiterer Forschungsbedarf. Insbesondere hinsichtlich der wirksamen Anzahl von Kontaktverbindern bei mehreren hintereinander angeordneten Verbindern und der Herstellungspräzision bei Abbundanlagen. Ebenso gibt es Forschungsbedarf hinsichtlich der mechanischen Auswirkungen dieser Verbinder auf das Verhalten von ganzen Bauwerken aus Brettsperrholz – Steifigkeitsverteilung, Verformungskapazität und der Tragverhaltenskontrolle.

6 Literatur

- [1] Kögl, J.; Maderebner, R. (2013): System connectors for cross-laminated timber panels. 19. Internationales Holzbau-Forum, Garmisch-Partenkirchen.
- [2] Schmidt, T. (2018): Kontaktverbindungen für aussteifende Scheiben aus Brettsperrholz (Dissertation). Doktorarbeit, KIT Scientific Publishing.
- [3] Polastri, A.; Giongo, I.; Pacchioli, S.; Piazza, M. (2016): Structural analysis of CLT multi-storey buildings assembled with the innovative X-RAD connections system: Case-study of a tall building. Proceedings of the 2016 World Conference on Timber Engineering (WCTE), 22-25 August, World Conference on Timber Engineering, Vienna, Austria.
- [4] Enders-Comberg, M.; Frese, M.; Blass, H. J. (2015): Beech LVL for trusses and reinforced glulam. Bautechnik 92, Heft 1, Pages 9 – 17. DOI: 10.1002 / bate.201400076.
- [5] Stecher, G.; Kögl, J.; Beikircher, W. (2014): Mechanical behavior of dove-tail connections for Cross Laminated Timber wall elements, Proceedings of the 2014 World Conference on Timber Engineering (WCTE), 10-14 August, World Conference on Timber Engineering, Quebec City, Canada.
- [6] Schmidt, T.; Blass, H. J. (2016): Contact joints in engineered wood products. Proceedings of the 2016 World Conference on Timber Engineering (WCTE), 22-25 August, World Conference on Timber Engineering, Vienna, Austria.
- [7] Starossek, U. (2005): Progressiver Kollaps von Bauwerken. Beton- und Stahlbetonbau, Sonderdruck, Heft 4, Pages 3-15.
- [8] Johansen, K. W.: Theory of timber connections. International Association of bridge and structural Engineering, Bern, 1949, S. 249-262
- [9] ETA-18/1002: Merkle X-Lam mit XL-Connect. Merkle Holz GmbH vom 07.01.2019



Dr.-Ing. Tobias Wiegand

GF Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.

Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.
Heinz-Fangman-Str. 2
D-42287 Wuppertal
info@brettschichtholz.de
www.ingenieurholzbau.de

- seit 2009 GF Überwachungsgemeinschaft KVH
- seit 2004 GF Verband Dämmstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen e.V.
- seit 2002 GF Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.
- 1996-2002 Mitarbeiter der Arbeitsgemeinschaft Holz e.V.
- 1991-1996 Wiss. Mitarbeiter Lehr- und Forschungsgebiet Ingenieurholzbau an der BUGH Wuppertal
- 1985-1991 Studium Bauingenieurwesen BUGH Wuppertal

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

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

In freundschaftlicher Verbundenheit gewidmet Alfons Brunauer (1963 – 2018)

Kurzfassung

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 widersprechende 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].

Vorbemerkung der Autoren:

Die Eurocodes befinden sich in einer Phase intensiver Überarbeitung. Mit den Teilen „Holz-Beton-Verbund“, „Brettsperrholz“ und „Verstärkungen“ sind die ersten Entwürfe für neue Abschnitte zum Eurocode 5 fertiggestellt. Die Fachöffentlichkeit ist an einer umfassenden Information interessiert, gleichzeitig ist ein breites Feedback aus der Praxis erwünscht. Die Autoren wurden daher von verschiedenen Seiten gebeten, über die o.g. Entwicklungen zu berichten. Wir bitten daher um Verständnis, dass zur Sicherstellung einer umfassenden und gleichbleibenden Information der unterschiedlichen Teilnehmerkreise sich einander gleichende Veröffentlichungen erfolgen (z. B. an den Karlsruher Tagen 2018 und an dieser Veranstaltung).

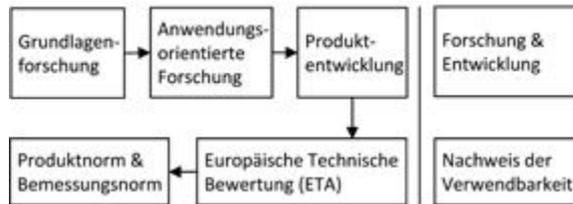


Bild 1 (links): Entwicklung von Produkten und der Weg zur Anwendbarkeit

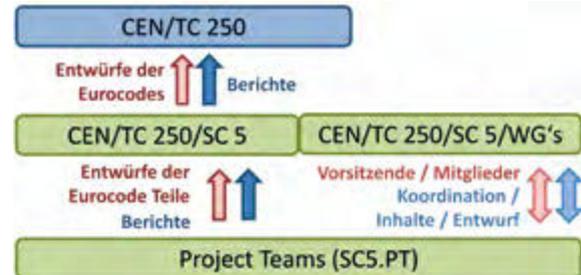


Bild 2 (rechts): Struktur der Normungsarbeit

2 Herangehensweise

Normung markiert einen wichtigen Schritt erfolgreicher Forschung und Entwicklung, welche positive Anwendung und Akzeptanz in der Praxis gefunden hat, siehe Bild 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].

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 Bild 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.

Die Ausarbeitung eines Entwurfes des Normentextes incl. 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 Schlusssentwürfe 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

3.1.1 Allgemeines

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

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

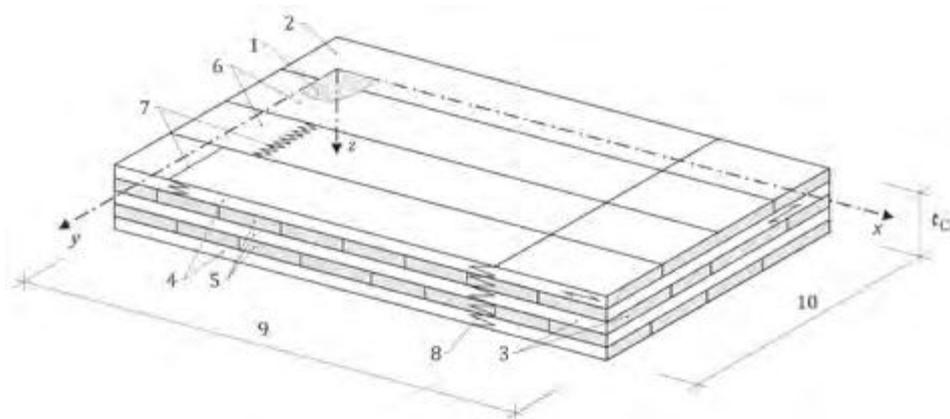


Bild 3: Brettsperrholz:
 1) Elementebene;
 2) Seitenfläche;
 3) Schmalfäche;
 4) äußere Lagen;
 5) innere Lagen;
 6) Lamellen;
 7) Keilzinkenstöße in Lamellen;
 8) Generalkeilzinkenstoß;
 9) Breite b_{CL} der Platte bzw. Höhe h_{CL} des Balkens mit Biegespannungen rechtwinklig zur Richtung der Außenlagen;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

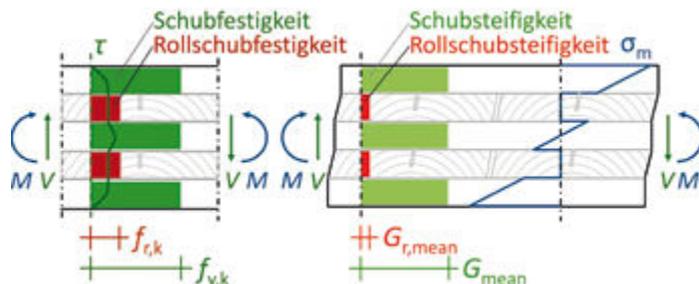


Bild 4: Brettsperrholz:
 Verlauf der Schub- und Biegespannungen, Verformungsfigur sowie Schubfestigkeiten und Schubsteifigkeiten in Abhängigkeit der Lagenrichtung

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 Bild 4.

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.

3.1.2 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 Nadelholzlamellen, 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 Tabelle 1.

Nutzungsklasse	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

Tabelle 1: Werte für k_{mod} für Brettsperrholz

Bei der Betrachtung der Verformungsbeiwerte k_{def} ist der Umstand zu berücksichtigen, dass die Querlagen von Brettsperrholz auf Rollschub beansprucht werden, siehe Bild 4. In diesen treten ausgeprägte Kriecherscheinungen auf [11].

Tabelle 2: Werte für k_{def} für Brettsperrholz

Material	Nutzungsklasse	
	1	2
Brettsperrholz	0,80	1,00

Es wird empfohlen, die gleichen Verformungsbeiwerte k_{def} wie für Sperrholz zu verwenden, siehe Tabelle 2. Diese Werte weichen von den Werten im deutschen Nationalen Anhang zum Eurocode 5 [4] ab.

3.1.3 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 $15 \text{ mm} \leq t_{\text{lay}} \leq 40 \text{ mm}$ bzw. $20 \text{ mm} \leq t_{\text{lay}} \leq 80 \text{ mm}$ 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 Tabelle 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 Querschnittsschwächungen aus Fugen und Entlastungsnuten. Bei der Bemessung von Verbindungen sind diese jedoch zu berücksichtigen.

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

Für Brettsperrholz 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 Brettsperrholz mit abweichenden Aufbauten (z.B. mit Lagen aus Holzwerkstoffplatten) sind mittels Verbundtheorie unter Verwendung der Eigenschaften der einzelnen Lagen zu bestimmen.

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

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

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 $150 \text{ mm} \leq h_{\text{CL}} \leq 600 \text{ mm}$ 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].

Eigenschaft		Symbol	Wert	Beispiel CL24 ²⁾
Biegefestigkeit	⊥ zur Ebene (Platte)	$f_{m,x,k}$ $f_{m,y,k}$	$3 \cdot f_{t,0,\ell,k}^{0,8}$	24,0
	in der Ebene (Scheibe)	$f_{m,edge,x,k}$ $f_{m,edge,y,k}$	$f_{m,\ell,k}$ ³⁾	20,5
Zugfestigkeit	in der Ebene	$f_{t,x,k}$ ⁴⁾ $f_{t,y,k}$ ⁴⁾	$1,2 \cdot f_{t,0,\ell,k}$	16,0
	⊥ zur Ebene	$f_{t,z,k}$	0,5	0,5
Druckfestigkeit	in der Ebene	$f_{c,x,k}$ $f_{c,y,k}$	$3 \cdot f_{t,0,\ell,k}^{0,8}$	24,0
	⊥ zur Ebene	$f_{c,z,k}$	3,0	3,0
Schubfestigkeit bei Plattenbeanspruchung	Longitudinal	$f_{v,k}$	3,5	3,5
	Rollschub	$f_{r,k}$	$\min \left\{ 0,2 + 0,3 \cdot b_\ell / t_\ell \right\}^{5)}$ 1,4	0,80 ⁶⁾
Schubfestigkeit bei Scheibenbeanspruchung	bezogen auf effektiven Querschnitt	$f_{v,xy,k}$ $f_{v,yx,k}$	5,5	5,5
Schub und Torsion bei Scheibenbeanspruchung	in Klebefläche ⊥ verklebter Lamellen	$f_{tor,node,k}$	2,5	2,5
	Rollschub	wie bei Plattenbeanspruchung		
Elastizitätsmodul	in der Ebene	$E_{x,mean}$ $E_{y,mean}$	$1,05 \cdot E_{0,\ell,mean}$ ⁷⁾	11.600 ⁷⁾
	⊥ zur Ebene	$E_{z,mean}$	450 ⁷⁾	450 ⁷⁾
Schubmodul	⊥ zur Ebene	$G_{xz,mean}$ $G_{yz,mean}$	$G_{\ell,mean}$ ⁷⁾	650 ⁷⁾
	in der Ebene	$G_{xy,mean}$ $G_{yx,mean}$ $G_{tor,mean}$	$\min \left\{ \begin{matrix} 650 & 5), 7), 8) \\ 1 + 2,6 \cdot (t_\ell / b_\ell)^{1,2} & \\ 450 & \end{matrix} \right\}$	300 ^{6), 7), 8)}
		Rollschub	$G_{r,mean}$	$\min \left\{ \begin{matrix} 30 + 17,5 \cdot b_\ell / t_\ell & 5), 7) \\ 100 & \end{matrix} \right\}$
Rohdichte		ρ_k	$1,1 \cdot \rho_{\ell,k}$ ⁹⁾	385 ⁹⁾
		ρ_{mean}	$\rho_{\ell,mean}$	420

Tabelle 3: Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften in N/mm² sowie Rohdichten in kg/m³ für Brettsperrholz mit Brettlagen aus Vollholz, abgeleitet aus den Eigenschaften der Vollholzlamellen¹⁾

- 1) 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 Brettsperrholzbalken mit einer Höhe $h_{CL} = 150 \text{ mm}$ und nur einer Lage mit Faserrichtung in Richtung der zugehörigen Spannung beruht.
- 2) Brettsperrholz mit Brettlagen aus Vollholz aus Lamellen mit einer charakteristischen Zugfestigkeit in Faserrichtung $f_{t,0,\ell,k} \geq 14 \text{ N/mm}^2$; einem mittleren Elastizitätsmodul von $E_{\ell,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$ und einer charakteristischen Rohdichte $\rho_{\ell,k} = 350 \text{ kg/m}^3$ (T14 nach EN 338).
- 3) Für Brettsperrholz aus Lamellen mit einer charakteristischen Zugfestigkeit in Faserrichtung $f_{t,0,\ell,k} \geq 14 \text{ N/mm}^2$ und einer charakteristischen Festigkeit in Faserrichtung auf Hochkantbiegung $f_{m,\ell,k} \geq 20,5 \text{ N/mm}^2$.
- 4) Dieser Wert berücksichtigt einen Systemfaktor für mindestens 15 in x-Richtung beziehungsweise y-Richtung beanspruchte Lamellen.
- 5) 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.
- 6) Für Verhältnisse $b_\ell/t_\ell > 2$.
- 7) Die 5%-Quantile des Elastizitätsmoduls und des Schubmoduls entsprechen 5/6 der Mittelwerte: $E_{05} = 5/6 \cdot E_{mean}$ und $G_{05} = 5/6 \cdot G_{mean}$.
- 8) Der Wert ist auf den Bruttoquerschnitt bezogen.
- 9) Für Verbindungen in nur einer Lamelle einer Lage ist die charakteristische Rohdichte der Lamelle $\rho_{\ell,k}$ anzuwenden.

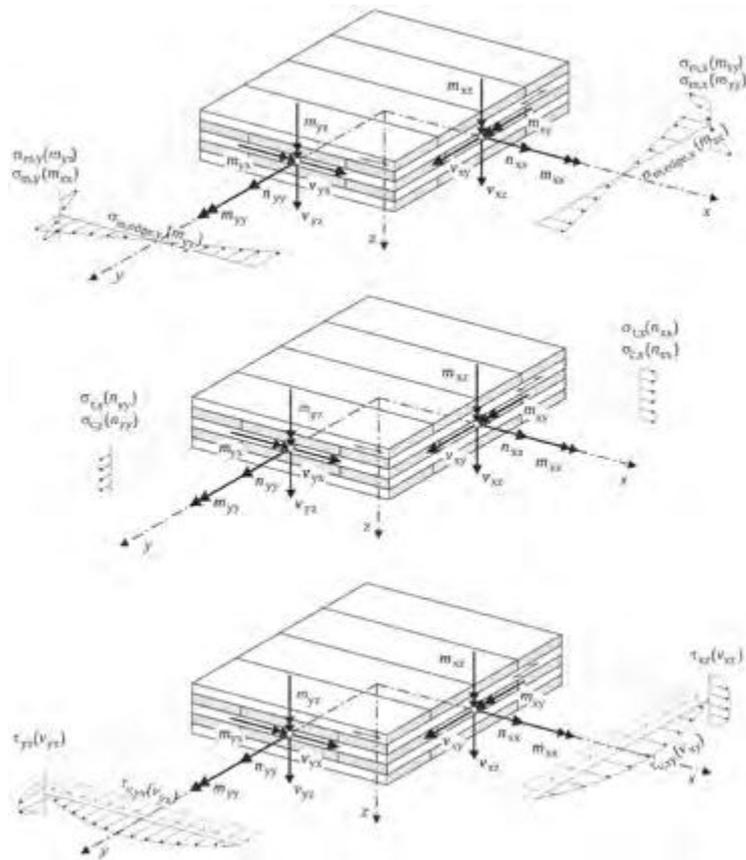


Bild 5: Bezeichnungen der Spannungen, Kräfte und Momente für eine beispielhafte Spannungsverteilung in einem Brettsperrholzelement

3.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

3.2.1 Allgemeines

Der *Entwurf Brettsperrholz* macht keine Angaben zur Anwendung bestimmter Verfahren zur Berechnung von Brettsperrholzelementen unter Plattenbeanspruchung, da die Wahl mechanischer Berechnungsansätze (z.B. γ -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 Bild 5, außer sie sind explizit auf den Bruttoquerschnitt des Brettsperrholzelementes bezogen. Die Bezeichnung der Richtung der Momentenbeanspruchung in Bild 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.

3.2.2 Biegung

Der Einfluss der Schubverformung auf die Biegespannungen darf bei schlanken Einfeldträgern (ℓ/t_{CL} bzw. $\ell/h_{CL} \geq 30$) vernachlässigt werden. Die in Tabelle 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 ($\ell/h_{CL} < 5$) unter Biegung in Scheibenebene.

3.2.3 Schub

In Abhängigkeit der Beanspruchung sind für Brettsperrholz bis zu fünf verschiedene Schubbeanspruchungen zu berücksichtigen: Schub und Rollschub bei Beanspruchung in Plattenebene, siehe Bild 4, sowie Bruttoschub, Nettoschub und Torsion in den Kreuzungsflächen bei Beanspruchung in Scheibenebene, siehe Bild 6.

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_i/t_i , bestimmt, siehe Tabelle 3 [19]. Der Rissfaktor darf zu $k_{cr} = 1,0$ angesetzt werden. Bei Beanspru-

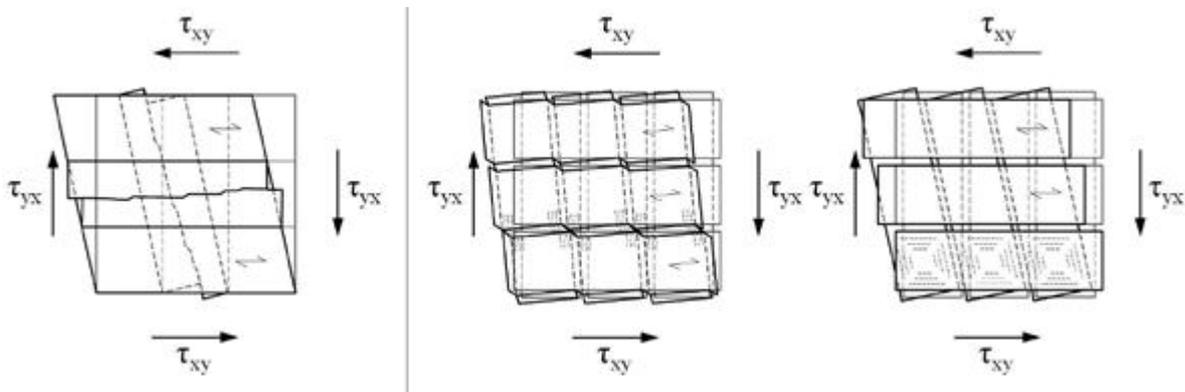


Bild 6: Versagensmechanismen Bruttoschub, Nettoschub und Torsion, aus [20]

chung 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 $b_\ell/t_\ell \leq 4$ beträgt [21]. In diesen Fällen gilt:

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

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.

3.2.4 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 $\ell/t_{CL} \geq 30$ in der Regel unter 10% und darf vernachlässigt werden. In üblichen Bemessungssituationen werden für als Einfeldträger gelagerte Brettsperrholzelemente mit Spannweiten $\ell < 4 \text{ m}$ zumeist die Verformungsnachweise bemessungsmaßgebend, für Spannweiten $\ell > 4 \text{ m}$ 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. Tabelle 4 gibt Werte für den modalen Dämpfungsgrad von Brettsperrholzdecken an.

Tabelle 4: Werte für den modalen Dämpfungsgrad ζ für Brettsperrholzdecken

Deckenaufbau	Modaler Dämpfungsgrad ζ
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 leichte Schüttung	0,025

3.4 Bauteile

3.4.1 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 $h/\ell \leq 4$ 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.

3.4.2 Konzentrierte Lasteinleitung in Scheibenebene

Bei der Auflagerung von Unterzügen oder auch Pfetten auf Wänden werden lokal hohe Lasten in Brettsperrholzwände 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° vereinfachend berechnet werden zu:

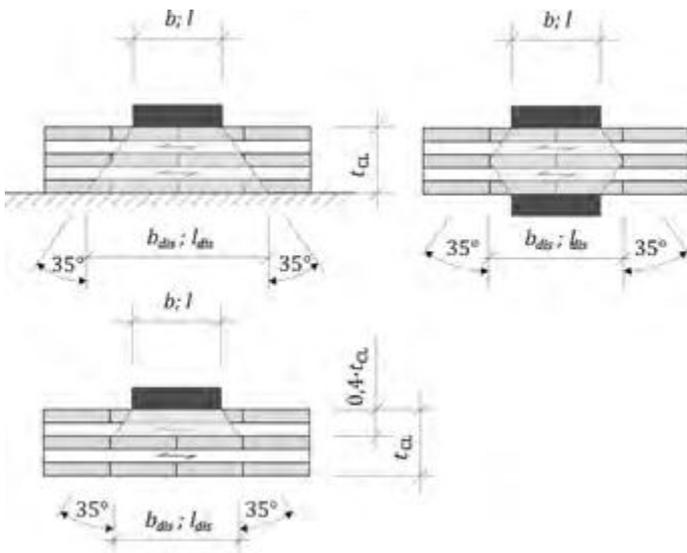
$$b_{ef}(h/2) = b_{ef}(h) = b + 0,5 \cdot h \quad (4)$$

3.4.3 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:

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

Die Verteilungsbreite b_{dis} bzw. -länge ℓ_{dis} basieren auf der Annahme eines mittleren Lastausbreitungswinkels von 35° (Längslagen: 45° , Querlagen: 15°), siehe Bild 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 Brettschichtholz. Gleiches gilt für den Elastizitätsmodul rechtwinklig zu Faser $E_{z,mean} = 450 \text{ N/mm}^2$. Grund ist in beiden Fällen der Sperrereffekt der Querlagen [24].



3.4.4 Konzentrierte Lastenleitung 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 Bild 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:

$$k_{r,pu} = 1,60 \text{ für BSP aus Brettlagen aus Vollholz}$$

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

3.4.5 Rippenplatten

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

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 begannen 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 *Entwurfs 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

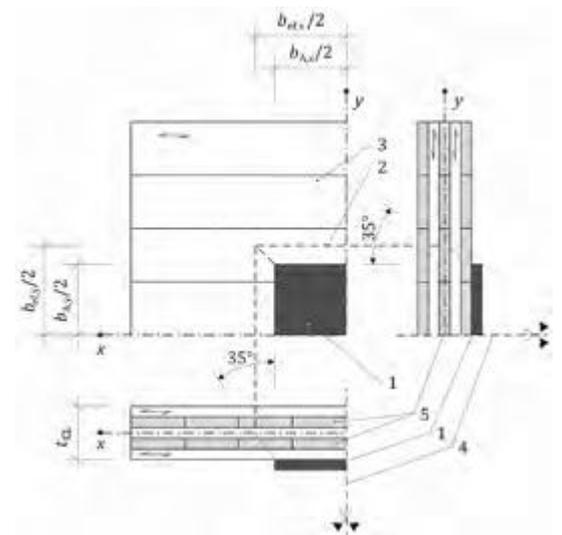


Bild 7 (links): Lastausbreitung und Verteilungsbreite bei Druck rechtwinklig zur Faser

Bild 8 (rechts): BSP unter Einzellast (1 - Lastenleitungsfläche; 2 - maßgebender Schnitt; 3 - BSP; 4 - Bauteilrand oder Symmetrieachse; 5 - maßgebende Lage)

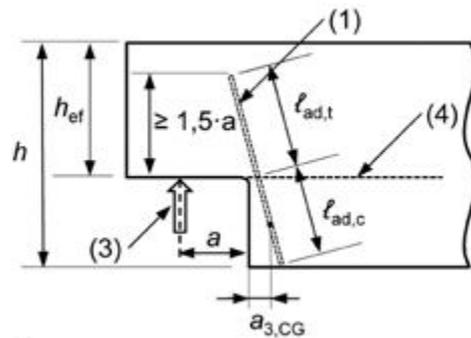


Bild 9 (links): Verstärkte Ausklinkung
 (1 - geneigtes stiftförmiges Verstärkungselement;
 4 - mögliche Risslinie)

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 Bild 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 Querzugverstärkungen

Querzugverstärkungen 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 Querzugfestigkeit des Holzes in der Bemessung von verstärkten Bauteilen nicht berücksichtigt, d.h. es wird mit gerissener Querzugzone gerechnet. Die Bemessung der Verstärkungselemente für Querzugverstärkungen 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, $F_{t,90,Rd}$, 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:

$$\ell_{ad} = \min \left\{ \begin{array}{l} \ell_{adt} \\ \ell_{adc} \end{array} \right. \quad (\text{siehe Bild 9 - 12}) \quad (11)$$

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

	Wirksame Einkleblänge ℓ_{ad} des Stahlstabes, in mm		
	≤ 250	$250 < \ell_{ad} \leq 500$	$500 < \ell_{ad} \leq 1000$ ^c
Klebfuge zwischen Stahlstab und Bohrlochwandung, $f_{b1,k}$, in N/mm ² ^{b,c}	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 ^b	0,75		

Tabelle 5: Mindestwerte für charakteristische Festigkeitskennwerte in N/mm² für Klebfugen bei Verstärkungen

a Für die Ausführung von eingeklebten oder aufgeklebten Verstärkungen oder Verbindungen können nationale Bestimmungen gelten.

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

c 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.

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

$$\begin{aligned}
 &= 1,0 \quad \text{für gekrümmte Träger und Satteldachtrager} \\
 &= 2,0 \quad \text{für rechtwinklige Ausklinkungen an Biegestäben} \\
 k_k &\quad \text{mit Rechteckquerschnitt} \\
 &= 2,0 \quad \text{für Durchbrüche bei Biegestäben mit Rechteckquerschnitt} \\
 &= 1,5 \quad \text{für Queranschlüsse}
 \end{aligned} \tag{12}$$

4.3 Effekte von Holzfeuchteanderungen

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 gedamnten und geheizten Gebäuden: 7% - 10% mit jährlichen Amplituden von $\pm 3\%$; Nadelholz in überdachten, ungedamnten 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 Satteldachtrager und gekrümmte Träger werden Angaben zur Verstärkung für die vollständige Aufnahme der Querzugspannungen 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 Querkzugspannungen (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 Querkzugspannungen durch das Verstärkungselement im ungerissenen Holzbauteil führen kann. Bei trockenen Umgebungsbedingungen könnte eine mögliche Spannungsfreisetzung in Form von tiefen Schwindrissen aufgrund des Sperreffektes der Teilbewehrung gegenüber dem freien Schwinden des Holzbauteils Fragen nach der Resttragfähigkeit aufwerfen.

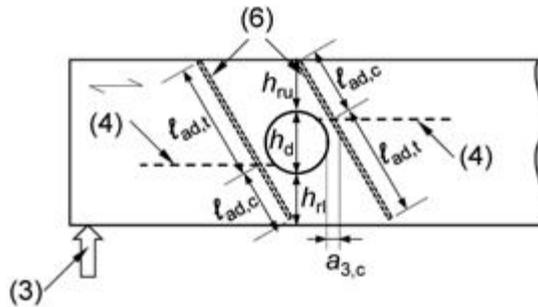
In Erweiterung der Angaben in [4] und [5] werden auch Angaben zur Bemessung von Satteldachträgern mit nachgiebig verbundener Firstspitze und hochgesetzter Trockenfuge gemacht. Bei diesen ist die Abstufung der Querkzugverstärkung vom First nach außen hin abnehmend nicht mehr zutreffend. Vielmehr sollte eine Verteilung der Querkzugverstärkung in Abhängigkeit der Querkzugspannungen im gekrümmten Bereich und in den Nebenfirsten angestrebt werden. Die Querkzugbeanspruchungen 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 Querkzugverstärkungen 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 Querkzugspannungen über die Länge des querkzugbeanspruchten 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 Bild 9. Geneigte, stiftförmige Verstärkungselemente können näher an den Ort der Spannungsspitzen herangeführt werden. Zusätzlich besitzen geneigte, stiftförmige Verstärkungselemente das Potential, sowohl Querkzug- 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.

Bild 10 (rechts: Verstärkter Träger mit Durchbruch (4 - mögliche Risslinie; 6 - geneigte Verstärkung im Fall von z.B. hohen Schubbeanspruchungen)



4.6 Verstärkung für Durchbrüche bei Biegestäben mit Rechteckquerschnitten

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 [33]:

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

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

4.7 Querzugverstärkung für Queranschlüsse

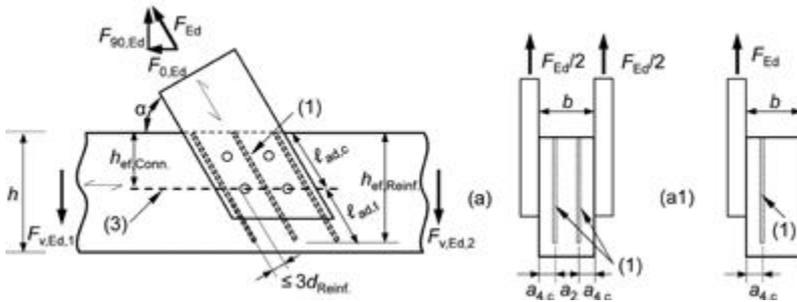
Die Angaben zur Querzugverstärkung für Queranschlüsse lehnen sich eng an die Angaben in [4] an. Dazu gehört die Formel zur Bestimmung der Beanspruchung in den Verstärkungselementen, $F_{t,90,Ed}$, welche (NA.69) in [4] gleicht sowie die wirksame Fläche von aufgeklebten flächenförmigen Verstärkungselementen, 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 Querzugversagen an der Spitze bzw. am oberen Rand der Verstärkungselemente zu vermeiden, siehe Bild 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.

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 ($n_{\text{ef}} = n$) ansetzen zu können, wurden übernommen und um konstruktive Angaben erweitert, siehe Bild 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.



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 Bild 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.

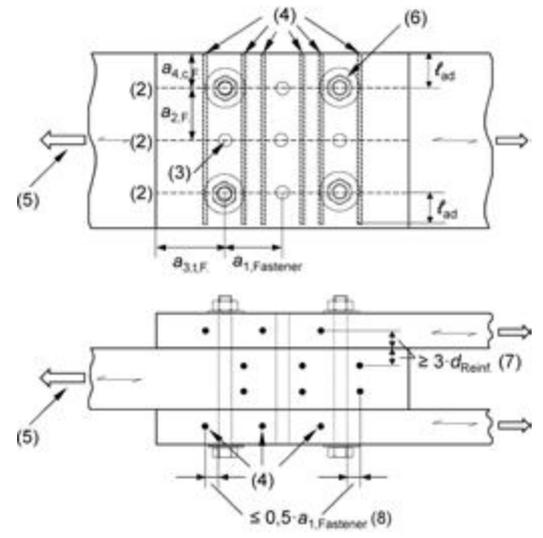


Bild 11: Verstärkter Queranschluss
 (1 - stiftförmiges Verstärkungselement;
 3 - mögliche Risslinie)

Bild 12: Verstärkte Stabdübel-verbinding
 (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: $2 \cdot d_{Verstärkung}$)

Bild 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).

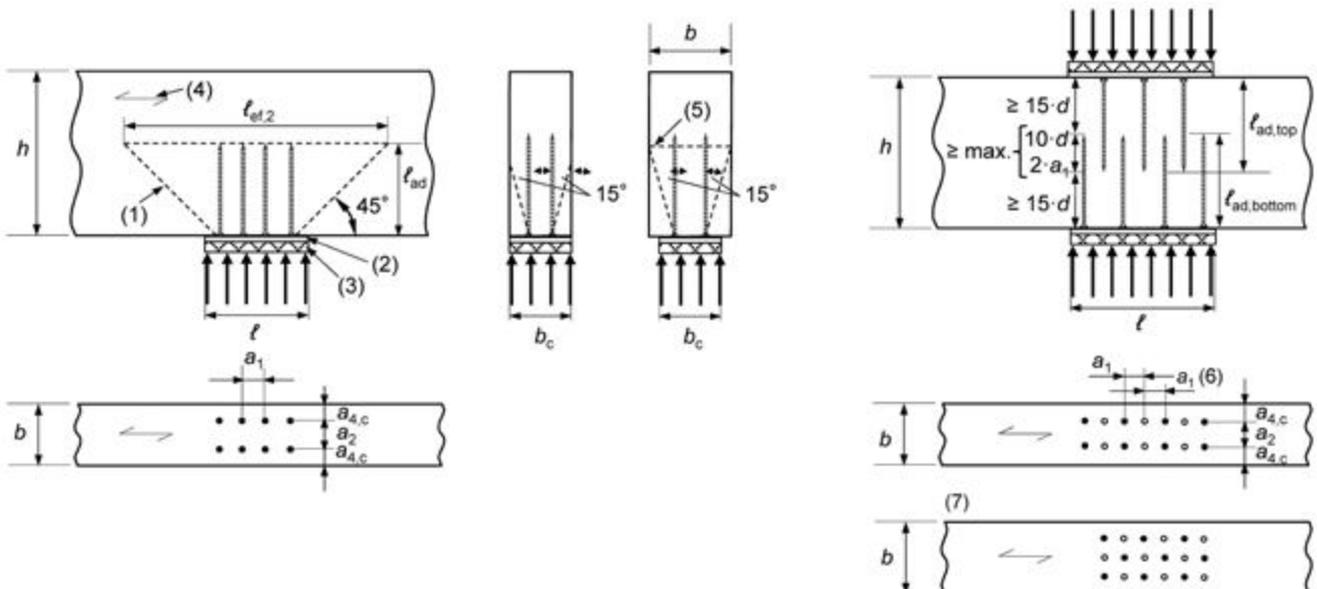


Tabelle 6: Abminderungsbeiwert k_c zur Bestimmung der Tragfähigkeit auf Knicken ($\rho_k \geq 350 \text{ kg/m}^3$)

Charakteristische Streckgrenze des Stahls	Winkel α 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 α sowie charakteristische Streckgrenzen) dürfen linear interpoliert werden

Die Tragfähigkeit einer verstärkten Auflagerung kann wie folgt berechnet werden:

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

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:

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

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 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 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 Bild 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 – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen. DIN, Berlin.
- [10] Fink, G.; Köhler, J.; Brandner, R. (2018): Application of European design principles to cross laminated timber. *Engineering Structures*, Vol. 171, S. 934-943.
- [11] Jöbstl, R.; Schickhofer, G. (2007): Comparative examination of creep of GLT- and CLT-slabs in bending, in: *Proceedings of the 40th Meeting of CIB W18*, Paper 40-12-3, Bled, Slowenien.
- [12] DIN EN 16351:2015-12: Holzbauwerke – Brettspertholz – 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, Vol. 171, S. 944-960.
- [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 2nd 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. 903–91.
- [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] Dietsch, P.; Rodemeier, S.; Blaß, H.J.: Transmission of Perpendicular to Grain Forces Using Self-tapping Screws. INTER / 52-7-10, International Network on Timber Engineering Research INTER, Meeting 6, Tacoma, USA, 2019.

6 Anhang – Symbole

a	Abstand; Länge eines Durchbruchs;
b_c	Kontaktbreite, siehe Bild 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 γ_{M2} nach EN 1993-1-8 beziehungsweise γ_S nach EN 1992-1-1).
$f_{yb,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Gewindebolzens/Betonstabstahls (mit γ_{M2} nach EN 1993-1-8 beziehungsweise γ_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 γ_{M0} nach EN 1993-1-1, 6.1).
h_{ap}	Höhe des Firstbereichs;
h_{CL}	Höhe eines Brettsperrholzelementes;
h_d	Durchbruchshöhe;
h_{ef}	wirksame Höhe;
$h_{ro,ru}$	Abstand zwischen unterem (oberen) Durchbruchrand und unterem (oberen) Trägerrand;
$k_{cor,b}$	Beiwert für eine reduzierte Elementbreite;
$k_{r,pu}$	Beiwert zur Berücksichtigung nichtlinearen Verhaltens und der Spannungs-kombination;
ℓ_{ad}	wirksame Verankerungslänge; eingeklebte Länge; wirksame Höhe der aufgeklebten flächenförmigen Verstärkung;
$\ell_{ad,t/c}$	wirksame Verankerungslänge oberhalb oder unterhalb der Bruchlinie;
ℓ_{dis}	Verteilungslänge;
$\ell_{ef,1}$	wirksame Kontaktlänge in Faserrichtung, siehe [3];
$\ell_{ef,2}$	wirksame Verteilungslänge in Faserrichtung in der Ebene der Schraubenspitze, siehe Bild 13;
$n = n_0 \cdot n_{90}$	Anzahl der Verstärkungselemente (Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen), siehe Bild 13;
n_r	Anzahl der Verstärkungselemente;
t	Dicke (der Stahlplatte, in mm);
t_{CL}	Dicke eines Brettsperrholzelementes;
t_r	Dicke des flächenförmigen Verstärkungselements;
$t_{\ell,max}$	Maximale Dicke einer Lamelle in einem Aufbau eines Brettsperrholzelementes;
$t_{lay,max}$	Maximale Dicke einer Lage in einem Aufbau eines Brettsperrholzelementes;
$t_{x(y)}$	Summe der Dicken der Lagen mit Ausrichtung in x(y)-Richtung;
A	Bruttoquerschnittsfläche der Gewindebolzen oder Betonstabstähle (siehe EN 1993-1-8);
A_S	Spannungsquerschnittsfläche der Gewindebolzen oder Betonstabstähle (siehe EN 1993-1-8);

$F_{ax,\alpha,Rk}$	charakteristische Tragfähigkeit auf Heraus ziehen einer Vollgewindeschraube unter einem Winkel α zur Faserrichtung nach [3] [8.7.2] oder ETA;
$F_{b,Rk}$	charakteristische Tragfähigkeit einer Vollgewindeschraube gegen Knicken;
$F_{c,\alpha,Ed}$	Bemessungswert der Druckkraft in einer Vollgewindeschraube oder Gewindestange, in N;
$F_{t,90,Rd}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit des stiftförmigen oder flächenförmigen Verstärkungselements;
β_c	Imperfektionsbeiwert;
ζ	Modaler Dämpfungsbeiwert;
$\tau_{r,d}$	Bemessungswert der Rollschubspannung
$\tau_{tor,node,d}$	Bemessungswert der Schubspannung in der Klebefläche rechtwinklig verklebter Lamellen;
K_{max}	Beiwert zur Berücksichtigung nicht gleichmäßiger Schubspannungen.



Dipl.-Ing. Reinhard Eberl-Pacan

Planer & Sachverständiger für den vorbeugenden Brandschutz

Eberl-Pacan
Gesellschaft von Architekten mbH
Brunnenstraße 156
10115 Berlin
brandschutz@eberl-pacan.de

- seit 10/2007 Eberl-Pacan Architekten + Ingenieure Brandschutz
- seit 04/2004 Eberl-Pacan Gesellschaft von Architekten mbH
- 1999 - 2003 Eberl-Pacan Architekten Ingenieure
- 1988 - 1998 Architekturbüro Hansen Wiegner Eberl-Pacan
- 1980 - 1987 Studium Architektur, TU Berlin
- 1979 - 1980 Studium Germanistik und Publizistik, FU Berlin
- 1977 - 1979 Ausbildung zum Redakteur an Tageszeitungen

Wir lassen uns nicht verkohlen – Brandschutz im Holzbau

Dipl.-Ing. Reinhard Eberl-Pacan, Eberl-Pacan Architekten + Ingenieure Brandschutz

Kurzfassung

Novellierungen in den Bauordnungen einzelner (Bundes-)Länder eröffnen die Möglichkeit, sowohl tragende und aussteifende als auch raumabschließende Bauteile mit Brandschutzanforderungen entsprechend der Gebäudeklasse (GK) 4 oder 5 aus sichtbarem Holz herzustellen. Nach Festlegung der grundsätzlichen Anforderungen an den Brandschutz durch einen Brandschutznachweis oder ein Brandschutzkonzept kann die Bemessung dieser Bauteile weitestgehend über die im Eurocode 5 (DIN EN 1995-1-2), z.B. durch die Berechnung des Abbrandes, erfolgen.

Die Umsetzung dieser neuen Möglichkeiten in den Bauordnungen schafft in der Praxis jedoch weiterhin einige Herausforderungen für Architekten, Ingenieure und Brandschutzexperten. Hier wird dazu insbesondere auf die Frage der „Rauchdichtigkeit“ und die Verwendung nichtgeregelter Bauprodukte (z.B. Abschottungen) eingegangen.

1 Einleitung

Die Tatsache, dass Holz brennt, kann zu spektakulären Brandereignissen führen (siehe Bild 1 und Infokasten 1), sie schließt aber nicht aus, dass sich Holzkonstruktionen im Brandfall durchaus ebenbürtig zu anderen Bauweisen erweisen können. Einsatzkräfte der Feuerwehr bestätigen dies häufig: Holzkonstruktion leisten dem Feuer lange Widerstand und künden – im Gegensatz zu Stahlkonstruktionen – einen möglichen Einsturz vorher akustisch an.



Bild 1: Holzkonstruktionen können sich im Brandfall durchaus ebenbürtig zu anderen Bauweisen erweisen.

(Quelle: Le Laisser-PasserA38 auf Wikimedia)

Infokasten 1

Brand des Dachstuhl Notre-Dame Paris

Das spektakuläre Feuer in der Pariser Kathedrale Notre-Dame sorgte für weltweite Aufmerksamkeit. Dabei wurde der gesamte historische Dachstuhl zerstört, der aus Eichenstämmen, die Zimmerleute vor Jahrhunderten bearbeitet hatten, bestand. In Punkto Brandschutz hatte die Pionierleistungen damaliger Zimmerleute positive Auswirkungen auf die Gesamtkonstruktion der Kirche. Der Dachstuhl hielt über 4 Stunden den Flammen stand und sorgte so dafür, dass die darunterliegende Gewölbekonstruktion nur langsam und gleichmäßig durch herabfallende Kohle- und Ascheteile belastet wurde. Auch die Bleideckung des Daches brach nur langsam schmelzend ein.

Bauordnungen der Bundesländer, die Holzbau in den GK 4 und 5 ohne Bekleidung zulassen:*Landesbauordnung für Baden-Württemberg (LBO BW) seit März 2015*

§ 26 (3) „Abweichend von Absatz 2 Satz 3 sind tragende oder aussteifende sowie raumabschließende Bauteile, die hochfeuerhemmend oder feuerbeständig sein müssen, aus brennbaren Baustoffen zulässig, wenn die geforderte Feuerwiderstandsdauer nachgewiesen wird und die Bauteile so hergestellt und eingebaut werden, dass Feuer und Rauch nicht über Grenzen von Brand- oder Rauchschutzbereichen, insbesondere Geschosstrennungen, hinweg übertragen werden können.“

Bauordnung Berlin (BauO Bln) seit 20. April 2018

§ 26 (3) „Abweichend von Absatz 2 Satz 3 sind tragende oder aussteifende sowie raumabschließende Bauteile, die hochfeuerhemmend oder feuerbeständig sein müssen, in Holzbauweise zulässig, wenn die erforderliche Feuerwiderstandsfähigkeit gewährleistet wird.“

Hamburgische Bauordnung (HBauO) seit 1. Mai 2018

§ 24 (3) „Bei Gebäuden mit einer Höhe nach § 2 Absatz 3 Satz 2 von bis zu 22 m und Nutzungseinheiten mit jeweils nicht mehr als 200 m² und Brandabschnitten von nicht mehr als 800 m² pro Geschoss sind abweichend von Absatz 2 Satz 3 tragende oder aussteifende sowie raumabschließende Bauteile, die hochfeuerhemmend oder feuerbeständig sein müssen, in massiver Holzbauweise zulässig, wenn die geforderte Feuerwiderstandsfähigkeit nachgewiesen wird.“

Hessische Bauordnung (HBO) seit 7. Juni 2018

§ 29 (1) Satz 5: „Abweichend von Satz 4 sind andere Bauteile, die feuerbeständig oder hochfeuerhemmend sein müssen, aus brennbaren Baustoffen zulässig, sofern sie den Technischen Baubestimmungen nach § 90 entsprechen.

Satz 6: Abweichungen von in den Technischen Baubestimmungen enthaltenen Planungs-, Bemessungs- und Ausführungsregelungen bedürfen einer Abweichungsentscheidung nach § 73.

Satz 8: Satz 5 gilt nicht für Wände nach § 33 Abs. 3 Satz 1 [Brandwände] und Wände nach § 38 Abs. 4 Satz 1 Nr. 1 [Wände von Treppenträumen].“

Bauordnung Nordrhein-Westfalen (BauO NRW) seit 1. Januar 2019

§ 26 (3) „Abweichend von Absatz 2 Satz 3 sind tragende oder aussteifende sowie raumabschließende Bauteile, die hochfeuerhemmend oder feuerbeständig sein müssen, aus brennbaren Baustoffen zulässig, wenn die geforderte Feuerwiderstandsdauer nachgewiesen wird und die Bauteile so hergestellt und eingebaut werden, dass Feuer und Rauch nicht über Grenzen von Brand- oder Rauchabschnitten, insbesondere Geschosstrennungen, hinweg übertragen werden können.“

Infokasten 2

Eine kompetente Planung und vor allem ein an den Baustoff Holz angepasster Umgang mit dem erforderlichen Brandschutz vorausgesetzt, sind Holzkonstruktionen auch bei Gebäudedimensionen und -nutzungen vorstellbar, bei denen sie eigentlich „verboten“ sind. Immer noch stellen nämlich die meisten Landesbauordnungen (LBO) der Länder¹ (siehe Infokasten 2) die größten Hürden für den Holzbau dort da, wo er am dringendsten benötigt wird: Mehrgeschossige Holzbauten im Herzen unserer Städte (siehe Bild 2).

Dort ist eine hervorragende Infrastruktur bereits vorhanden und es kann flächensparend gebaut werden. Dort finden sich Gemeinschaften von ökologisch orientierten Menschen, die an Nachhaltigkeit und Ressourcenschutz interessiert sind. Dort sind schnelle Bauprozesse und eine optimale Vorfertigung besonders nötig, um lange Störungen des Wohnumfelds zu vermeiden.

2 Brandschutz im Holzbau**2.1 Das Tragwerk**

Tragkonstruktionen aus Holz können die Forderung der Bauordnungen für Gebäude ab Gebäudeklasse (GK) 4 nach „nichtbrennbaren Baustoffen“ (Baustoffklasse A) für tragende und aussteifende Bauteile grundsätzlich nicht erreichen. Selbst wenn sie Feuerwiderstandsdauern von 90 Minuten (F 90) aufweisen, werden sie damit nicht in allen LBO als „feuerbeständig“ eingestuft.

Gebäude, deren Höhe eine „feuerbeständige“ Tragkonstruktion erfordert (GK 5; i.d.R. >4 Geschosse), können daher nur abweichend vom Baurecht genehmigt werden. Für die Zulassung dieser „Abweichungen“ sind ein durchdachtes Brandschutzkonzept und sinnvolle Kompensationen (alternative Maßnahmen zum Brandschutz, z. B. Hausalarmanlage) erforderlich.

¹ Ausnahmen stellen die LBO der Länder Baden-Württemberg, Berlin, Hamburg, Hessen und Nordrhein-Westfalen dar. Dort sind Gebäude der GK 4 und 5 unter bestimmten Voraussetzungen auch als Holzkonstruktion zulässig.



Bild 2: Durch Änderungen in verschiedenen Bauordnungen ist eine Tür für den Holzbau aufgestoßen worden.
(Quelle: Scharabi | Raupach
Architekten Illustration:
Rendering Manufaktur)



Bild 3: Gebäude der Gebäudeklasse 4 erfordern lediglich eine „hochfeuerhemmende“ Tragkonstruktion
(Visualisierung:
Björn Rolle, Dipl.-Ing.
Architektur, Berlin)

Gebäude deren Höhe lediglich eine „hochfeuerhemmende“ Tragkonstruktion (Gebäudeklasse 4; in der Regel bis 4 Geschosse mit Standardwohnungen, siehe Bild 3) erfordert, können tragende und aussteifende Bauteile aus Holz durch nichtbrennbare Verkleidungen „gekapselt“ werden. Ein aufwendiges Verfahren, das Sicherheit und Erfahrung im Umgang mit Detailplanung und Ausführung verlangt.

Andererseits ist der Nachweis, dass tragende Konstruktionen aus Holz mit Feuerwiderständen von 60 bzw. 90 Minuten oder als Brandwandersatzkonstruktion mit Stoßbeanspruchung möglich sind, durch viele Forschungsergebnisse erbracht. Die Forderung, nichtbrennbare Baustoffe für tragende Bauteile des Gebäudes verwenden zu müssen, geht davon aus, dass die Tragfähigkeit der Konstruktion bei einem realen Brandereignis auch ohne wirksame Löscharbeiten der Feuerwehr erhalten bleiben soll. Für die Feuerwehren, die in allen Gemeinden Deutschlands auf Lösch- und ggf. Rettungsmaßnahmen bei Bränden vorbereitet sind, ist es entscheidend, ob das Brandszenario insgesamt beherrschbar bleibt. Die Brennbarkeit oder Nichtbrennbarkeit einer Konstruktion ist deshalb von untergeordneter Bedeutung, wenn der Gesamtkontext (freiwillige Feuerwehr, Berufsfeuerwehr, Innenangriff unter Atemschutz möglich etc.) stimmt. Konstruktionen, die einen ausreichend langen Feuerwiderstand aufweisen, die Ausbreitung von Feuer und Rauch auf benachbarte Nutzungseinheiten behindern und damit eine wirkungsvolle Brandbekämpfung erlauben, können auch in Holzbauweise die Schutzziele des Brandschutzes zumindest bis zur Hochhausgrenze erfüllen.



Bild 4: Sichtbare tragende Holzbauteile, z.B. Wände, können über Abbrand bemessen werden.

(Quelle: Scharabi | Raupach Architekten Illustration: Rendering Manufaktur)

2.1.1 Bemessung unbedeckter tragender Holzbauteile

Die Bemessung tragender Holzbauteile, z.B. Wände (siehe Bild 4), beruht auf einer Brandschutzbetrachtung zum Thema Holz, die schon lange bekannt, aber seit 100 Jahren nicht angewendet wurde: Holz hilft sich im Brandfall selbst. Durch eine Verkohlungsschicht, die sich exakt nach dem Brandverlauf berechnen lässt (Abbrand siehe Bild 5) schützt es über einen definierten Zeitraum den tragenden oder raumabschließenden Holzkern vor dem Einsturz oder dem Durchbrand. Zu dem statisch erforderlichen Holzquerschnitt wird der z.B. für 90 Minuten Branddauer errechnete Abbrand addiert und damit sichergestellt, dass das Gebäude innerhalb dieser Zeit weder einstürzt noch sich Brände in andere Brandabschnitte ausbreiten können.

Für den Nachweise des konstruktiven Brandschutzes im Holzbau sind folgende Normen zu beachten:

- > DIN EN 1990 Grundlagen der Tragwerksplanung
- > DIN EN 1991 Einwirkungen auf Tragwerke (hier DIN EN 1991-1-2)
- > DIN EN 1995 Bemessung und Konstruktion von Holzbauten (hier DIN EN 1995-1-2)

Die Grundlagen liefert die DIN EN 1990 mit den Vorgaben zur Berechnung und Bemessung nach Grenzwerten mit Teilsicherheitsbeiwerten. In DIN EN 1991-1-2 werden die thermischen und mechanischen Einwirkungen für die konstruktive Bemessung von Tragwerken unter Brandbeanspruchung beschrieben. In DIN EN 1995-1-2 werden Modelle der Tragwerke im Holzbau für Grundsätze und Anforderungen (Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit) aufgestellt, die das Verhalten im Lastfall Brand darstellen.

Grundsätzlich sind bei der Tragwerksbemessung für den Brandfall folgende Vorgaben festzulegen:

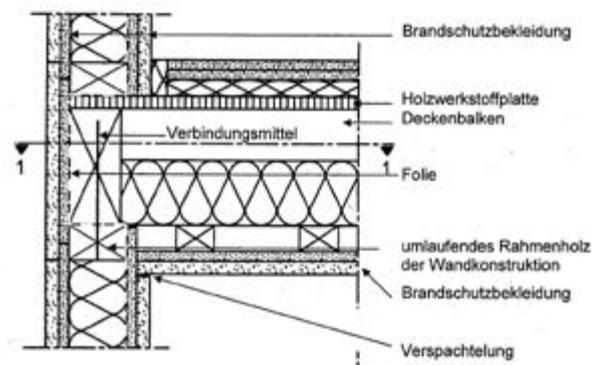
- > Vorgabe 1 Gebäudeklasse (GK 1 bis 5)
- > Vorgabe 2 Bauaufsichtliche Anforderungen an die nachzuweisenden Bauteile
- > Vorgabe 3 Anforderungen an das Brandverhalten der Baustoffe
- > Vorgabe 4 Klassifizierung nach der Feuerwiderstandsfähigkeit

Für die brandschutztechnische Bemessung tragender Holzbauteile werden in der DIN EN 1995 Teil 1-2 zwei vereinfachte Rechenverfahren angegeben, die beide von der Abbrandrate $d(t_f)$ ausgehen und eine bestimmte Abbrandtiefe d nach einer Brandeinwirkung von t_f Minuten berechnen. Die Abbrandrate β_n wird in Abhängigkeit von der Holzsorte (Vollholz, Brettschichtholz, u.a.) vorgegeben.

Die Bemessung mit ideellem Restquerschnitt (Δd -Methode) wird die effektive Abbrandtiefe $d(t_f)$ um einen Betrag $d_0 = 7$ mm erhöht (siehe Infokasten 3). Dieser Wert berücksichtigt die verminderten Werkstoffeigenschaften infolge des Abbrandes bei erhöhten Temperaturen. Der Tragfähigkeitsnachweis für den effektiven Restquerschnitt wird dann mit den Festigkeits- und Verformungseigenschaften bei Normaltemperatur durchgeführt. Die Bemessung mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit (Tm-Methode) wird mit dem um d_0 reduzierten Restquerschnitt geführt (siehe Infokasten 3). Für die temperaturabhängige Reduzierung der Biege-, Druck- und Zugfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls werden Rechenfunktionen in Abhängigkeit vom Verhältnis des beflamten Umfangs des Restquerschnitts zur Fläche des Restquerschnitts angegeben. Diese Bemessung darf nur für Rundhölzer mit allseitiger bzw. Rechteckquerschnitte aus Nadelholz mit drei- oder vierseitiger Brandbeanspruchung angewendet werden [1].



nominielle Abbrandtiefe
ideelle Abbrandtiefe



2.2 Holzbaurichtlinie

Eine Herausforderung bei Holzbauten insbesondere nach den LBO BW, HBO und BauO NRW stellt die Umsetzung der zusätzlichen Anforderung z.B. in LBO BW § 26 (3), dass „die Bauteile so hergestellt und eingebaut werden [müssen], dass Feuer und Rauch nicht über Grenzen von Brand- oder Rauchschutzbereichen, insbesondere Geschosstrennungen, hinweg übertragen werden können.“ Diese Formulierung stammt ursprünglich aus der „Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise“ (M-HFHolzR) [2] von 2004, besser bekannt als „Holzbaurichtlinie“. Durch die in der Richtlinie aufgeführten Anforderungen sollen nämlich

- > „ein Brennen der tragenden und aussteifenden Holzkonstruktionen,
- > die Einleitung von Feuer und Rauch in die Wand- und Deckenbauteile über Fugen, Installationen oder Einbauten sowie eine Brandausbreitung innerhalb dieser Bauteile und
- > die Übertragung von Feuer und Rauch über Anschlussfugen von raumabschließenden Bauteilen in angrenzende Nutzungseinheiten oder Räume“

verhindert werden. In der Praxis führt dies dazu, dass die Anforderung, eine Übertragung von Feuer und Rauch über Grenzen von Brand- oder Rauchschutzbereichen bei Holzbauten zu verhindern, nur durch die Anwendung der Holzbaurichtlinie sicher erfüllt werden kann. Holzbauten der GK 4 und 5 werden daher vielfach weiterhin auf Basis der Holzbaurichtlinie (GK 4) oder einer Erweiterung ihres Anwendungsbereichs auf GK 5 errichtet. Dadurch entfällt jedoch z.B. die Möglichkeit, Holzbauteile wie Wände oder Stützen sichtbar in Holz zu belassen, da sie gem. Holzbaurichtlinie gekapselt, d.h. mit Gipskarton- oder Faserzementplatten bekleidet, werden müssen.

2.3 Probleme mit Bauprodukten

Ein weiteres Hindernis bei der Bauausführung von Gebäuden in Holzbauweise stellen fehlende Übereinstimmungsnachweise und Zulassungen für Bauprodukte wie Türen oder Abschottungen dar. Für solche „ungeregelte“ Bauprodukte (Bauprodukte, für die es keine Technische Baubestimmung und keine allgemein anerkannte Regel der Technik gibt oder die von Technischen Baubestimmungen wesentlich abweichen) werden die für die Anwendung erforderlichen Übereinstimmungsnachweise (gemäß allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen – abZ – oder allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnissen – abP)

Bild 5 (links): Eine Verkohlungsschicht, die sich exakt nach dem Brandverlauf berechnen lässt, schützt über einen definierten Zeitraum den tragenden oder raumabschließenden Kern von Holzbauteilen vor dem Einsturz oder dem Durchbrand. (Quelle: Prof. Dr. Gerd Geburtig)

Bild 6 (rechts): Erforderliche Kapselung von Holzbauteilen auf Basis der „Holzbaurichtlinie“ (Quelle: M-HFHolzR)

Ermittlung des ideellen Restquerschnitts

$$d_{ef} = d(t_f) + d_0$$

mit

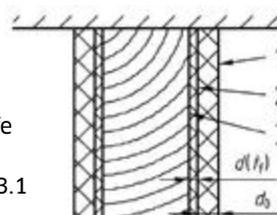
$$d_{ef} = \text{ideelle Abbrandtiefe}$$

$$d(t_f) = \beta_n \cdot t_f \text{ Bemessungswert der effektiven Abbrandtiefe}$$

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$\beta_n = \text{ideelle Abbrandrate nach DIN EN 1995-1-2 Tab. 3.1}$$

$$t_f = \text{geforderte Feuerwiderstandsdauer}$$



1 = Bauteiloberfläche, 2 = verbleibender Restquerschnitt, 3 = ideeller Restquerschnitt

Infokasten 3

i.d.R. nur auf Basis der Musterbauordnung (MBO) erteilt. In der MBO sind allerdings nur feuerbeständige bzw. hochfeuerhemmende Bauteile aus nichtbrennbaren Baustoffen (bzw. nichtbrennbar gekapselt) enthalten.

Die Zulassungen von Feuer- und Rauchschutzabschlüssen (Brand- oder Rauchschutztüren) oder Abschottungen für brennbare oder nichtbrennbare Leitungsanlagen (Elektrokabel oder Installationsrohre), die durchaus für den Einsatz in Holzbauteilen geeignet wären, enthalten daher Anforderungen an die umgebenden Bauteile (z.B. Wand oder Decke), die von feuerbeständigen Bauteilen nach Lesart LBO BW nicht erfüllt werden können (z.B. nichtbrennbar zu sein).

Manche Hersteller von Bauprodukten gehen – soweit in die Voraussetzungen nach der europäischen Bauproduktenverordnung vorliegen – den Weg über europäische CE-Kennzeichnungen, die sie vorzugsweise vom Österreichischen Institut für Bautechnik (ÖIB) ausstellen lassen. Basis einer CE-Kennzeichnung ist entweder eine „harmonisierte Europäische Norm“ (hEN) oder eine „Europäische Technische Bewertung“ (European Technical Assessment – ETA), die auf einem „Europäischen Bewertungsdokument“ (European Assessment Document – EAD) beruht. Für Bauprodukte, die die CE-Kennzeichnung auf Grund der Bauproduktenverordnung tragen, sind weitere Nachweise nicht mehr erforderlich.

Ein anderer Weg, zu einer Erklärung des Anwenders („Herstellers“) eines Bauprodukts zu gelangen, dass er die maßgebenden technischen Regeln und die Anforderung in einer abZ oder in einem abP eingehalten hat (Übereinstimmungserklärung), ist die sogenannte „nichtwesentliche Abweichung“. „Als Übereinstimmung gilt auch eine Abweichung, die nicht wesentlich ist“ heißt es z.B. im § 21 (1) der LBO BW. Der „Hersteller“ hat also durchaus die Möglichkeit, bei entsprechender Sachkunde und Erfahrung und in Rücksprache mit dem tatsächlichen Hersteller des Bauprodukts (baurechtlich oft „Systemgeber“ genannt) eine Übereinstimmungserklärung auszustellen, wenn nicht alle Vorgaben des Übereinstimmungsnachweises eingehalten sind und diese Abweichung „nicht wesentlich“, d.h. geringfügig ist.

3 Zusammenfassung

Durch die bereits durchgeführten und vorgesehenen Änderungen in fünf Bundesländern, die den Holzbau baurechtlich fördern sollen, ist eine breite Tür aufgestoßen worden. Wer sie durchschreitet und mit Holz in den GK 4 oder 5 bauen will, hat als Avantgardist jedoch immer noch einen einsamen und dornigen Weg vor sich, bis er trotz aller Hemmnisse und Schwierigkeiten zum Ziel gelangen kann.

4 Literatur

- [1] Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jochen Zehfuß: Brandschutzbemessung nach Eurocode – Praxisbeispiele; 4. HolzBauSpezial Akustik & Brandschutz 2013
- [2] Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise – M-HFHolzR (Fassung Juli 2004)



Prof. Dipl.-Ing. ETH Hermann Blumer

Lehrbereich Holistisches Entwerfen im Ingenieurholzbau

FH Aachen
Fachbereich Bauingenieurwesen
Bayernallee 9
52066 Aachen
blumer@fh-aachen.de

- seit 2016 Honorarprofessor an der FH Aachen
- 2003 – 2013 Geschäftsleitung Création Holz Herisau
- 1997 – 2001 Geschäftsleitung Bois Vision Biel/Bienne
- 1971 – 1997 Geschäftsleitung und Inhaber Blumer AG Waldstatt
- 1969 – 1971 Wissenschaftlicher Assistent an der Universität Karlsruhe
 - 1969 Abschluss Dipl. Bauingenieur ETH/Zürich
 - 1964 Matura Kantonsschule St. Gallen
- 1959 – 1962 Berufslehre als Zimmermann
 - 1943 Geboren in Waldstatt

Tipps zum Erfolg im Holzbau

Gedanken und Anregungen für Architekten, Ingenieure und Holzbauunternehmer

Prof. Dipl. Bauing ETH Hermann Blumer, FH Aachen, Fachbereich Bauingenieurwesen

Kurzfassung

Die Förderung des Holzbaus muss unser aller Anliegen sein, so können wir der Ressourcenverschwendung und dem CO₂-Ausstoss entgegenhalten. Holz als Baustoff, in der Natur mit all seinen Unwägbarkeiten gewachsen, verlangt im Entwurf, bei der Planung, Statik wie auch in der Rohstoffbereitstellung und der Fabrikation erfahrungsgemäß einen zusätzlichen Aufwand. Dies ist einer der Gründe, wieso das Vertrauen und die Wettbewerbsfähigkeit im Vergleich zu Baustoffen wie Stahl, Stahlbeton oder Backstein beeinträchtigt sind. Wie können wir den Holzbau trotz dieser Hindernisse zum Erfolg bringen? Hierzu werden im vorliegenden Beitrag Tipps abgegeben, abgeleitet von Erlebtem und in Form von Vorausgedachtem.

1 Einleitung

Noch ist es nicht lange her, da kämpften wenige an allen Fronten für den Einsatz von Holz im Bauwesen. Heute ist die Akzeptanz für das Holz nicht mehr der Engpass. Ein Wandel, der vor 40 Jahren nur in den kühnsten Träumen vorstellbar war. Nahezu überall auf der Welt sind die Menschen heutzutage dem Holz gegenüber wohlwollend gesinnt.

Nach Einschätzung des Autors befinden wir uns hiermit erst am Anfang eines weiteren Aufschwungs. Dies heisst, dass noch viel Potential vorhanden ist, viel Unbekanntes zu ergründen und viele Entwicklungen in Bewegung zu setzen sind. Lassen wir uns ermuntern, uns den Chancen des zukünftigen Bauens mit Holz zu stellen.

2 Architektur

2.1 Präambel

Der Architekt mit gestalterischer Ausrichtung entwirft kreativ Gebäude in der Regel ohne Baustoffzwang. Spürbar ist inzwischen allerdings ein gesellschaftlicher Druck, vermehrt mit nachwachsenden Baustoffen zu planen.

Bild 1: Das Fenster zum Bauen mit Holz weiter öffnen. Wohnhaus in Appenzell mit doppel-schaligem Blockbau in Lärche und Zirbe (regional Strickbau genannt)





Bild 2: Betonrohbau für Alterswohnungen mitten in einem Graubündner Bergdorf, wo rundherum alles in Holz gebaut ist

Somit gewinnt der Baustoff Holz im Bauwesen an Bedeutung. Ein durchschlagender Umschwung hat aber noch nicht stattgefunden. Das Bewusstsein für mehr Holz am Bau müssen wir gemeinsam noch stärken.

2.2 Das könnte man doch auch in Holz bauen!

Auf die Frage, ob ein mehrgeschossiges Alterswohnheim in Holz gebaut werden kann, kann die Gegenfrage nur lauten: „Warum nicht?“. Es ist sicher nachvollziehbar, dass Architekten sich unsicher fühlen, ob sich der Baustoff Holz für derartige Gebäude wirklich eignet und z.B. der Brandschutz sichergestellt werden kann. Eigentlich würden Architekten gerne ihren Kunden eine Holzkonstruktion vorschlagen. Doch schnell vernehmen sie von überall Bedenken und Ressentiments: „zu teuer“, „brandgefährlich“, „gammelt“, „hellhörig“, „keine Fachleute“, „der Planungsaufwand ist grösser“...

> Tipp: Versuchen Sie es mit einem interdisziplinären Team von Spezialisten. Wählen Sie die Teammitglieder so aus, dass für jeden Bereich der Vorbehalte eine Fachperson mit dabei ist. Orchestrieren Sie dieses Team. Sie werden sehen, dass Sie in der Zusammenarbeit die obigen Besorgnisse wirksam aus der Welt schaffen können. Sie werden Lösungen finden, die gleich oder gar besser sind als das, was bis dahin auch mit anderen Baustoffen erreicht wurde. Der Lohn beim Richtfest wird sein, dass ausschliesslich vom Holz geschwärmt wird.

2.3 In nordischen Ländern sind beim mehrgeschossigen Bauen in der Regel Generalunternehmer im Spiel, von ihnen hört man: „Holzbauten sind teurer!“

„Bauen mit Holz ergibt zusätzliche Kosten“ ist ein Einwand, mit dem die Generalunternehmer einen Holzbau jeweils elegant abwehren. In einer solchen Situation kocht es im Autor hoch und er erinnert sich an einen seiner Leitsätze: NEIN bedeutet „Noch Ein Input Nötig“.



Bild 3: Die Kosten zweier Bauabschnitte in Holz und Stahl wurden bei der Sparbank in Stavanger verglichen und es resultierten 1,4% Mehrkosten bei einer Ausführung mit Holz



> **Tipp:** Erstellen Sie eine Kostenschätzung nicht nur über den Rohbau, sondern über den ganzen Bauprozess bis zum fertigen Ausbau und vielleicht noch mit den Nutzerkosten über 25 Jahre. Dabei ist es nicht nötig, das ganze Gebäude durchzurechnen. Ein Ausschnitt kann eine ausreichende Aussagekraft haben. Sie werden Erstaunliches herausfinden. Und wenn Sie dann mit der Holzlösung schlimmstenfalls doch noch ein paar wenige Prozente höher liegen als z.B. eine Stahlbeton- oder Stahlkonstruktion, dann beginnen Sie mit dem Verkauf der qualitativen Mehrwerte die der Holzbau bringen wird.

Bild 4: Vorschlag von Shigeru Ban für die neue Microsoft Stadt in Holz

2.4 Im Architekturwettbewerb einen Holzentwurf wagen!

Gewiss wird in einem Architekturwettbewerb nicht die Festlegung des Baustoffes für die Erlangung des 1. Ranges entscheiden. Die Akzeptanz für Holz und die Sympathien für diesen Baustoff haben aber in der Vergangenheit in Juryentscheiden zugenommen. Sind Sie dann der glückliche Gewinner, wird die Bauherrschaft das Holz kaum mehr in Frage stellen können. Dem war nicht so bei der Sparbank in Stavanger. Nach dem Vorprojekt hieß es von oberster Stelle plötzlich, dass mit Holz ein so mächtiges Gebäude gar nicht ausführbar und leider auch nicht bezahlbar sei.

> **Tipp:** Entwerfen Sie so, dass Holz fast zwingend verwendet werden muss, z.B. bionisch geformt wie beim Tamedia Gebäude in Zürich. Erwähnen Sie die ökologischen Vorteile und die kürzere Bauzeit und alles was Ihnen beim Holz noch so Triftiges einfällt. Lassen Sie sich auch später, sollte dann der Baustoff doch noch in Frage gestellt werden, nicht beirren. Erproben Sie neue Argumentationen, z.B. mit dem Bau von Mockups, Besuchsreisen zu Referenzen oder filmische Animationen.

2.5 Die Vorgabe, das Modell mit demselben Baustoff zu erstellen!

Mit dem Modellbau wird nicht nur ein dreidimensionales Abbild des Gebäudes geschaffen, sondern es gibt auch einen ersten Eindruck für das statische Verhalten. Der Modell-

Bild 5: Fassaden-Modell und Modell Bürobaus Tamedia in Zürich von Shigeru Ban



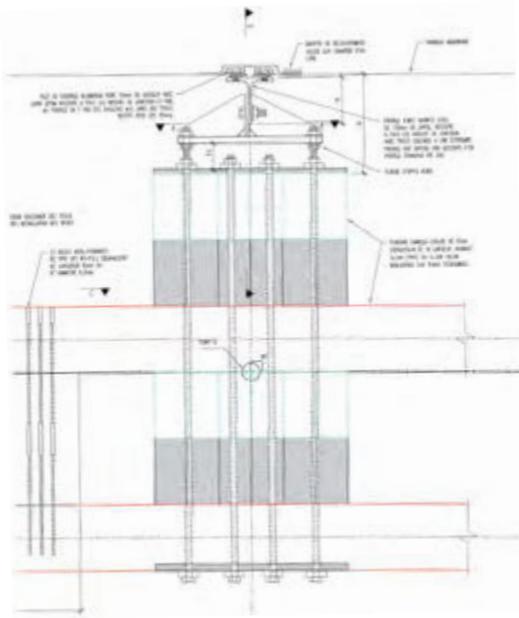


Bild 6: Die Vorgabe beim Centre Pompidou war eine nicht ausführbare Verbindungslösung. Als die Anschlüsse mit nur einem Bolzen gefunden waren, schien alles ganz einfach



bauer erlebt, ob die die Konstruktion steif ist oder ob sie noch wackelt. Er ahnt auch, ob die Querschnitte in der richtigen Grössenordnung gewählt wurden. Erinnern wir uns an die großartigen Brückenbauten von Hans Ulrich Grubenmann (1709-1783), der sich auf das Modell setzte und so die Bauherrschaft davon überzeigte, dass die Konstruktion trägt.

> Tipp: Bauen Sie das Modell mit demselben Baustoff, der später auch der Baustoff des Gebäudes sein wird. Ein geplantes Holzhaus mit Holz, ein geplantes Betonhaus in Beton und ein geplantes Stahlgebäude in Eisen.

3 Ingenieurwesen

3.1 Präambel

Ingenieure mit analytischer Ausrichtung sind bedacht, sich auf die Machbarkeit, Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit auszurichten. Wird ein Ingenieur mit wenig Holzerfahrung nun aber mit einem Holzentwurf konfrontiert, dann klingen die Warnglocken. Konstruieren und Rechnen mit Holz ist ein Mehrfaches aufwendiger als mit Stahlbeton und setzt praktische Erfahrung voraus. Im Holzbau ist eine Vielzahl an Holzwerkstoffen zu kennen, eine grosse Menge an Verbindungsmitteln in Betracht zu ziehen und komplexe Bearbeitungen sind zu gewärtigen.

Da stellt sich schnell die Frage: „Wie lässt es sich damit zurecht kommen?“

3.2 Durchhalten bis der Fachmann ruft: „Wow, das ist ja ganz einfach!“

Statiker nehmen grundsätzlich vorschnell den Bleistift zur Hand und beginnen, die Dimension einer Stütze zu rechnen oder den Querschnitt eines Biegebalkens festzulegen. Ist die Stütze aber überhaupt nötig oder ist der Biegebalken das Richtige; wäre ein Kastelement nicht geeigneter? Solche Überlegungen gehen im Eifer des Rechnens und der Anwendung bekannter Algorithmen unter. Noch schicksalhafter ist es, sich dann noch beim Konzept der Verbindungen und der Art der Verbindungsmittel in weitere Kompliziertheiten hineinzusteigern.

> Tipp: Legen Sie sich eine Methodik zurecht, die mit dem Weglassen beginnt und sich danach auf die Einfachheit konzentriert. Versuchen Sie, die Verbindungen so simpel wie nur möglich und vor allem robust zu konzipieren und achten Sie auf die Montierbarkeit. Erst dann sollte das eigentliche „Rechnen“ beginnen.

3.3 Holz nur zum Tragen zu nutzen, ist eine Unterforderung des Naturstoffes!

Beim Holz sind weitere Fähigkeiten als nur Tragen „nutzbar“. Wir wissen beispielsweise: Es hat gute Wärmedämmeigenschaften, es brennt langsam, ohne vor Hitze in die Knie zu gehen, es riecht gut, es ist haptisch sehr angenehm und hat eine ganzheitlich hohe Oberflächenqualität. Die Wirtschaftlichkeit eines Holzbaus kann mit diesen – oft vortrefflichen Zusatznutzen – entscheidend verbessert werden.

> Tipp: Bereichern Sie als Ingenieur Ihr Wissen um all die Eigenschaften, die das Holz zusätzlich zur Tragfunktion auch noch hat. Kombinieren Sie diese Eigenschaften zu einer multifunktionalen Aussenwand, einer Alleskönner-Zwischendecke oder einem Dachelement, das trägt, wärmedämmt, den Aussenlärm abschottet und im Inneren zum akustischen



Bild 7: Holz kann mehr als nur tragen, es dämmt, atmet, riecht, speichert, gestaltet...



Wohlfühlen führt. Holzbauteile sind nicht nur Teile eines technisch leblosen Systems, sondern Stimmungselemente, anhand derer wir mit den Menschen über Lebensräume und die dahinter verborgenen Sehnsüchte sprechen können.

3.4 Hybride mit Stahl und Stahlbeton unter der Leitung von Holz bringen Potenz ins Ingenieurwesen!

Die Aufgabe schien nicht lösbar. Für den Torriegel über 40 m Spannweite mit sehr eingeschränkter Trägerhöhe war für Holz auch mit dem besten E-Modul nicht möglich. Als Ausweg wurde eine permanente Schalung in Holz gewählt und im Kern ein vorgespannter hochfester Stahlbeton.

> Tipp: Seien Sie nicht puristisch. Bei Stahlbeton musste früher Holz für die Formgebung als verlorene Schalung erhalten. Kehren wir nun den Stil um, die Formgebung mit Holz wird permanent und gestaltend, der Beton ist im Kern das Verstärkende. In der Natur sind ja mineralisch gebildete Knochen auch ein wichtiger Bestandteil einer Tragkonstruktion. Wir mit Holz bilden drumherum das Gewebe und die attraktive Haut.

3.5 Normen bilden den Stand der Technik von Erfahrenem ab - Versuche und Mockups ermöglichen Neues!

Das Bankgebäude in Stavanger mit Holz zu bauen schien an die Wand gelaufen. Der obersten Bauherrschaft fehlte der Glaube, dass ein so grosses Gebäude mit sieben Geschossen und vollgestopft mit Haustechnik in Holz gebaut werden kann. Es wurde befürchtet, keine Unternehmer im Land zu finden, die die Fähigkeiten haben, dieses im Wettbewerb mit Holz gewonnene Objekt überhaupt ausführen zu können. Es war dann auch eine zusätzliche Hürde, als die führende norwegische Holzunternehmung der Ausführung sehr kritisch gegenüberstand.

> Tipp: Wagen Sie Neues, auch wenn Unbekanntes am Anfang riskant erscheint. Es ist die edle Aufgabe eines Ingenieurs, das Unbekannte ins Plausible hinüberzuführen und die Risiken so zu minimieren, dass allen Beteiligten am Bau wohl ist. Wenn Sie mit etwas Ungewohnten in eine Besprechung mit Architekten und Unternehmer hineingehen, dann gilt es, zuerst einmal zuzuhören, Bedenken entgegenzunehmen und Ängste aufzuspüren. Hinweise von anderen Planern und Praktikern sind generell wertvoll. Wir als Ingenieure müssen die Symbiose gegentlicher Gesichtspunkte in einen Konsens bringen können. Kurz gesagt: „Üben Sie sich im gegenseitigen Hochschaukeln des Holzwissens“. Alle Gesprächsteilnehmer werden einen Nutzen haben.

Bild 8: Vorgespannter Beton in einer Holzverkleidung für den Torriegel mit 40 m Spannweite einer Helikopterhalle in Mollis. Laien meinen, der ist ganz aus Holz



Bild 9: Nach dem Bau des Mockups und dem Beweis, dass auch Holz-Holzverbindungen für Rahmenecken effizient erstellt werden können, waren alle vom Holz überzeugt.

Wenn dann doch noch offene Fragen bleiben und die Normen Ihren Fall noch nicht abdecken, dann gibt es die Möglichkeit, Versuche an der Fachhochschule in Aachen bzw. an einer ähnlichen Institution durchführen zu lassen.

Geht es mehr um das Praktische, dann beantragen Sie einen zusätzlichen Kredit bei der Bauherrschaft für ein Mockup, an dessen Erstellung all das Unbekannte eingeübt und präsentiert werden kann. Das wird sich auch finanziell über den ganzen Prozess günstig auswirken.

4 Holzbauunternehmungen

4.1 Präambel

Die Holzbauunternehmer mit ökonomischer Ausrichtung sind bedacht, das Weiterbestehen der Firma für morgen zu sichern. Unter diesem Aspekt wird das Risiko eines jeden Projektes abgeschätzt. Risiken können sein: Eine zu hohe Auslastung, ein zu tiefer Preis, die technische Machbarkeit, mangelnde Fachleute, Beschaffung der Materialien, fehlende Einrichtungen, zu wenig Platz.

In diesem Abschnitt der Unternehmertipps sollen Lösungswege anhand eines aktuellen, speziell kniffligen Projekts abgebildet werden.

Es begann mit einer Anfrage und dem unmittelbaren Vorschlag des Autors für den gesamten Arbeitsumfang des „Ring for Peace“ eine Kick-off-Sitzung mit Bauherrschaft, Planern und Unternehmern durchzuführen. Das Datum dieser Kick-off-Sitzung in Lindau war Montag, der 24. Juni 2019. In Anbetracht des nur 6 Wochen später geplanten Abschlusses der Montage in Lindau am 5. August 2019 ein sehr ambitioniertes Projekt.

Das Kunstwerk wurde von Gisbert Baermann aus Templin entworfen. Er hatte den Wunsch, diese Möbius-Spirale mit Lärchenholz zu bauen. Es setzt sich aus Möbius-Bändern zusammen, die über Spanten verbunden sind. Ein Möbiusband ist eine Fläche,

Bild 10: Die Skulptur „Ring for Peace“ als Möbius-Spirale in Lindau, Deutschland





die nur eine Kante und eine Seite hat. Sie ist nicht orientierbar. Das heißt, es kann nicht zwischen unten und oben oder zwischen innen und aussen unterschieden werden. Auf der Kick-off-Sitzung schilderte Baarmanns, wie er lange Ingenieure gesucht hätte, die eine Statik in der kurzen Zeit hinbekämen, aber erfolglos blieb. Es war klar, das kann in der kurzen Zeit nur mit Holz funktionieren.

Bild 11: Der Einschnitt eines Restposten Engadiner Lärche mit einer mobilen Sägerei

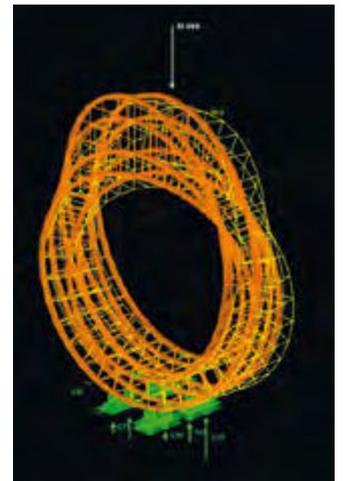
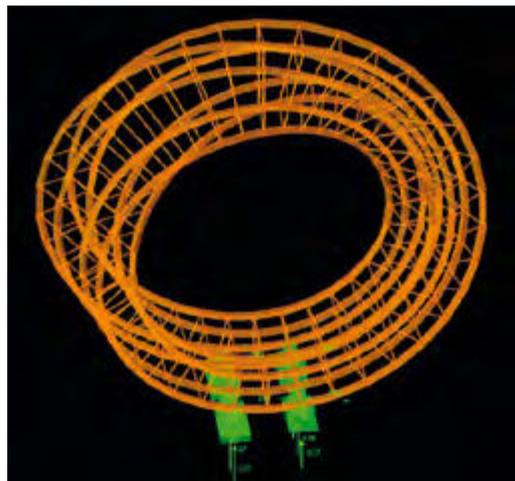
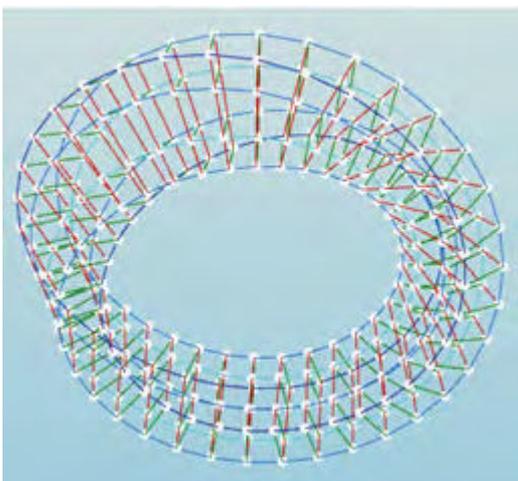
Der Autor hörte den Ausführungen zunächst erst einmal schweigend zu. Die vornehmlich zeitlichen Engpässe lagen schnell auf der Hand. Die am Anfang anstehende technische Planung mit der Statik, der Geometriefindung und der Datenaufbereitung für die CNC-Maschinen mussten in Windeseile durchgezogen werden (maximal 3 Wochen). Ein zweiter Flaschenhals war die Beschaffung von trockenem Lärchenholz für die Querspannten und die doppelt gekrümmten und tordierten Bänder (maximal 2 Wochen). Und dann mussten ja auch noch Zeit für alle Bewilligungen und die Prüfstatik eingerechnet werden. Und zuallerletzt mussten Unternehmer gefunden werden, die Zeit und das Knowhow haben, dieses Konstrukt in 3 Wochen zu bauen.

4.2 Es waren Leute zu finden, die nicht vorschnell behaupteten: „Das geht nicht!“

Sicherlich ist ein zentraler Schlüssel, auch auf Grundlagen von Erfahrungen, die entsprechenden Menschen zu kennen, welche zum einen die Neugier, den Wissensdurst und den Enthusiasmus mitbringen und sich zum anderen, auch auf Grund ihrer eigenen Erfahrungen, das zunächst kompliziert Anmutende zutrauen. Und dann müssen die sich auch noch so kurzfristig Zeit einräumen können. Für das vorliegende Projekt waren diese Köpfe – mit denen in ihrer Disziplin alles steht und fällt – folgende:

- > Geometrie Planung: Fabian Scheurer, Erlenbach
- > Statische Bemessung Fundament und Struktur: Christoph Meier, Frauenfeld
- > Einschnitt Lärchenholz mit einer mobilen Sägerei: Thomas Meister, Thayngen
- > Abbund Latten für Spannten (kein Brettsperrholz): Peter Eugster, Hätzingen
- > Zusammenbau Spannten: Franz Frefel, Mollis
- > Abbund Bänder, Vorfertigung Elemente und Montage: Hendrick Pfeffinger, Weilheim

Bild 12: Die Vorbemessung auf einem vereinfachten Achsensystem zeigt die Auflagerreaktionen und die Verformungen unter verschiedenen Einwirkungen



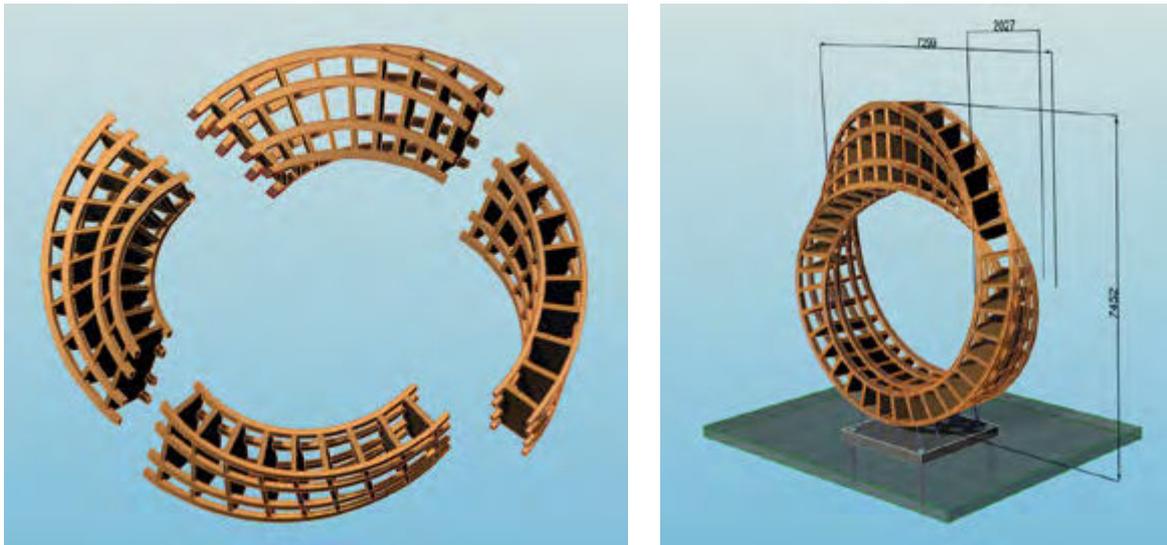


Bild 13: Vier vorgefertigte Elemente werden in der Werkstatt vormontiert und auf der Baustelle mit speziellen Montageverbindungen zusammengefügt

4.3 Eine Vorstatik erleichtert den Zugang zum Detail-Statiker und vermeidet das Totschlagargument: „Das hält nicht!“

Dank den heutigen, digitalen Planungswerkzeugen wie zum Beispiel Rhino® für die Geometrie und RStab® für die Statik kann bei einem solchen Projekt in wenigen Tagen der Machbarkeitsbeweis erbracht werden. Dabei sind durchaus grobe auf Erfahrung basierende Annahmen zu treffen, die aber niemals den Anspruch auf Exaktheit haben können oder sollen. Für solche Vorarbeiten nimmt der Autor – wie auch hier – meist noch selber das Zepter in die Hand. Junge Ingenieure, die sich für solche Vorarbeiten spezialisiert haben, sind noch rar.

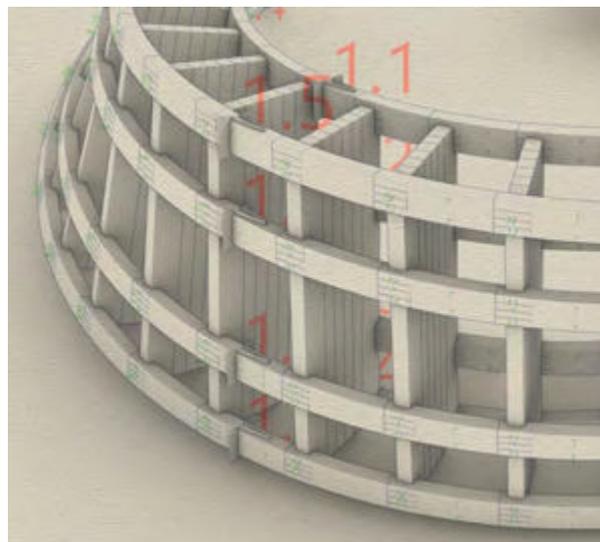
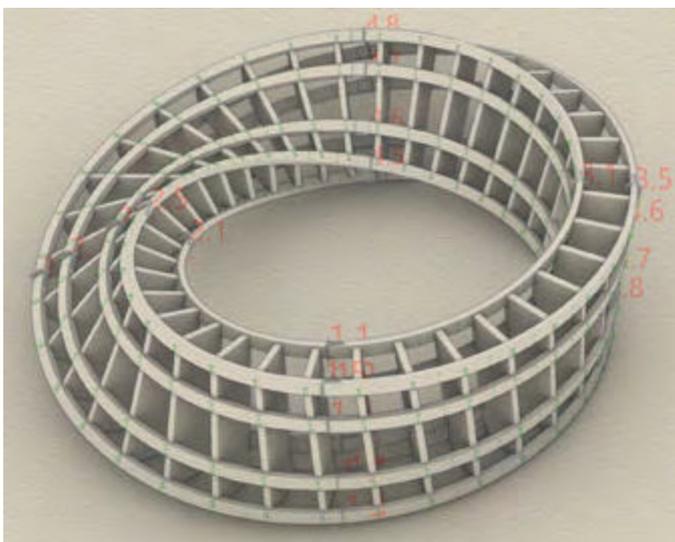
4.4 Die Planung der Vorfabrikation dient für die Überzeugungsarbeit: „Die Werkstattarbeit, der Transport und die Montage sind möglich!“

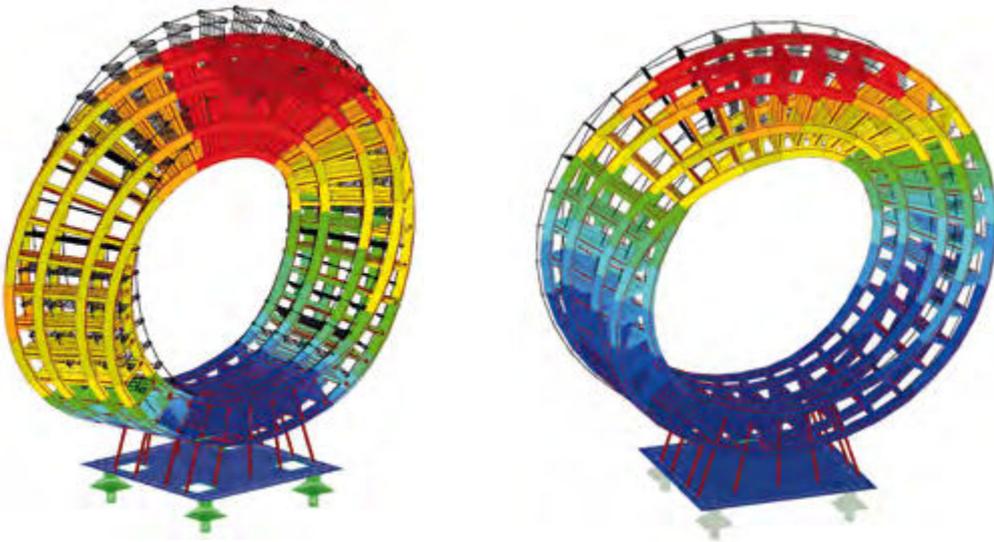
Die im Holzbau praktizierte Vorfertigung hilft dabei, einen Grossteil der Arbeiten unter Dach zu leisten. Ein Vorteil einer umfassenden Vorfertigung ist die Qualitätssicherung und die Verfügbarkeit von Maschinen und von Personal im eigenen Werk. Es ist vorzudenken, wie die meist voluminösen Elemente zur Baustelle gebracht werden können und wie die Einzelteile präzise und kraftschlüssig zusammen zu setzen sind. Außerdem ist auf eine schnelle Baumontage zu achten, da ja meist auch ein teurer Kran für die grossen Gewichte notwendig ist.

4.5 Exakte Geometrieplanung gibt Sicherheit für die Maschinebearbeitung

Die exakte Geometrieplanung – im vorliegenden Projekt durch die Firma DesignToProduction realisiert – gibt die Sicherheit der nötigen Präzision für die Bearbeitung der einzelnen Bauteile auf numerisch gesteuerten Maschinen. Diese Automation ist im Holzbau weit fortgeschritten und ermöglicht mit den entsprechenden Computerprogrammen und CNC-gesteuerten Maschinen dem Holzbau aktuell den wohl exaktesten montierbaren Bauprozess. Genau dieses ist das Zukunftspotential erster Güte mit unvergleichbarem Wert.

Bild 14: Für den Zusammenbau ist höchste geometrische Präzision erforderlich





4.6 Ausführliche statische und dynamische Nachweise bringen Sicherheit

Die abschließend notwendigen, ausführlichen statischen und dynamischen Nachweise – im vorliegenden Fall durch Stefan Rick vom Büro SJB.Kempfer.Fitze AG mit RStab® erstellt – brachte Sicherheit für alle Beteiligten. Es hat sich wieder einmal bestätigt, dass es von der statischen Seite bei den meisten Projekten sinnvoll ist, mindestens in zwei Schritten vorzugehen. Die Entwurfsstatik bringt mit einem verhältnismässig geringen Aufwand zunächst den Beweis der grundsätzlichen Machbarkeit. Oft müssen dann aber danach noch Varianten beispielsweise infolge architektonischer Sonderwünsche nachgereicht werden. So wird die Optimierung im Zusammenspiel Architekt und Statiker zum Laufen gebracht. Danach können die eigentlichen Statik-Spezialisten in die Details gehen. In Deutschland sind prüfbare Unterlagen an einen Prüfstatiker einzureichen, welches zusätzliche Verzögerungen im gesamten Bauprozess bedeuten kann. Lindau liegt in Deutschland.

Bild 15: Darstellung Verformungen unter wichtigsten Lastfällen und der Eigenschwingungen mit der ersten Eigenfrequenz

4.7 Motivation und Stolz ermöglicht die pünktliche Ausführung auf höchstem Niveau

Die Motivation und der Stolz der Bauschaffenden – hier die Zimmerleute von Holzbau Amann in Weilheim – sichert eine termingerechte Ausführung und auf höchstem Qualitätsniveau.

Wohlverstanden braucht es Mut eine Unternehmung, die ja randvoll mit Arbeit eingedeckt ist, anzufragen: „Könntet ihr diesen Ring fertigen und montieren?“. Und natürlich hilft es, wenn schon einmal oder mehrmals miteinander gearbeitet wurde. Auch kommunikativ sind einige Tricks von Vorteil, wenn das „Unmögliche“ verlangt werden muss. An dieser Stelle ist besonders Bernhard Tritschler für seine Zusage zu danken. Was sich dann entwickelte, ist einfach fantastisch. Die Mitarbeiter rangen sich darum, an diesem Projekt mitarbeiten zu dürfen.

Bild 16: Bei Holzbau Amann in der Werkstatt im Südschwarzwald





Bild 17: Das erste Element ist termingenau mit einem Hilfsgerüst versetzt. Am folgenden Tag wird das Fundament mit Beton gegossen.

5 Zusammenfassung

Motivation und Überzeugung sind – wie fast überall im Leben- im Holzbau das **Alpha** und **Omega**.

Probate Führungsgrundsätze sind: Herausfordernde Projekte vorzusetzen, den Lösungsweg aufzeigen, Ängste beseitigen und dann die Selbstverantwortung jedes Einzelnen wirken zu lassen. So können wir in neue Sphären aufbrechen. Wir werden bald die Klassenbesten mit Holz auf dem Bau werden.

5. Aachener Holzbautagung 2021

9. und 10. September

gefördert vom **AFH** 

Impressum

Tagungsband der Aachener Holzbautagung 2019
am 12. und 13. September an der FH Aachen

Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. Thomas Uibel
Prof. Dr.-Ing. Leif Arne Peterson

Rektor der FH Aachen,
Prof. Dr. rer. nat. Marcus Baumann

Druck | printproduction

Auflage | 250 Exemplare

ISSN 2197-4489

Gestaltung und Satz | Susanne Hellebrand
Stabsstelle für Presse-, Öffentlichkeitsarbeit und
Marketing

Bildnachweis

Foto Deckblatt | FH Aachen

Weitere Bilder und Grafiken wurden jeweils von
den Autoren der Exposés selbst bereitgestellt. Die
Verantwortung für die Inhalte sowie die bereit-
gestellten Bilder und Grafiken liegt bei den Autoren
der einzelnen Beiträge.

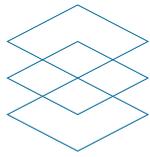
Aachen, August 2019

Holzkompetenzzentrum
Rheinland

Landesbetrieb Wald und Holz
Nordrhein-Westfalen



Wald & Holz
EIFEL



AACHEN
BUILDING
EXPERTS

AGEPAN® SYSTEM

binderholz

tiptop timber

bmh bauen
mit Holz

cadwork®

CONRADS
KOMPETENT FÜR HALLEN

DERIX
HOLZ IN NEUER DIMENSION

Dietrich's

fischer 
innovative solutions

FRANKEN
SYSTEMS

HECO
SCHRAUBEN

hsbcad
CAD/CAM für den Holzbau

Hundegger

LIGNA®
Systemhallen
mit Holzstruktur
systems

MetsäWood

MIEBACH
INGENIEURBÜRO

mikado
Unternehmermagazin für Holzbau und Ausbau

MiTek®

pro clima®

Pollmeier

S+S
Holzbau-
Software

SFS

SAINT-GOBAIN

SHERPA®

SIMPSON
Strong-Tie

SPAX®
Die Schraube

WÜRTH

ZÜBLIN

AFH

