

Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine 

Tagungsband

KARLSRUHER TAGE 2024

HOLZBAU

Forschung für die Praxis

10. – 11. Oktober 2024

Carmen Sandhaas (Hrsg.)

Karlsruher Tage 2024 – Holzbau

Forschung für die Praxis

Karlsruhe, 10. Oktober - 11. Oktober 2024

Karlsruher Tage 2024 – Holzbau

Forschung für die Praxis

Karlsruhe, 10. Oktober - 11. Oktober 2024

Herausgegeben von
Carmen Sandhaas

Impressum



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

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

www.ksp.kit.edu



*This document – excluding parts marked otherwise, the cover, pictures and graphs –
is licensed under a Creative Commons Attribution-Share Alike 4.0 International License
(CC BY-SA 4.0): <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/deed.en>*



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

Print on Demand 2024 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISSN 2510-7232

ISBN 978-3-7315-1379-7

DOI 10.5445/KSP/1000173065

Vorwort

Unter dem Motto „Holzbau – Forschung für die Praxis“ wird auf den Karlsruher Tagen 2024 erneut ein intensiver Erfahrungsaustausch zwischen Forschung und Praxis kultiviert.

Neueste Entwicklungen und Forschung

Die diesjährigen Vorträge decken ein vielfältiges Spektrum ab. So werden Entwicklungen zur Aktivierung von Reibung in Verbindungen vorgestellt, mit denen sich das Tragverhalten dieser verbessern lässt. Der Einsatz langer Schrauben birgt die Herausforderung zunehmender Abweichungen vom geplanten Verlauf; Größenordnungen dieser Lageimperfektionen und Lösungsansätze werden präsentiert. Ein weiterer Beitrag stellt neue Möglichkeiten in der Bemessung und Ausführung von exzentrisch oder in Gruppen angeordneten Durchbrüchen vor. Neue Lösungen zur Realisierung punktgestützter Flachdecken unter Verwendung von mechanischen Verbindungsmitteln runden den ersten Block ab.

Wieder- und Weiterverwendung

Das Bauwesen muss sich der Kreislaufwirtschaft öffnen. Um den Zugang der Planenden zu diesem Thema zu erleichtern werden pragmatische Ansätze für eine Wiederverwendung tragender Holzbauteile aus Rückbau diskutiert.

Hoch Bauen mit Holz

Das Bauen mit Holz bis zur Hochhausgrenze wird zur Regel, Holzhochhäuser etablieren sich im deutschsprachigen Raum. Die letzten drei Beiträge der diesjährigen Karlsruher Tage diskutieren länderspezifische Ansätze und Erfahrungen, beleuchten baurechtliche Aspekte und illustrieren Schlüsselemente in der erfolgreichen Realisierung solcher Bauwerke.

Karlsruhe,
im Oktober 2024

Philipp Dietsch
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Inhalt

Simon Aurand

Optimierung von Verbindungen durch erhöhte Reibung in der Scherfuge 1

Eva Baldauf

Untersuchung der Ursachen von Lageimperfektionen selbstbohrender Schrauben und
Identifikation von Methoden zu deren Minimierung..... 17

Martin Danzer

Durchbrüche in Brettschichtholzbauteilen – Exzentrische Anordnungen,
Anordnungen in Gruppen und Verstärkungsmöglichkeiten..... 31

Roland Maderebner, Thomas Stieb und Bernhard Maurer

Punktgestützte Flachdecken aus Holz – technische Lösungen und Praxisbeispiele..... 51

Matthias Frese, Judith Herrmann und Philipp Dietsch

Pragmatische Ansätze für eine Wiederverwendung von tragenden Holzbauteilen aus selektivem Rückbau 71

Stefan Winter mit Beiträgen von Thomas Engel, Norman Werther, Christoph Kurzer und Michael Merk

Hohe Häuser aus Holz – von der Forschung zur Praxis 89

Charles Binck, Andrea Frangi

Hochhäuser aus Holz – Zwischen Forschung und Praxis in der Schweiz 111

Herbert Duttlinger, Benedikt Ganter

Wohn- und Gewerbebau Buggi 52 – Planung, Konstruktion und Ausführung
des achtgeschossigen Gebäudes in Holzbauweise 129

Autorenverzeichnis..... 141

Tagungsprogramm 143

Optimierung von Verbindungen durch erhöhte Reibung in der Scherfuge

Simon Aurand, M.Sc.

Zusammenfassung

Im Zuge eines Forschungsprojektes wurden Verbindungen optimiert, indem durch eine Oberflächenbearbeitung die Reibung in der Scherfuge erhöht wurde. Dazu wurden eingangs viele verschiedene Herstellungsverfahren betrachtet und auf ihre Anwendbarkeit, vor allem auch im industriellen Maßstab, untersucht. Die verschiedenen Oberflächen wurden anhand von Reibungsversuchen quantifiziert und es wurden sowohl statische als auch kinetische Reibungskoeffizienten ermittelt. Es zeigte sich, dass Oberflächen mit gleichmäßiger, ebener Strukturierung, zu bevorzugen sind gegenüber Oberflächen mit starker, punktueller Strukturierung. Anhand von Verbindungsversuchen wurden zunächst zielführende Oberflächenbearbeitungen identifiziert. Mit diesen Oberflächen wurden daraufhin weitere Verbindungsversuche durchgeführt, um das Verhalten von geneigten Schrauben und erhöhter Reibung in der Scherfuge zu erforschen. So konnten zum einen Gruppeneffekte wie Blockscherversagen untersucht und ausgeschlossen werden und neuartige Versagensfälle, wie Querdruckversagen unter den Verbindungsplatten, aufgezeigt werden. Tragfähigkeitssteigerungen von bis zu 43% und Steifigkeitssteigerungen von bis zu 29% konnten aufgrund erhöhter Reibung in der Scherfuge ermittelt werden. Mit einem analytischen Rechenmodell konnte die Tragfähigkeit der Verbindung gut bestimmt werden und die Auswertung der Ergebnisse zeigte, dass der statische Reibbeiwert sowohl die mittlere Tragfähigkeit als auch die charakteristische Tragfähigkeit gut bestimmt. Dauerstandversuche zur Ermittlung des Langzeitverhaltens von Verbindungen mit geneigten Schrauben und erhöhter Reibung in der Scherfuge zeigten, dass die Reibung auch nach längerem Zeitraum noch aktiviert wird und sich beim Lastabtrag beteiligt.

Stichworte Reibung, Reibbeiwerte, Oberflächenbearbeitung, geneigte Schrauben, Verbindungen

1 Allgemeines

1.1 Hintergrund

Bauen mit Holz boomt. Dies zeigt sich z.B. anhand der Quote der genehmigten Gebäude (sowohl Wohn- als auch Nichtwohngebäude) in Holzbauweise, welche über die letzten Jahre kontinuierlich von Jahr zu Jahr gestiegen ist [1]. Zunehmend werden die Projekte auch immer größer und komplexer. Somit bedarf es einer Optimierung der aktuell vorhandenen Verbindungen für höhere Tragfähigkeiten, um die größer werdenden Kräfte abzutragen. Zeitgleich wird Bauen teurer. Dies spiegelt sich in steigenden Personal- und Lohnkosten wieder [1] sowie in steigenden Materialkosten [2]. Daher muss es die Baubranche schaffen, ressourceneffizienter zu Bauen. Dies wiederum bedarf einer Optimierung der vorhandenen Verbindungen für einen geringeren Materialbedarf.

Bei den hier beschriebenen Verbindungen handelt es sich um sogenannte Systemverbinder. Systemverbinder stellen eine wirtschaftliche Verbindung aufgrund ihres hohen Vorfertigungsgrades dar. Die Verbinderplatten (meist gefräst aus Aluminium oder Stahl) werden im Werk an den Holzbauteilen befestigt und müssen dann vor Ort auf der Baustelle nur noch ineinandergesteckt werden. Bei der Befestigung der Verbinderplatten am Holz unterscheidet man zwischen zwei Fällen der Schraubenanordnung: Zum einen, rechtwinklig zur Scherfuge eingebrachte Vollgewindeschrauben, und zum anderen, Schrauben, welche unter einem Winkel zur Faser geneigt ins Holz eingebracht werden (siehe **Abb. 1**).

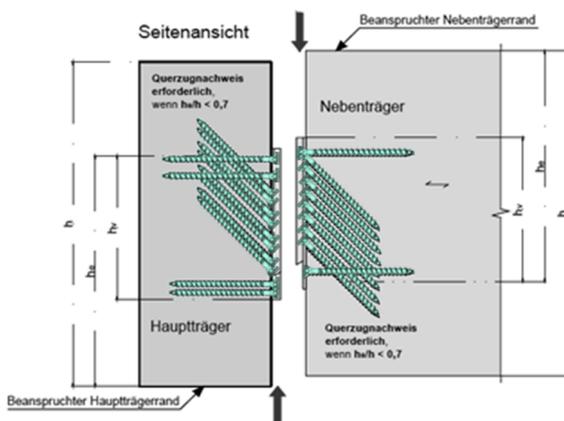


Abb. 1: Befestigung von Systemverbindern

Dieser zweite Fall, mit den geneigt eingebrachten Schrauben, wird etwas näher betrachtet: Bei einer Beanspruchung parallel zur Scherfuge, werden die Schrauben fast ausschließlich auf Zug beansprucht [3]. Diese Zugbeanspruchung lässt sich in ein Kräftedreieck zerlegen, siehe **Abb. 2**. Aufgrund von Gleichgewichtsbedingungen entsteht ein Kraftanteil rechtwinklig zur Scherfuge. Diese Kraft rechtwinklig zur Scherfuge wiederum erzeugt einen Anpressdruck in der Scherfuge und aktiviert dadurch Reibung. Durch die Reibung wird wiederum ein zusätzlicher Kraftanteil parallel zur Scherfuge erzeugt, welcher beim Lastabtrag beteiligt werden kann. Dies wird als Seileffekt bezeichnet und im Eurocode 5 [4] mit einem einheitlichen Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,25$ berücksichtigt.

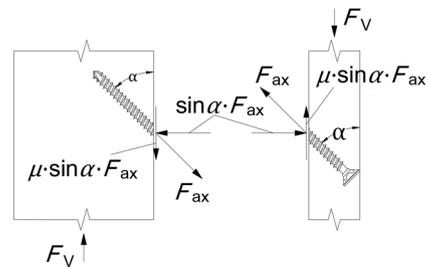


Abb. 2: Schnittgrößen in der Scherfuge

1.2 Zielsetzung

Analytisch zeigt sich, dass Reibung in der Scherfuge auftritt und diese sich beim Lastabtrag beteiligt. Daraus ergibt sich das Potential, durch eine entsprechende Oberflächenbehandlung die Reibung in der Scherfuge zu erhöhen und somit die gesamte Tragfähigkeit der Verbindung zu erhöhen. Darauf aufbauend sollen die erhöhten Reibbeiwerte später auch in der Bemessung solcher Verbindungen übernommen werden können. Diese Herausforderung sollte in zwei Schritten überwunden werden. Zum einen, die Quantifizierung von Oberflächenbehandlungen anhand der Ermittlung von Reibbeiwerten. Darauf aufbauend dann die Ermittlung von Tragfähigkeiten von Verbindungen mit erhöhter Reibung in der Scherfuge. Zum anderen, sollten Berechnungsgleichungen hergeleitet werden, welche auf den analytischen Grundlagen aufbauen und tatsächliche Versagensmechanismen aus experimentellen Versuchen berücksichtigen.

2 Oberflächenbearbeitungen

Um die Reibung in der Scherfuge zwischen Verbinder und Nadelholzbauteil zu erhöhen und damit die Tragfähigkeit einer späteren Verbindung durch einen erhöhten Seileffekt zu steigern, wurden verschiedene Arten der Oberflächenbearbeitungen an verschiedenen Materialien untersucht. Die verwendeten Materialien waren zum einen normale Stahlbleche in verschiedenen Dicken und zum anderen wurde ein Großteil der Oberflächenbearbeitungen mit Kunstharzpressholz (KPH) durchgeführt. Eine ausführliche Beschreibung des verwendeten KPH findet sich in [5]. In [5] werden auch ausführlich alle Oberflächenbearbeitungen mit KPH vorgestellt. Daher werden in diesem Beitrag ergänzend die Oberflächenbearbeitungen in Stahl vorgestellt. Alle Oberflächenbearbeitungen wurden systematisch nach DIN 8580 [6] benannt und in drei Hauptgruppen unterteilt (siehe **Abb. 3**). Im Folgenden werden die Bearbeitungsverfahren in den drei Hauptgruppen vorgestellt, die an Versuchskörpern aus Stahl durchgeführt wurden.

Aluminium möglich. Das Verfahren ist derzeit auf schmale Werkstücke beschränkt. Die Komplexität des Herstellungsverfahrens und die Tatsache, dass es derzeit nur für bestimmte Werkstoffe und schmale Werkstücke anwendbar ist, machen deutlich, dass es sich bei dieser Oberflächenbearbeitung um ein sehr vielschichtiges Verfahren handelt.

Einprägen

Beim Prägen wird mit einem Prägestempel ein definiertes Muster in die Oberfläche des Werkstückes eingepägt. In den Versuchen wurde ein herkömmliches Tränenblech untersucht (**Abb. 4c**), wie es für den Einsatz von rutschbeständigen Bodenbelägen verwendet wird. Ist der Prägestempel erst einmal hergestellt (z.B. durch Fräsen), ist der Prägeprozess einfach, was ihn zu einer relativ einfachen Art der Oberflächenbearbeitung von verschiedenen Materialien macht.

Stanzen

Das Stanzen vereint die zwei Fertigungsverfahren Umformen und Trennen. Beim Stanzen wird mit ei-

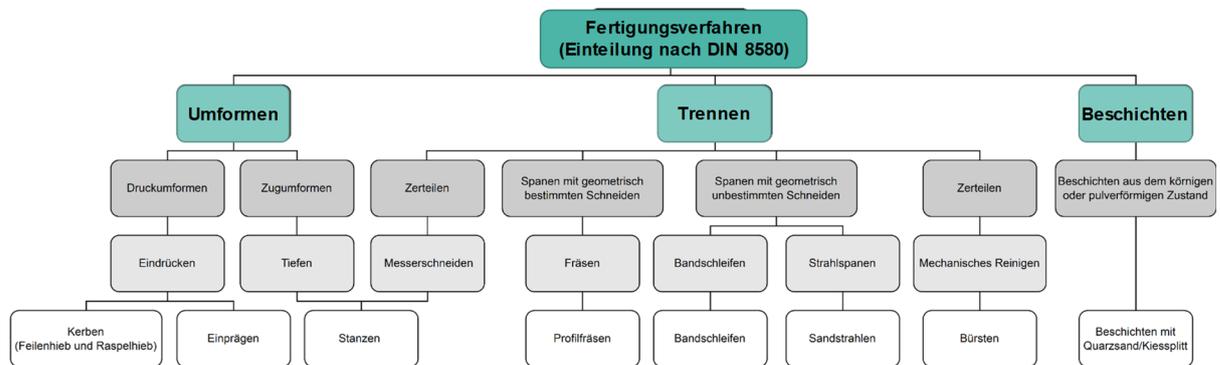


Abb. 3: Einteilung und Benennung der untersuchten Oberflächenbearbeitungen

2.1 Umformen

Kerben

Beim Kerben wird das Material mit einem Stanzwerkzeug kalt verformt. Bei den Versuchen wurden Werkstücke mit Feilen- (**Abb. 4a**) und Raspelhieb (**Abb. 4b**) untersucht. Diese Oberflächenbearbeitungen sind nur bei kaltverformbaren Materialien wie Stahl oder

dem Stanzwerkzeug das Werkstück gleichzeitig verformt, als auch Material entfernt. Daher ist das Verfahren des Stanzens nur auf (dünne) Bleche anwendbar. Gestanzte Bleche können in großen Mengen hergestellt werden, sobald das Stanzwerkzeug mit den erforderlichen Eigenschaften hergestellt ist. Insgesamt wurden drei verschiedene Geometrien untersucht. Geometrie 1, einseitig gestanzt, mit einem

sehr scharfkantigen Kragen (**Abb. 4d**). Geometrie 2, ebenfalls einseitig gestanzt, mit einem eher flachen, runden Kragen (**Abb. 4e**) und Geometrie 3, beidseitig gestanzt mit einem ebenfalls runden, aber deutlich scharfkantigerem Kragen (**Abb. 4f**).

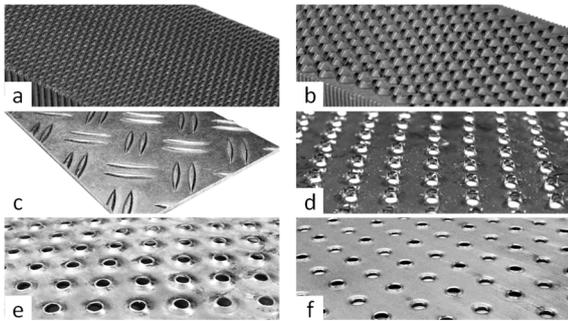


Abb. 4: Oberflächen in Hauptgruppe „Umformen“: (a) Feilenhieb, (b) Raspelhieb, (c) Tränenblech, (d) einseitig gestanzt Geometrie 1, (e) einseitig gestanzt Geometrie 2, (f) beidseitig gestanzt Geometrie 3

2.2 Trennen

Profilfräsen

Durch den Einsatz verschiedener Fräswerkzeuge konnten unterschiedliche Oberflächenmuster erzielt werden.

Kreisförmiges Muster

Durch Planfräsen können sehr glatte Oberflächen erzeugt werden. Das Ergebnis zeigt jedoch immer sichtbare trochoidale Spuren, die der Bewegung der Schneide des Fräasers folgen. Werden die Wendeschneidplatten aus dem Fräswerkzeug entfernt und die Geschwindigkeit erhöht, bleiben sichtbare und spürbare trochoidale Spuren zurück. Dieses Konzept wurde für das kreisförmige Muster verwendet, bei dem nur zwei gegenüberliegende Wendeschneidplatten am Fräswerkzeug eingesetzt wurden. Die restlichen Einsätze wurden vor dem Fräsen entfernt. Das Fräswerkzeug rotierte mit einer konstant hohen Geschwindigkeit und wurde mit hohem Vorschub über die Oberfläche der Prüfkörper geführt. So wurden kreisförmige Nuten in die oberste Schicht der Probekörper gefräst, die sich wiederholt überschneiden. Das Ergebnis waren pyramidenartige Formen am Rand der Probekörper, während sich in der Mitte der Probekörper längliche Nuten befanden (siehe **Abb. 5a**). Die Drehgeschwindigkeit und der Vorschub

hatten einen wesentlichen Einfluss auf die Oberflächenqualität. Der Herstellungsprozess war einfach und die Herstellungszeit kurz.

Mikrokerven

Mit einem Fingerfräser wurden parallele Kerben in die Oberfläche gefräst. Der Fräser war um 5° geneigt, so dass eine scharfe Kante entstand. Der Abstand zwischen den Nuten betrug 10 mm und war damit deutlich größer als bei dem in [5] vorgestellten Pyramidenmuster. Aufgrund des großen Abstands zwischen den Nuten war der Herstellungsprozess schnell. **Abb. 5b** zeigt die Oberfläche einer bearbeiteten Stahlplatte.

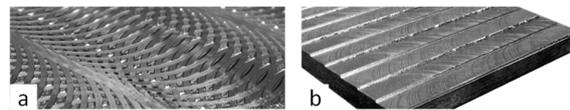


Abb. 5: Oberflächen in Hauptgruppe „Trennen“: (a) kreisförmiges Muster, (b) Mikrokerven

2.3 Beschichten

Für die Beschichtung wurde ein fließfähiger Zweikomponenten-Epoxidharz verwendet, der bei Raumtemperatur aushärtete. Die Probekörper wurden mit Quarzsand mit Korngröße 0,5–1,0 mm beschichtet. Die Oberflächen der Stahlprobekörper wurde vor dem Auftragen des Klebstoffs sandgestrahlt und entfettet. Für die Beschichtung wurde eine 0,5 mm dicke Klebstoffschicht gewählt (**Abb. 6**). Die Probekörper wurden von Hand in das jeweilige Granulat eingedrückt. Die Probekörper härteten eine Woche lang bei Raumtemperatur gemäß den Anweisungen des Herstellers aus.



Abb. 6: Oberflächen in Hauptgruppe „Beschichten“: (a) zähflüssiger 2K-Epoxidharz-Klebstoff, (b) Beschichtung mit Quarzsand 0,5–1,0 mm

3 Versuche zur Bestimmung des Reibungskoeffizienten

3.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Zur Bestimmung des Reibungskoeffizienten wurde der Versuchsaufbau in **Abb. 7** verwendet (in Anlehnung an [7]). Die Kraft F_N rechtwinklig zur Reibfläche wurde kraftgesteuert mit einem Hydraulikzylinder aufgebracht. Für den Anpressdruck wurde eine Druckspannung von $2,5 \text{ N/mm}^2$ gewählt, welche der charakteristischen Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung von Nadelholz entspricht. Als Nadelholz wurde Fichte/Tanne verwendet, das im Normklima bei 20°C und $65\% \text{ r.F.}$ gelagert wurde und eine durchschnittliche Holzfeuchte von $u = 12\%$ aufwies. Die Oberflächen waren frei von Ästen $>5 \text{ mm}$ und ohne Klebefugen. Die Kraft F_R parallel zur Reibfläche wurde mit einer Universalprüfmaschine aufgebracht. Der gesamte Prüfverlauf erfolgte mit einer Prüfungsgeschwindigkeit von 5 mm/min und bis zu einer Verschiebung von 15 mm (Maschinenweg).

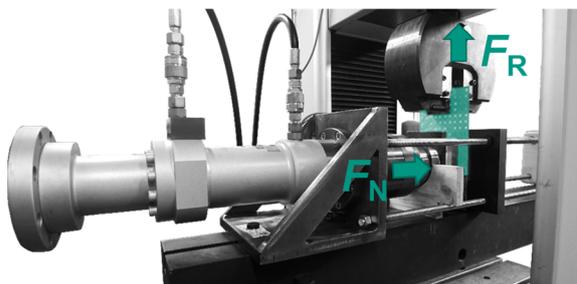


Abb. 7: Versuchsaufbau für Reibungsversuche

Für diesen Beitrag wurden Versuche zur Bestimmung des Reibbeiwertes zwischen Nadelholz und Stahl/Aluminium durchgeführt. Bei den Versuchen wurde zwischen Seitenholz und Hirnholz des Nadelholzes unterschieden, um die unterschiedlichen Einbausituationen der Verbinder abzudecken. Weiterhin wurde unterschieden, ob die Faserrichtung der Seitenhölzer parallel oder rechtwinklig zur Beanspruchungsrichtung von F_R verlief. Die verschiedenen Versuchskonfigurationen sind in **Abb. 8** zu sehen. Für die Versuche wurden Seitenhölzer mit einer ähnlichen Rohdichte gewählt.

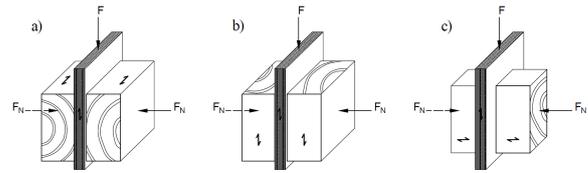


Abb. 8: Reibungsversuche mit a) Seitenholz rechtwinklig und b) parallel zur Belastungsrichtung sowie mit c) Hirnholz.

Der Reibungskoeffizient wurde nach Gleichung (1) berechnet. Die Kraft F_R wurde gleichmäßig auf die beiden Reibflächen parallel zur Kontaktfläche aufgeteilt. Ausgewertet wurden der statische Reibkoeffizient μ_s und der kinetische Reibkoeffizient μ_k .

$$\mu = \frac{F_R}{2 \cdot F_N} \quad (1)$$

3.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse aller hier vorgestellten Oberflächenbearbeitungen sind übersichtlich in **Abb. 9** dargestellt und in **Tab. 2** angegeben. Ebenfalls sind zu Vergleichszwecken die Ergebnisse der Versuche aus [5] aufgeführt.

Eloxiertes Aluminium

Zu Beginn wurden Tests mit eloxiertem Aluminium durchgeführt, um die Ergebnisse der weiteren Oberflächenbearbeitungen quantifizieren zu können. Die Tests wurden mit tatsächlichen Verbinderplatten durchgeführt. Die Ergebnisse betragen im Durchschnitt $\mu_s = 0,34$ für die Versuche mit Seitenholz rechtwinklig und $\mu_s = 0,39$ für die Versuche mit Hirnholz. Variationskoeffizienten (COV) von $13\text{--}20\%$ zeigen eine hohe Streuung der Reibbeiwerte.

Gekerbte Oberflächen

Mit den Stahlplatten mit Feilenhieb und Raspelhieb wurden die höchsten Reibungskoeffizienten in der Hauptgruppe Umformen erreicht. Die Versuche mit Seitenholz rechtwinklig erreichten im Mittel $\mu_s = 1,06$ und $\mu_s = 1,33$ für Feilen- bzw. Raspelhieb. Die Streuung der Versuchsergebnisse war jedoch mit COV von $11\text{--}30\%$ sehr hoch. Mit beiden Oberflächen konnte eine sehr gute Verzahnung mit dem Nadelholz während der Versuche beobachtet werden.

An der Stahloberfläche wurden sowohl beim Feilen als auch beim Raspelhieb keine Schädigung beobachtet und es konnte das große Potenzial von gekerbten Oberflächen aufgezeigt werden.

Geprägte Oberflächen

Auch die geprägte Oberfläche des Tränenblechs zeigt eine deutliche Steigerung des Reibbeiwertes für Versuche mit Seitenholz rechtwinklig mit einem Mittelwert von $\mu_s = 0,59$. Trotz einer starken Eindrückung der Oberfläche in das Nadelholz zeigt sich, dass hervorstehende Oberflächenmerkmale in ihrer Größe begrenzt sein müssen, um eine Erhöhung des Reibbeiwertes zu bewirken, da es tendenziell zu einem „Abrollen“ des Nadelholzes über die hervorstehende Strukturierung kommt.

Gestanzte Oberflächen

Die drei untersuchten Loch-Geometrien zeigten sehr unterschiedliche Werte für Versuche mit Seitenholz rechtwinklig mit Mittelwerten von $\mu_s = 0,82$, $\mu_s = 0,48$ bzw. $\mu_s = 0,67$ für Geometrie 1, 2 bzw. 3. Bei den Blechen mit Geometrie 1 (Dicke = 0,25 mm) kam es zu Zugversagen des Bleches, daher stellen die Ergebnisse nur untere Grenzwerte da. Bei den Versuchen mit Geometrie 2 kam es zu einem Entlanggleiten der Oberfläche auf dem Nadelholz, was die geringen Werte erklärt. Mit den Blechen der Geometrie 3 kam es zu einer starken Verzahnung mit dem Nadelholz

und dessen Schädigung. Die Bleche selbst hingegen zeigten keine Schädigung nach den Versuchen.

Gefräste Oberflächen

Das kreisförmig gefräste Muster zeigte eine deutliche Steigerung des Reibbeiwertes mit $\mu_s = 0,64$ für Seitenholz rechtwinklig, im Vergleich zum Aluminium. Die Mikrokerven zeigten besonders bei den Versuchen mit Hirnholz eine sehr starke Erhöhung des Reibbeiwertes mit $\mu_s = 1,29$. Im direkten Vergleich mit den gefrästen Pyramidenmuster im KPH konnte gezeigt werden, dass mit größer werdender Struktur (zunehmender Frästiefe der Pyramiden) auch größer werdende Reibbeiwerte ermittelt werden konnten. Im Mittel konnten in diesen Versuchen mit Seitenholz rechtwinklig, Werte von $\mu_s = 0,84$ (0,5 mm), $\mu_s = 0,94$ (1,0 mm), $\mu_s = 1,06$ (1,5 mm) und $\mu_s = 1,15$ (2,0 mm) bestimmt werden.

Beschichtete Oberflächen

Bei den Versuchen mit den beschichteten Prüfkörpern konnten ebenfalls höhere Reibbeiwerte ermittelt werden, mit $\mu_s = 0,68$ für Seitenholz rechtwinklig, verglichen zu Aluminium. Interessanterweise waren die Ergebnisse mit dem Quarzsand höher als mit dem Splitt. Dies bestätigt die Erkenntnis der Versuche mit den Tränenblechen, dass die Größe der Oberflächenmerkmale begrenzt werden muss, da es sonst zu einem „Abrollen“ des Nadelholzes über die Oberfläche

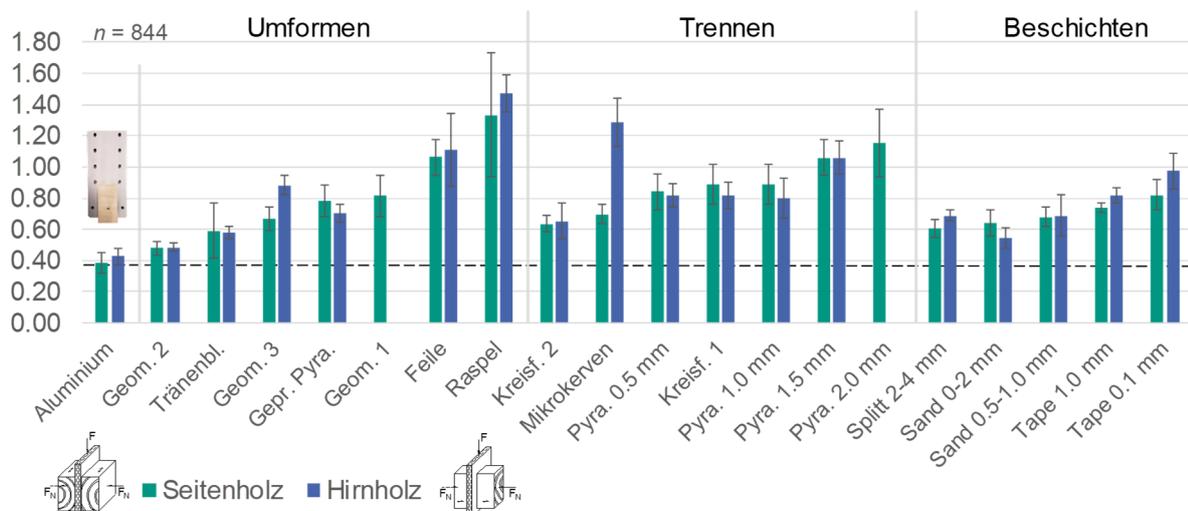


Abb. 9: Übersicht Versuchsergebnisse Reibversuche

kommt. Die Versuche zeigten zudem, dass ein hoher Aufwand bei der Herstellung der Versuchskörper nötig ist und die Oberflächenqualität mit hohen Unsicherheiten verbunden ist.

Mittelwerte und charakteristische Werte

Die charakteristischen Werte wurden in Anlehnung an DIN EN 14358 [8] und DIN EN 14545 [9] berechnet. Für das 5%-Quantil wurde ein globaler Variationskoeffizient COV_g auf Basis aller Reibversuche berechnet. Insgesamt wurden $n = 844$ Reibversuche durchgeführt und der globale Variationskoeffizient COV_g wurde mit 0,16 berechnet. Der Beiwert $k_s(n)$ berechnete sich zu 1,76. Die Ergebnisse (statischer Reibbeiwert μ_s und kinetischer Reibbeiwert μ_k) aller vorgestellten Oberflächen und die dazugehörigen charakteristischen Werte sind in **Tab. 2** angegeben.

4 Druck-Scher-Versuche mit geneigten Schrauben

Ausgehend von den Reibversuchen wurden Versuche mit Verbindern aus KPH durchgeführt. Zu Beginn wurde eine Vielzahl an verschiedenen Oberflächenbearbeitungen in Verbindungen mit geneigten Schrauben untersucht. Ziel war es, zu untersuchen, ob durch geneigte Schrauben ein ausreichend hoher Anpressdruck in der Scherfuge erzeugt werden kann, damit die zuvor ermittelten Haftreibungskoeffizienten auftreten. Anhand der Ergebnisse wurden gezielt Oberflächenbearbeitungen identifiziert, mit denen weitere Verbindungsversuche durchgeführt wurden. Zunächst wurden Verbindungen mit längeren Schrauben durchgeführt, um die Verbindung maximal auszunutzen indem die Schrauben maximal ausgenutzt wurden (Erreichen der Zugtragfähigkeit). Daraufhin wurden Gruppeneffekte wie ein Blockscherversagen untersucht, indem die Anzahl der Schrauben deutlich erhöht wurde. Die Kraftübertragung zwischen den beiden Verbinderteilen erfolgte in allen Versuchen ausschließlich über Druckkontakt. Abschließend wurden zwei erste Verbinderprototypen für Lasten bis 180 kN und ein Schwerlastprototyp für Lasten bis 500 kN getestet. Eine Übersicht über die durchgeführten Versuche ist in **Tab. 1** gegeben.

Tab. 1: Übersicht über durchgeführte Druck-Scherversuche

Reihe	Versuche n	Schrauben n	Schrauben $d \times L$ (mm)	Verbinder $B \times H \times L$ (mm)
1	3	5	5x100	15x58x110
2	5	5	5x100	25x58x110
3	5	5	6x180	25x58x110
4	5	15	6x100	25x150x110
5	3	15	6x200	25x150x110
6a	8	10	6x200	25x100x110
6b	7	12	6x200	25x100x110
7	5	20	8x300	50x140x254

4.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Der Versuchsaufbau ist in **Abb. 10** dargestellt. Die KPH-Verbinder wurden nur auf einer Seite bearbeitet und mit geneigten Schrauben an den Seiten- und Mittelholzern befestigt. Für alle Reihen wurden Vollgewindeschrauben gewählt.

Die Probekörper wurden mit einer Universalprüfmaschine belastet. Während der Versuche wurden sowohl die Maschinenkraft als auch die relative Verschiebung zwischen dem Mittel- und dem Seitenholz gemessen. Die Relativverschiebung der einzelnen Verbindungen wurde an der Vorder- und Rückseite der Probekörper gemessen. Die Versuchsdurchführung und Auswertung erfolgte in Anlehnung an DIN EN 26891 [10]. Es wurden sowohl die Höchstlast $F_{V, \text{test}}$ als auch die Steifigkeit k_s pro Verbinder ermittelt. Die Steifigkeit wurde im Bereich zwischen 10% und 40% der Höchstlast im linear-elastischen Bereich ermittelt.

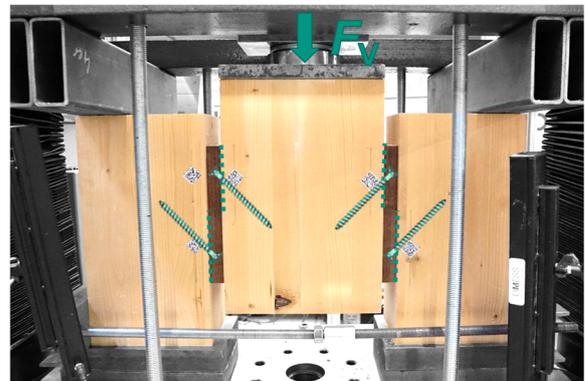


Abb. 10: Versuchsaufbau für die Druck-Scher-Versuche mit geneigt eingedrehten Schrauben

Tab. 2: Übersicht über Reibungskoeffizienten: Mittelwerte und charakteristische Werte

Oberfläche	Statischer Reibbeiwert μ_s			Kinetischer Reibbeiwert μ_k		
	Mittelwert / charakteristischer Wert			Mittelwert / charakteristischer Wert		
	SH II	SH \perp	HH	SH II	SH \perp	HH
Eloxiertes Aluminium	0,25 / 0,19 <i>n</i> = 12	0,38 / 0,28 <i>n</i> = 12	0,43 / 0,32 <i>n</i> = 12	0,24 / 0,18 <i>n</i> = 12	0,41 / 0,30 <i>n</i> = 12	0,45 / 0,34 <i>n</i> = 12
Feilenhieb	1,83 / 1,35 <i>n</i> = 8	1,06 / 0,79 <i>n</i> = 8	1,11 / 0,81 <i>n</i> = 8	0,60 / 0,46 <i>n</i> = 8	0,61 / 0,46 <i>n</i> = 8	0,86 / 0,64 <i>n</i> = 8
Raspelhieb	2,60 / 1,72 <i>n</i> = 11	1,33 / 0,84 <i>n</i> = 11	1,47 / 1,10 <i>n</i> = 8	0,69 / 0,48 <i>n</i> = 11	0,74 / 0,55 <i>n</i> = 11	1,37 / 1,03 <i>n</i> = 8
Negativ Pyramidenmuster	0,67 / 0,50 <i>n</i> = 10	0,79 / 0,59 <i>n</i> = 30	0,71 / 0,53 <i>n</i> = 21	0,50 / 0,38 <i>n</i> = 10	0,52 / 0,38 <i>n</i> = 30	0,52 / 0,39 <i>n</i> = 21
Tränenblech	0,66 / 0,47 <i>n</i> = 13	0,59 / 0,42 <i>n</i> = 13	0,58 / 0,44 <i>n</i> = 14	0,65 / 0,48 <i>n</i> = 13	0,61 / 0,45 <i>n</i> = 13	0,64 / 0,48 <i>n</i> = 14
Gestanzt Geometrie 1	-	0,82 / 0,60 <i>n</i> = 3	-	-	0,49 / 0,37 <i>n</i> = 3	-
Gestanzt Geometrie 2	0,51 / 0,38 <i>n</i> = 5	0,48 / 0,36 <i>n</i> = 5	0,49 / 0,36 <i>n</i> = 5	0,42 / 0,32 <i>n</i> = 5	0,43 / 0,33 <i>n</i> = 5	0,42 / 0,32 <i>n</i> = 5
Gestanzt Geometrie 3	0,80 / 0,59 <i>n</i> = 10	0,67 / 0,50 <i>n</i> = 10	0,88 / 0,66 <i>n</i> = 10	0,61 / 0,46 <i>n</i> = 10	0,62 / 0,46 <i>n</i> = 10	0,74 / 0,67 <i>n</i> = 10
Gefräst Kreisförmig (Stahl)	0,59 / 0,43 <i>n</i> = 12	0,64 / 0,47 <i>n</i> = 12	0,47 / 0,65 <i>n</i> = 24	0,41 / 0,31 <i>n</i> = 12	0,46 / 0,35 <i>n</i> = 12	0,51 / 0,38 <i>n</i> = 24
Mikrokerven	1,12 / 0,84 <i>n</i> = 5	0,70 / 0,52 <i>n</i> = 5	1,29 / 0,96 <i>n</i> = 5	0,69 / 0,53 <i>n</i> = 5	0,55 / 0,42 <i>n</i> = 5	0,96 / 0,72 <i>n</i> = 5
Gefräst Pyramiden 0,5 mm	0,82 / 0,62 <i>n</i> = 10	0,84 / 0,64 <i>n</i> = 40	0,82 / 0,62 <i>n</i> = 30	0,56 / 0,42 <i>n</i> = 10	0,56 / 0,42 <i>n</i> = 40	0,65 / 0,49 <i>n</i> = 30
Gefräst Pyramiden 1,0 mm	0,88 / 0,66 <i>n</i> = 20	0,89 / 0,71 <i>n</i> = 15	0,80 / 0,59 <i>n</i> = 10	0,54 / 0,41 <i>n</i> = 20	0,66 / 0,50 <i>n</i> = 15	0,66 / 0,50 <i>n</i> = 10
Gefräst Pyramiden 1,5 mm	1,03 / 0,77 <i>n</i> = 19	1,06 / 0,79 <i>n</i> = 20	1,06 / 0,79 <i>n</i> = 18	0,48 / 0,36 <i>n</i> = 19	0,56 / 0,42 <i>n</i> = 20	0,44 / 0,33 <i>n</i> = 18
Gefräst Pyramiden 2,0 mm	-	1,15 / 0,87 <i>n</i> = 12	-	-	0,83 / 0,63 <i>n</i> = 12	-
Beschichtet mit Zweikomponenten-Klebstoff und Quarzsand (0,5–1,0 mm)	0,75 / 0,56 <i>n</i> = 4	0,68 / 0,51 <i>n</i> = 3	0,69 / 0,51 <i>n</i> = 3	0,66 / 0,50 <i>n</i> = 4	0,61 / 0,46 <i>n</i> = 3	0,65 / 0,50 <i>n</i> = 3
Beschichtet mit Zweikomponenten-Klebstoff und Quarzsand (0–2 mm)	-	0,64 / 0,48 <i>n</i> = 3	0,54 / 0,40 <i>n</i> = 3	-	0,41 / 0,31 <i>n</i> = 3	0,35 / 0,27 <i>n</i> = 3
Beschichtet mit Zweikomponenten-Klebstoff und Kiessplitt (2–4 mm)	-	0,61 / 0,46 <i>n</i> = 3	0,69 / 0,52 <i>n</i> = 3	-	0,38 / 0,28 <i>n</i> = 3	0,51 / 0,39 <i>n</i> = 3
Beschichtet mit Epoxidharz-Klebeband (0,1 mm) und Quarzsand (0–2 mm)	-	0,82 / 0,61 <i>n</i> = 3	0,97 / 0,72 <i>n</i> = 3	-	0,62 / 0,47 <i>n</i> = 3	0,68 / 0,52 <i>n</i> = 3
Beschichtet mit Epoxidharz-Klebeband (1,0 mm) und Quarzsand (0–2 mm)	-	0,74 / 0,55 <i>n</i> = 3	0,82 / 0,61 <i>n</i> = 3	-	0,50 / 0,37 <i>n</i> = 3	0,61 / 0,46 <i>n</i> = 3

4.2 Ergebnisse

Die beobachteten Versagensarten in den ersten vier Versuchsreihen waren entweder ein Zugversagen einer oder mehrerer Schrauben in der Scherfuge oder ein Herausziehen der Schrauben aus den Holzbauteilen. Im Folgenden werden beispielhaft die Ergebnisse

der Versuchsreihe 1 sowie Versuchsreihe 4 vorgestellt und Unterschiede der Oberflächen herausgearbeitet. Die Ergebnisse aller Versuchsreihen für die Höchstlast $F_{V,\text{test}}$ (unabhängig von der Verformung) und der Steifigkeit k_s (im Bereich von 10–40% der Höchstlast) sind in **Tab. 3** gegeben. Die Ergebnisse

der Reihe 1 mit jew. 5 Schrauben sind in **Abb. 11** links zu sehen. Deutlich zu erkennen ist die Steigerung der Tragfähigkeit für jegliche Oberflächenbearbeitung (im Vergleich zu Versuchen mit Verbindern ohne bearbeitete Oberfläche), bis zu 43% für die beschichtete Oberfläche mit Quarzsand. Ebenfalls deutlich in **Abb. 11** zu sehen, dass hohe Tragfähigkeiten mit Oberflächen mit starker Strukturierung erreicht werden (analog zu den Reibversuchen). **Abb. 11** rechts zeigt die Ergebnisse für die Versuche der Reihe 4 mit 15 Schrauben. Auch hier kann die Tragfähigkeit im Vergleich zur Referenzverbindung bis zu 30% gesteigert werden. Auch hier führte eine stark strukturierte Oberfläche zu der hohen Tragfähigkeitssteigerung.

In **Abb. 11** sind ebenfalls die Ergebnisse der Steifigkeiten gezeigt. Hier fällt die Steigerung nicht so hoch aus, lediglich 7% für die Versuchsreihe 1 mit deutlich größerer Streuung. Die Steifigkeit nimmt zu, mit Oberflächen die eine gleichmäßige, ebene Strukturierung aufweisen. Dies lässt sich damit erklären, dass bei den Oberflächen mit starker Strukturierung, diese zunächst ins Nadelholz gedrückt wird und Verformung aufnimmt. Bei den gleichmäßigen, ebenen Oberflächen, liegt diese bereits vollflächig an und kann sich bei Belastung nicht noch weiter ins Nadelholz drücken.

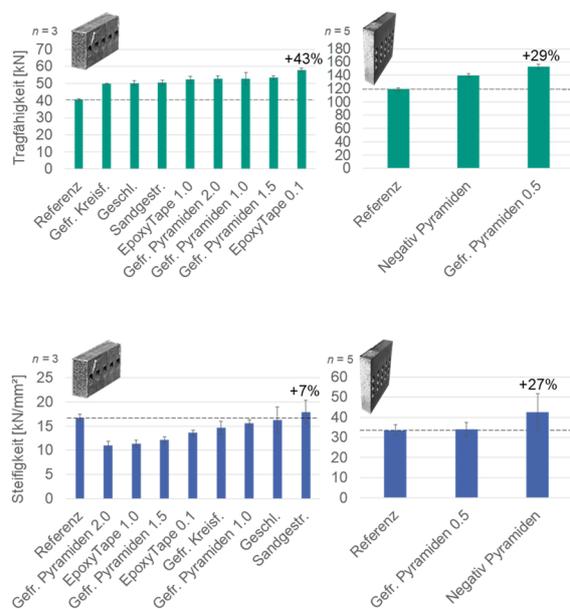


Abb. 11: Last-Verschiebungs-Diagramme für Reihe 1 (links) und Reihe 7 (rechts)

Nach den Versuchen mit 5 bzw. 15 Schrauben mit einer Länge von 100 mm, wurden Verbinder mit Schrauben mit einer Länge von 180–200 mm getestet. Hierbei konnte zum ersten Mal ein Versagen des KPH-Verbinders selbst beobachtet werden. Der Verbinder versagte aufgrund des Ausknickens der Furniere bei Erreichen der Druckfestigkeit im Nettoquerschnitt (**Abb. 12a**). Ebenfalls konnte zum ersten Mal bei Haupt-Nebenträger-Verbindern ein Querdruckversagen im Nadelholz unterhalb der Verbinderplatte beobachtet werden (**Abb. 12b**).

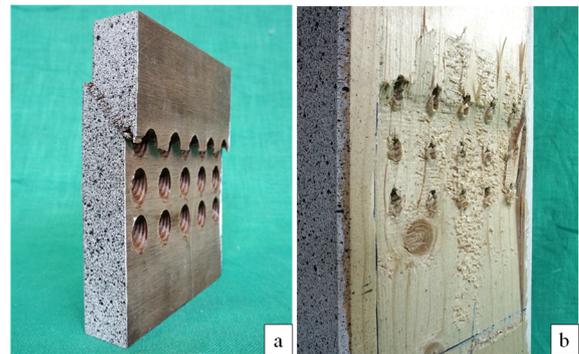


Abb. 12: a) Druckversagen eines Verbinders b) Querdruckversagen unterhalb der Verbinderplatte

Für die Reihe 6 wurde in Zusammenarbeit mit der Firma Pitzl Metallbau GmbH in Altheim ein erster Prototyp v1 für einen Verbinder aus 25 mm dickem KPH entwickelt. Der Fokus lag dabei u.a. auf einer gefrästen Oberfläche für höhere Reibung in der Scherfuge. Für die Oberflächenbearbeitung wurde das Pyramidenmuster mit 0,5 mm tiefen Pyramiden gewählt. Aufbauend auf den Ergebnissen wurde ein zweiter Prototyp v2 hergestellt. Für die Oberfläche wurde diesmal das Pyramidenmuster mit 1,0 mm tiefen Pyramiden gewählt. Bei beiden Prototypen und allen Versuchen wurden Vollgewindeschrauben Würth ASSY 4 plus 6x200 mm verwendet, welche um 45° zur Scherfuge geneigt waren. Bei den Versuchen mit dem Prototyp v1 und jew. 10 Schrauben pro Verbinderplatte wurde eine mittlere Höchstlast von $F_{V,test} = 151$ kN und eine mittlere Steifigkeit von $k_s = 25,0$ kN/mm erreicht. Der Prototyp v2 mit jew. 12 Schrauben pro Verbinderplatte kam in den Versuchen auf eine mittlere Höchstlast von $F_{V,test} = 173$ kN und eine mittlere Steifigkeit von $k_s = 33,3$ kN/mm.

In Reihe 7 wurde ein Prototyp für einen Schwerlastverbinder für Traglasten bis zu 500 kN hergestellt und geprüft. Die Verbinderteile wurden aus 50 mm dickem, kreuzweise geschichtetem KPH gefräst. In die Oberfläche wurde das Pyramidenmuster mit 1,0 mm tiefen Pyramiden gefräst. Die Vollgewindeschrauben waren Würth ASSY 4 plus 8x300 mm, ebenfalls um 45° gegenüber der Scherfuge geneigt. Insgesamt waren 20 Schrauben pro Verbinderteile in fünf Reihen angeordnet. Beim ersten Versuch konnte die Schätzlast nicht erreicht werden, da die beiden Seitenhölzer unterhalb der Verbinderteile auf Querdruck versagten. Daraufhin wurden die Prüfkörper mit Vollgewindeschrauben 8x160 mm rechtwinklig zur Faser verstärkt. Bei den folgenden Versuchen kam es zweimal zu einem Druckversagen der Verbinderteile aus KPH sowie einmal zum Erreichen der Zugtragfähigkeit der Schrauben. Die mittlere Höchstlast betrug $F_{V, \text{test}, \text{BSH}} = 496 \text{ kN}$ pro Verbinder und die dazugehörige Steifigkeit $k_{s, \text{BSH}} = 81 \text{ kN/mm}$. Ein letzter Prüfkörper wurde aus 5-lagigem Brettsperrholz hergestellt. Im Versuch konnte nur eine geringfügig höhere Höchstlast erreicht werden mit $F_{V, \text{test}, \text{BSP}} = 503 \text{ kN}$. Die Steifigkeit der Verbindung konnte jedoch um fast 30% auf $k_{s, \text{BSP}} = 105 \text{ kN/mm}$ gesteigert werden. Bei den Versuchen wurden große Verformungen beobachtet. Nach dem Auftrennen der Versuchskörper war eine plastische Verformung der Schrägschrauben gut sichtbar, siehe **Abb. 13**. Dies erklärt u.a. die Abweichung der Schätzlast nach Modell von der tatsächlichen Höchstlast.



Abb. 13: Plastische Verformung der Schrauben 8x300 mm

Tab. 3: Höchstlasten aus Versuchen und dazugehörige Steifigkeiten (jew. Mittelwerte mit COV in %)

Reihe	Oberfläche	$F_{V, \text{test}}$ [kN]	k_s [kN/mm]
1	KPH unbehandelt	40,5 (2%)	16,7 (5%)
	Geschliffen	50,3 (3%)	16,3 (18%)
	EpoxyTape 0,1mm	57,8 (2%)	13,6 (5%)
	EpoxyTape 1,0mm	52,3 (4%)	11,4 (6%)
	Pyramiden 1,0 mm	52,9 (8%)	15,6 (5%)
	Pyramiden 1,5 mm	53,4 (2%)	12,2 (6%)
	Pyramiden 2,0 mm	52,8 (4%)	11,0 (9%)
	Kreisf. Muster	49,9 (0%)	14,7 (10%)
2	Pyramiden 1,0 mm	49,1 (8%)	14,1 (18%)
	Pyramiden 1,5 mm	47,8 (2%)	15,0 (21%)
3	Pyramiden 0,5 mm	84,5 (6%)	17,8 (7%)
	Kreisf. Muster	80,0 (3%)	17,7 (10%)
4	KPH unbehandelt	119 (2%)	33,5 (8%)
	Pyramiden 0,5 mm	153 (3%)	34,0 (10%)
	Geprägtes Muster	140 (2%)	42,6 (21%)
5	Geprägtes Muster	185 (6%)	37,4 (10%)
6a	Pyramiden 0,5 mm	151 (3%)	25,0 (16%)
6b	Pyramiden 1,0 mm	173 (5%)	33,3 (7%)
7	Pyramiden 1,0 mm	496 (1%)	81,0 (5%)

5 Rechenmodell und Vergleich mit Versuchsergebnissen

In [5] wurde ein Modell zu Berechnung der Tragfähigkeit in Einschubrichtung $F_{V, \text{exp}}$ einer Verbindung mit, um den Winkel 45° geneigten Schrauben vorgestellt, siehe Gleichung (2). Eingangswerte bei dem Modell waren u.a. das Minimum aus der Herausziehtragfähigkeit und der Zugtragfähigkeit der Schrauben sowie der maximale Reibbeiwert in der Scherfuge. Auf Grundlage der Ergebnisse der Verbindungsversuche, muss bei der Bemessung von Verbindungen mit geneigten Schrauben und erhöhter Reibung in der Scherfuge auch die Querdrucktragfähigkeit unterhalb der Verbinderteile überprüft werden. Aufgrund der großen Anzahl an Schrauben auf kleiner Fläche, entstanden lokal unter den Verbinderteile sehr große Spannungen rechtwinklig zur Faser. Ebenfalls muss die Tragfähigkeit der Verbinderteile selbst berücksichtigt werden, um ein Versagen im Nettoquerschnitt zu vermeiden. Somit ergibt sich die Gesamttragfähigkeit der Verbindung mit geneigten Schrauben aus dem Minimum aus Gleichung (2). Die

ersten beiden Zeilen berücksichtigen zum einen die Herausziehtragfähigkeit und zum anderen die Zugtragfähigkeit der verwendeten Schrauben. Zeile drei berücksichtigt das Versagen des Hauptträgers auf Querdruck und Zeile vier berücksichtigt das Versagen des Verbinders auf Längsdruck.

$$F_V = \min \begin{cases} n_{ef} \cdot F_{ax} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \\ n_{ef} \cdot F_{tens} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \\ A_{c,90,HT} \cdot f_{c,90,HT} \cdot k_{c,90,HT} \cdot \left(\mu + \frac{1}{\tan \alpha} \right) \\ A_{netto,Verbinder} \cdot f_{c,0,Verbinder} \end{cases} \quad (2)$$

mit	n_{ef}	Effektive Anzahl Verbindungsmittel
	F_{ax}	Herausziehtragfähigkeit der Schraube
	F_{tens}	Zugtragfähigkeit der Schraube
	μ	Reibbeiwert
	α	Einschraubwinkel der Schrauben
	$A_{c,90,HT}$	Querdruckbeanspruchte Fläche am HT
	$f_{c,90,HT}$	Querdruckfestigkeit HT
	$k_{c,90,HT}$	Querdruckbeiwert
	A_{netto}	Nettoquerschnittsfläche Verbinder
	$f_{c,0}$	Längsdruckfestigkeit Verbinder

Tab. 4 zeigt die analytischen Tragfähigkeiten nach Gleichung (2). Zum Vergleich wurde das Verhältnis des analytischen (erwarteten) Wertes, $F_{V,exp}$, zur Höchstlast aus den Versuchen, $F_{V,test}$, berechnet. Der Vergleich ergab einen kleinsten Verhältniswert von 0,75 und einen mittleren Verhältniswert von 1,10. Die mittleren Verhältnisse bestätigen eine gute Übereinstimmung des analytischen Modells mit den experimentellen Werten für die Versuche, auch für deutlich höhere Reibungskoeffizienten.

Nun stellt sich die Frage, welcher Reibbeiwert für die Berechnung der Schätzlasten verwendet werden soll? Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigte, dass die Verformungen bei Erreichen der Höchstlast der Verbindungen deutlich höher waren, als die Verformungen bei denen die maximalen Reibungskoeffizienten ausgewertet wurden. Dieser Unterschied führte zu der Annahme, dass der statische Reibungskoeffizient möglicherweise nicht für das analytische Modell geeignet ist. Daraufhin wurden die Tragfähigkeiten nach Gleichung (2) mit dem kinetischen Reibungskoeffizienten neu berechnet. Hier jedoch zeigte die Auswertung der Ergebnisse, dass die

Tab. 4: Vergleich Versuchslasten $F_{V,test}$ mit berechneten Schätzlasten $F_{V,exp}$

Reihe	Oberfläche	Schraubentyp und Anzahl		$F_{V,exp}$	$F_{V,test} / F_{V,exp}$
1	Unbehandeltes KPH	5x100	5	33,0	1,23
	Pyramiden 1,0 mm	5x100	5	48,6	1,09
	Pyramiden 1,5 mm	5x100	5	52,8	1,01
	Pyramiden 2,0 mm	5x100	5	54,3	0,97
	Kreisförmiges Muster	5x100	5	40,8	1,22
	Geschliffen	5x100	5	42,5	1,18
	Gestrahlt	5x100	5	40,9	1,24
	EpoxyTape 0,1 mm	5x100	5	48,9	1,18
	EpoxyTape 1,0 mm	5x100	5	48,0	1,09
2	Pyramiden 1,0 mm (verschoben)	5x100	5	50,0	0,97
	Pyramiden 1,5 mm (verschoben)	5x100	5	54,1	0,84
3	Kreisförmiges Muster	6x180	5	80,4	0,99
	Pyramiden 0,5 mm	6x180	5	82,2	1,03
4	Glatt	6x100	15	87,8	1,36
	Pyramiden 0,5 mm	6x100	15	119	1,18
	Geprägtes Muster	6x100	15	132	1,16
5	Geprägtes Muster	6x200	15	191	0,97
6	Pyramiden 0,5 mm (v1)	6x200	10	164	0,91

Höchstlast in den Versuchen deutlich vor einer Verformung von 15 mm erreicht wurde und somit deutlich vor Erreichen des kinetischen Reibbeiwertes in den Reibungsversuchen. Es liegt daher nahe, einen Mittelwert aus statischem und kinetischem Reibbeiwert für die Berechnung zu verwenden. Um den Einfluss des Reibbeiwertes zu verdeutlichen sind in **Abb. 14** (oben) die Höchstlasten auf der Ordinate und die Schätzlasten auf der Abszisse aufgetragen. Bei Verwendung des statischen Reibungskoeffizienten für das analytische Modell (grüne Punkte in **Abb. 14**) liegt der niedrigste Wert bei 0,75 und das durchschnittliche Verhältnis bei 1,10. Bei der Verwendung des dynamischen Reibungskoeffizienten für das Modell (blaue Punkte in **Abb. 14**) liegt der niedrigste Wert bei 0,92 und der durchschnittliche Wert bei 1,28. Bei Verwendung des Mittelwerts aus statischem und kinetischem Reibungskoeffizienten (graue Punkte in **Abb. 14**) beträgt der niedrigste Wert 0,85 und der durchschnittliche Wert 1,18. Die Auswertung des Bestimmtheitsmaßes R^2 zeigt die geringste Übereinstimmung des Modells mit den Versuchsergebnissen bei der Verwendung des kinetischen Reibbeiwertes und kaum Unterschied bei der Verwendung des statischen oder des mittleren Reibbeiwertes (Mittelwert aus μ_s und μ_k).

Werden die Schätzlasten auf charakteristischem Niveau berechnet und wird wieder unterschieden zwischen statischem und kinetischem Reibbeiwert, ergibt sich eine Verteilung nach **Abb. 14** (unten). In Grün die Ergebnisse mit statischem Reibbeiwert, in Blau die Ergebnisse mit kinetischem Reibbeiwert. Hier wurde unterschieden zwischen dem 5%-Quantil des Reibbeiwertes und dem Mittelwert des Reibbeiwertes (einer Versuchsreihe). Die Ergebnisse zeigen (Auswertung des Bestimmtheitsmaßes R^2), dass mit dem statischen Reibbeiwert eine deutlich bessere Übereinstimmung zwischen Modell und Versuchen vorliegt. Des Weiteren zeigt sich, dass es kaum einen Unterschied macht, ob der Mittelwert oder der charakteristische Wert des Reibbeiwertes einer bestimmten Oberfläche für die Berechnung der Schätzlast verwendet wird.

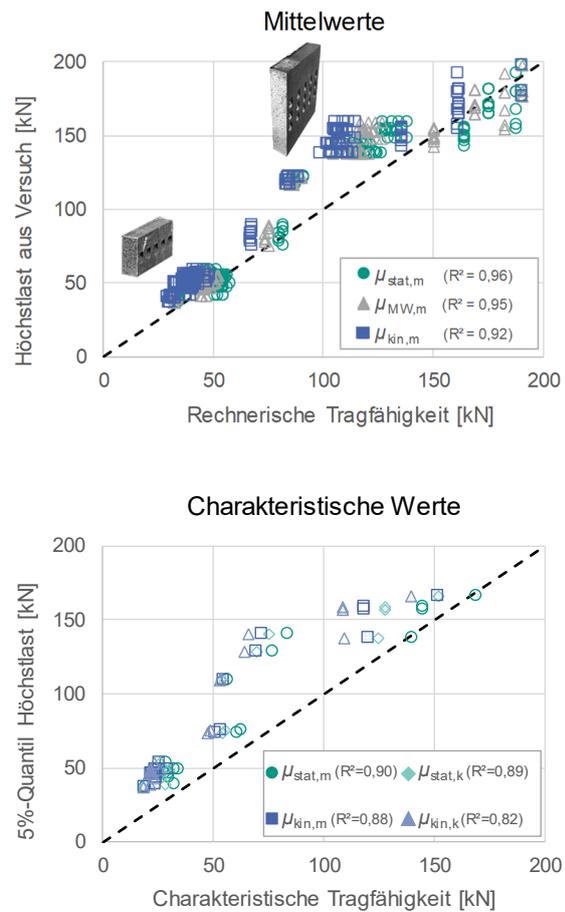


Abb. 14: Vergleich des Rechenmodells mit den Versuchsergebnissen

6 Langzeit-Verhalten

Die Erhöhung der Tragfähigkeit von Verbindungen mit bearbeiteten Oberflächen beruht auf einer erhöhten Reibung in der Scherfuge aufgrund der Oberflächenbearbeitung. Daher ist es wichtig, dass während der gesamten Lebensdauer der Verbindung ein ausreichender Anpressdruck in der Scherfuge vorhanden ist. Hier stellt sich die Frage, ob der Anpressdruck auch nach längerer Zeit noch vorhanden ist und somit die Reibung noch aktiviert wird. Dieses Verhalten sollte der Fall sein, da die Schrauben unter einem Winkel zur Faser eingedreht werden. Dieser Winkel sorgt dafür, dass die Schrauben immer auf Zug beansprucht werden und somit eine Druckkraft rechtwinklig zur Scherfuge entsteht (siehe **Abb. 2**). Was passiert jedoch, wenn das Holz unter klimatischen Bedingungen schwindet und quillt? Diese Frage wurde durch Langzeitversuche untersucht. Die Verbindungen wurden verschiedenen klimatischen

Bedingungen (NKL 1 und 2) bei konstanter Belastung ausgesetzt. Nach einer Auslagerungsdauer von über einem Jahr wurden die Versuchskörper entlastet und die Resttragfähigkeit und -steifigkeit ermittelt.

NKL 1 bezeichnet beheizte Innenräume mit einer durchschnittlichen Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchtigkeit, die nur während einiger Wochen im Jahr 65% übersteigt. Diese Bedingung führt zu einer durchschnittlichen Holzfeuchte von <12%. NKL 2 bezeichnet überdachte, aber offene Konstruktionen mit einer relativen Luftfeuchtigkeit, die nur während einiger Wochen im Jahr 85% übersteigt. Diese Bedingung führt zu einer durchschnittlichen Holzfeuchte von <20 %.

6.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Probekörper wurden ähnlich wie bei den Kurzzeitversuchen hergestellt und sind in **Abb. 15** zu sehen. Als Verbinder wurden die zuvor vorgestellten Prototypen v1 und v2 verwendet. Die Verbinderplatten wurden mit um 45° geneigten Schrauben (Würth ASSY 4 plus 6x200 mm) an den Seiten- und Mittelhölzern aus GL 24h befestigt. Das Brettschichtholz wurde vor den Versuchen bei einem Normalklima von 20°C und 65% r.F. gelagert. Die Seitenhölzer waren deutlich länger als bei den Kurzzeitversuchen, so dass sich an jedem Seitenholz zwei Verbinderplatten befanden, eine oben und eine unten. Insgesamt wurden mit jedem Probekörper vier Verbindungen geprüft. Ausgelagert wurden jew. zwei Versuchskörper in NKL 1 bzw. NKL 2. Ein Probekörper in jeder Nutzungsklasse enthielt ausschließlich vier Verbinder v2, und der andere Probekörper in jeder Nutzungsklasse enthielt zwei Verbinder v2 oben und zwei Verbinder v1 unten.

Die Belastung wurde über große Druckfedern und Gewindestangen aufgebracht. Die beiden Mittelhölzer wurden gleichzeitig und möglichst gleichmäßig mit Federn über Stahlhohlprofile und große Unterscheiben belastet. Auf diese Weise konnten zwei Druck-Scherversuche mit vier Verbindern in einem Versuchsaufbau geprüft werden. Die Druckfedern hatten jeweils eine Federkraft von 50 kN. Die konstante Dauerlast wurde mit ca. 30% der in den Kurzzeitversuchen ermittelten Höchstlasten gewählt (50 kN entspricht 33% für Verbinder v2 und 28% für

Verbinder v1). Die Last von 50 kN pro Verbinder entspricht einem charakteristischen Lastniveau der Verbinder von 37% für Verbinder v2 und 33% für Verbinder v1. Das Belastungsniveau wurde auf etwa 30% begrenzt, da Druckfedern nur mit einer Federkraft von maximal 50 kN zur Verfügung standen.

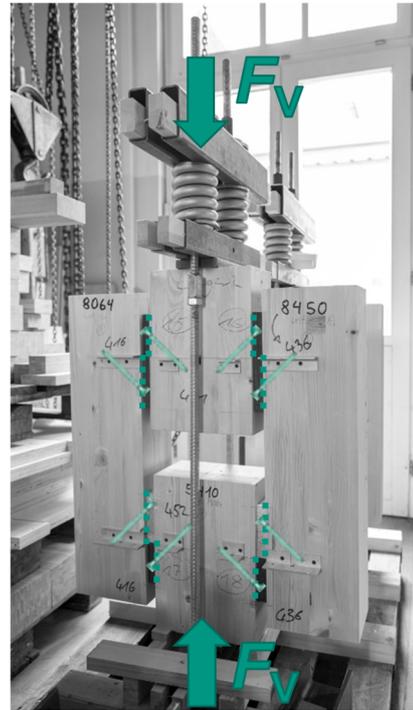


Abb. 15: Versuchsaufbau Langzeit-Versuche

Die Probekörper wurden mit einer Universalprüfmaschine bis zu 100 kN belastet (d. h. 50 kN in jeder Feder), woraufhin die Muttern der Gewindestangen angezogen wurden um die Federn bei 50 kN komprimiert zu lassen. Die Prüfkörper wurden nach ca. 330 Tagen ins Labor zurückgebracht, um die Belastung der Federn zu überprüfen und sie gegebenenfalls neu zu belasten. Die aufgezeichneten Belastungen lagen zwischen 90 und 95% der Zielbelastung. Mit einer Universalprüfmaschine wurde jeder Versuchskörper wieder auf 100 kN belastet. Nach ca. 570 Tagen wurden die Proben entlastet, wiederum mit einer Universalprüfmaschine. Die Federkräfte betragen nicht weniger als 93% der Ziellast. Nach der Entlastung und dem Ausbau der Federn wurden die Probekörper an ihren Lagerort zurückgebracht, um sich in ihrer jeweiligen klimatischen Umgebung zu erholen.

6.2 Ergebnisse

Die Versuchskörper wurden nach 566 Tagen entlastet und konnten sich 30 Tage lang in der jew. NKL erholen. Diese Erholungsphase war hauptsächlich auf logistische Gründe im Labor zurückzuführen. Die bleibenden Verformungen betragen zwischen 2,0 und 2,5 mm für den Verbinder v1 und etwa 1,5 mm für den Verbinder v2. Unmittelbar vor den Versuchen wurden die Versuchskörper getrennt, um die identischen Druck-Scherversuchskörper wie für die Kurzzeitversuche zu erhalten. Die Versuche zur Bestimmung der Resttragfähigkeit wurden analog zu **Abschnitt 4** und DIN EN 26891 mit Entlastungsschleife durchgeführt.

Die tatsächliche Holzfeuchte der Probekörper wurde während der Auslagerung nicht gemessen. Nach den Versuchen wurde die Holzfeuchte und die Rohdichte bestimmt. Die ermittelte Holzfeuchte der Versuchskörper in NKL 1 betrug im Durchschnitt 10,9%, während die Holzfeuchte der Versuchskörper in NKL 2 im Durchschnitt 15,4% betrug.

Tragfähigkeit

Die Verbindungen mit Verbinder v2 erreichten in NKL 1 eine mittlere Höchstlast von $F_{\max} = 145$ kN und in NKL 2 eine mittlere Höchstlast von 154 kN, was 84% bzw. 89% der mittleren Höchstlast der Kurzzeitversuche entspricht. In **Abb. 16** (oben) sind sowohl die Ergebnisse der Kurzzeit- als auch der Langzeitversuche dargestellt. Die Abnahme der Tragfähigkeit gegenüber der Kurzzeitversuche lässt sich zum einen mit veränderten bzw. verringerten Holzeigenschaften aufgrund der klimatischen Bedingungen erklären. Zum anderen kam es zu Schwinden im Holz im Bereich der Scherfuge und es mussten erst wieder größere Verformungen aufgebracht werden, bis die Oberflächenstruktur sich komplett im Nadelholz verzahnte. Dass es zu keinem Verlust der Reibung kam, zeigen die Ergebnisse in NKL 2 und die geringere Abnahme der Tragfähigkeit. Hier kam es aufgrund von Quellen des Holzes zu einer stärkeren Verzahnung der Oberflächen und somit auch zu einem größeren Anteil aus Reibung.

Steifigkeit

Die mittlere Steifigkeit der Verbinder v2 in NKL 1 betrug $K_s = 28,2$ kN/mm und lag somit um 7% höher als die Steifigkeit der Kurzzeitversuche. Die Steifigkeit der Verbinder in NKL 2 lag mit 36,4 kN/mm sogar 9% über den Kurzzeitversuchen. In **Abb. 16** (unten) sind sowohl die Ergebnisse der Kurzzeit- als auch der Langzeitversuche dargestellt. Die Zunahme der Steifigkeit in NKL 1 bestätigt die Annahme, dass es zu keinem Verlust der Reibung kam. Aufgrund der konstanten Dauerlast wurde die Oberflächenstruktur während des Versuchszeitraums vollständig in das Nadelholz gepresst und es kam zu keinen weiteren Eindrückungen der Verbinderplatten (was wiederum die Annahme bestätigt, dass eine gleichmäßige Oberflächenstruktur von Vorteil ist, welche sich bei Belastung nicht noch ins Nadelholz eindrückt) bis zu einem Erreichen von mindestens dem Lastniveau der Dauerstandsversuche. Dies wird bestätigt mit den Versuchen in NKL 2, bei denen es aufgrund von Quellen des Holzes zu einer stärkeren Verzahnung der Oberflächen und somit auch höheren Steifigkeit kam.

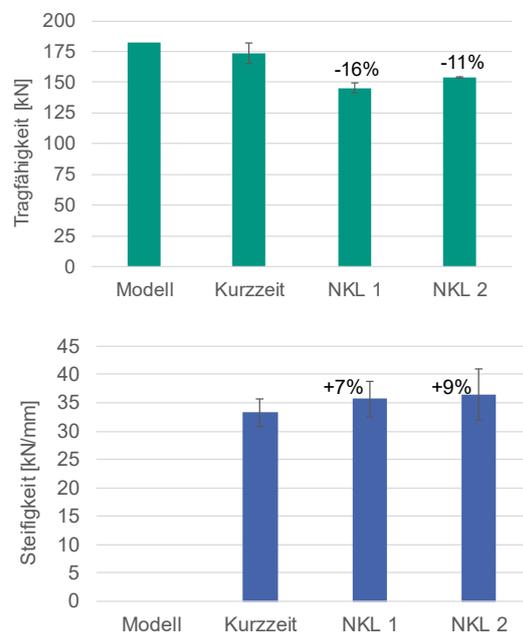


Abb. 16: Ergebnisse Resttragfähigkeit

7 Fazit

Oberflächenbearbeitung

Insgesamt wurden acht verschiedene Herstellungsverfahren für verschiedene Oberflächen untersucht. Es zeigte sich, dass zum einen, einfache Herstellungsverfahren zu großen Streuungen in der Oberflächenqualität führen, und zum anderen, dass Beschichtungen mit hohem Aufwand aber dennoch sehr unterschiedlichen Ergebnissen der Oberflächenqualität verbunden sind. Herstellungsverfahren wie Fräsen oder Prägen sind daher zu empfehlen. Die Verfahren sind zwar komplexer und aufwendiger, aber es kann eine gleichbleibend hohe Qualität der Oberfläche garantiert werden.

Reibversuche

Es wurden insgesamt 26 verschiedene Oberflächen untersucht. Alle untersuchten Oberflächenbearbeitungen führten zu teilweise deutlich höheren Reibbeiwerten. Die wichtigsten Erkenntnisse sind, dass starke Strukturierungen nicht zwingend notwendig sind um einen hohen Reibbeiwert zu erzielen. Vielmehr ist die Gleichmäßigkeit einer Oberfläche von höherer Bedeutung.

Verbindungsversuche

Mit den untersuchten Oberflächen und in Verbindung mit geneigten Vollgewindeschrauben konnte sowohl die Tragfähigkeit um bis zu 43% und die Steifigkeit um bis zu 27% gesteigert werden. Die Ergebnisse zeigten, dass Oberflächen mit starker Strukturierung eine gute Verzahnung im Nadelholz mit sich bringen und somit die Tragfähigkeit steigern. Hingegen Oberflächen mit flacher, gleichmäßiger Strukturierung von Beginn an einen gleichmäßigen Kontakt in der Scherfuge haben und somit die Steifigkeit steigern.

Modellierung

Das vorgestellte analytische Rechenmodell bildet Mittelwerte der Tragfähigkeit gut ab. Unter Verwendung des statischen Reibbeiwertes wird die Tragfähigkeit tendenziell überschätzt, unter Verwendung des kinetischen Reibbeiwertes tendenziell unterschätzt. Auch die charakteristische Tragfähigkeit lässt sich mit dem Rechenmodell gut abbilden. Hier eignet sich der Mittelwert des statischen Reibbeiwertes für die Bemessung. Wird das 5%-Quantil des statischen

Reibbeiwertes verwendet, liegen die Ergebnisse alle auf der sicheren Seite.

Dauerstandsversuche

Die Auslagerung der Versuchskörper in zwei unterschiedliche Nutzungsklassen 1 und 2 zeigte, dass die klimatischen Bedingungen vor allem einen Einfluss auf die mechanischen Holzeigenschaften haben und weniger auf den Reibbeiwert. Für beide Nutzungsklassen konnte gezeigt werden, dass auch nach längerer Belastung Reibung aktiviert werden kann.

8 Literaturverzeichnis

- [1] Lagebericht Holzbau. Berlin: Holzbau Deutschland – Bund Deutscher Zimmermeister im Zentralverband des Deutschen Baugewerbes e.V.; 2024.
- [2] Brancheninfo Bau. Berlin: Hauptverband der Deutschen Bauindustrie e.V.; 2024.
- [3] Bejtka I, Blaß HJ. Joints with Inclined Screws. Paper 35-7-4. In: Proceedings of CIB W18 - Meeting 35. Kyoto, Japan; 2002.
- [4] DIN EN 1995-1-1:2012-10. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.
- [5] Aurand S, Blaß HJ. Verbinder aus Kunstharzpressholz mit erhöhter Reibung in der Scherfuge. Band 38. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing; 2023.
- [6] DIN 8580:2022-12. Fertigungsverfahren – Begriffe, Einteilung.
- [7] Schmidt T. Kontaktverbindungen für aussteifende Scheiben aus Brettspertholz. Band 33. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing; 2018.
- [8] DIN EN 14358:2016-11. Holzbauwerke – Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte.
- [9] DIN EN 14545:2009-02. Holzbauwerke – Nicht stiftförmige Verbindungselemente – Anforderungen.
- [10] DIN EN 26891:1991-07. Holzbauwerke; Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln; Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und der Verformungsverhalten (ISO 6891:1983).

Autor

Simon Aurand

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

Kontakt:
simon.aurand@kit.edu

Untersuchung der Ursachen von Lageimperfektionen selbstbohrender Schrauben und Identifikation von Methoden zu deren Minimierung

Eva Baldauf

Zusammenfassung

Unerwünschte Berührungen und Kollisionen zwischen benachbarten Schrauben sind technische Probleme mit entsprechender Sicherheitsrelevanz. Sie werden durch Lageimperfektionen verursacht, die sowohl systematisch als auch zufällig beim Einschrauben entstehen. Um Ursachen von solchen Lageimperfektionen zu untersuchen, wurden fast 1200 Einschraubversuche in BSH, BSP und FSH durchgeführt. Für variierende Untersuchungsparameter wurde die Abweichung zwischen dem geplanten und dem tatsächlichen Austrittspunkt der Schrauben ermittelt. Die Ergebnisse belegen, dass der Winkel α zwischen Schraubenachse und Faserrichtung des Holzes, die Schlankheit sowie die Spitzenausführung einer Schraube und der Einschraubwinkel die Ausprägung von Lageimperfektionen signifikant beeinflussen. Ferner wurden Methoden zur Minimierung von Lageimperfektionen in fast 600 Einschraubversuchen untersucht. Präzise hergestellte Pilotbohrungen erwiesen sich dabei als wirksames Mittel zur Reduzierung von Lageimperfektionen.

Stichworte Selbstbohrende Holzschrauben, Lageimperfektionen, Mindestabstände, Führungsbohrungen

1 Einleitung

Selbstbohrende Schrauben werden im Ingenieurholzbau vielfältig angewendet. Haupteinsatzgebiete sind das Verbinden und Verstärken von Bauteilen. Als Verbindungsmittel werden sie z. B. bei Haupt-Nebenträger-, biegesteifen Anschlüssen und in der Brettsperrholz-Massivbauweise eingesetzt. In Bauteilen mit Schub-, Quertzug- oder Querdrukbeanspruchung wirken sie als Verstärkungselement.

Selbstbohrende Holzschrauben werden den konstruktionsbedingten Genauigkeitsanforderungen entsprechend mit oder ohne Einschraub- und Setzhilfen eingebracht. Bei korrekter Anwendung stellen diese Hilfen zunächst einen weitgehend planmäßigen Einschraubwinkel β zwischen der Schraubenachse und der Bauteiloberfläche sicher. Diesem vorgegebenen Einschraubwinkel folgend dringt die Schraube selbstbohrend mit jeder weiteren Umdrehung ins Holz ein und bahnt sich ihren Einschraubkanal. Dieser fluchtet zunächst mit dem vorgegebenen Einschraubwinkel. Mit zunehmender Einschraublänge wird es hingegen immer wahrscheinlicher, dass die Schraube vom planmäßigen Schraubkanal abweicht und sich danach Lageimperfectionen einstellen. Insbesondere schlanke lange Schrauben sind aufgrund ihrer Flexibilität davon betroffen.

Die Mindestabstände von selbstbohrenden Schrauben untereinander sowie zu den Bauteilrändern sind in der Regel als Vielfaches des Nenndurchmessers festgelegt, nicht aber auch in Abhängigkeit von der Einschraublänge. Insofern führen die zunehmenden Einschraubängen dazu, dass die damit einhergehenden Lageimperfectionen nicht ausreichend durch festgelegte Schraubenabstände kompensiert werden.

Wenn Lageimperfectionen von Schrauben die Mindestabstände überschreiten, treten Schrauben u. U. unkontrolliert aus dem Bauteil aus [1, 2]. Innerhalb gekreuzter Schraubenanordnungen können Schrauben sich auch gegenseitig berühren, wodurch das Gewinde und der Korrosionsschutz Schaden nehmen [3, 4]. Bei Schraubenkollisionen besteht sogar die Gefahr des Erreichens des Bruchdrehmoments bzw. Abbrechens [5]. Solche Effekte beeinflussen die mechanische Wirksamkeit einer Schraubverbindung

und setzen die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit herab [6].

In [2] wird berichtet, dass in Brettschichtholz eingebrachte Holzschrauben bis zu etwa 10 % der Einschraublänge von ihrem vorgesehenen Schraubkanal abweichen. Diese prozentuale Abweichung beruht auf nicht weiter spezifizierten Einschraubversuchen mit bis zu 500 mm Einschraublänge. Vorausgehende Untersuchungen zu Lageimperfectionen in [7] ergaben, dass in BSH selbstbohrend eingebrachte Holzschrauben zwischen 8 und 12 % der Einschraublänge abweichen können. Mit den Ergebnissen sind zwei verschiedene Einschraubgeometrien, zwei unterschiedliche Schraubenspitzen und Einschraubängen bis 340 mm für Schrauben mit einem Nenndurchmesser von 8 mm abgedeckt.

Die Ursachen von Lageimperfectionen sind vielfältig. Entscheidend für die räumliche Orientierung und Ausprägung von Lageimperfectionen sind der anatomische Aufbau des Holzes, die Gestalt und Abmessungen von Schrauben, der Winkel α zwischen Faserrichtung und Schraubenachse sowie der Einschraubwinkel β zwischen Bauteiloberfläche und Schraubenachse. Bislang fehlte jedoch eine systematische Ursachenerforschung, in der auch unterschiedliche Holzwerkstoffe, lange schlanke Schrauben und ungewollte Abweichungen vom planmäßigen Einschraubwinkel β berücksichtigt werden. Anknüpfend an die Ergebnisse aus [7] werden in einem Forschungsprojekt [8, 9, 10, 11] unter Beteiligung der Industrie und des Handwerks die Ursachen von Lageimperfectionen und Schädigungsmechanismen infolge gegenseitiger Berührung oder Kollision untersucht. Auf Grundlage der Ergebnisse werden Modelle zur Beschreibung von Lageimperfectionen entwickelt sowie handwerkliche und technische Lösungen zur Vermeidung von berührungs- und kollisionsbedingten Problemen an Verschraubungen formuliert.

Der Fokus dieses Referats liegt auf den Ursachen von Lageimperfectionen und praktischen Methoden ihrer Minimierung. Grundlage des Referats sind neue Resultate, die die Verfasserin der Fachöffentlichkeit in ähnlicher Form bereits zugänglich gemacht hat [12].

2 Ursachen von Lageimperfektionen

2.1 Material

Die Einschraubversuche zur Untersuchung der Ursachen von Lageimperfektionen wurden in Brett-schichtholz (BSH), Brettsperrholz (BSP) und Furnierschichtholz (FSH) aus Nadelholz durchgeführt. Die physikalischen Eigenschaften der Prüfkörper sind in **Tab. 1** zusammengestellt.

Tab. 1: Mittlere Rohdichte und Holzfeuchte der Prüfkörper.

Werkstoff	N	Rohdichte		Holzfeuchte	
		ρ_{mean} [kg/m ³]	COV [%]	u_{mean} [%]	COV [%]
BSH (GL24 und GL30)	135	441	5,92	13,6 ¹⁾	10,6
BSP (C24)	16	450	2,45	12,4 ¹⁾	4,95
FSH (LVL S)	2	556	1,09	5,70 ²⁾	9,93

¹⁾ Elektronische Widerstandsmessung mit Gann-Hydromette

²⁾ Darmmethode

In den Einschraubversuchen wurden vier Schraubentypen verwendet: Teilgewindeschraube ohne Bohrspitze (Typ A und B), Vollgewindeschraube mit Bohrspitze (Typ C) und Teilgewindeschraube mit Zentrierbohrspitze (Typ D). In die Untersuchung gingen Nenndurchmesser d der Schrauben von 6, 8 und 10 mm und Einschraublängen ℓ_{ef} zwischen 60 und 650 mm ein. Die Schlankheit der Schrauben λ (Einschraublänge ℓ_{ef} durch Nenndurchmesser d) lag zwischen 10 und 65. **Tab. 2** gibt eine Übersicht der Schrauben und deren Kenngrößen.

2.2 Methode

Zur Ursachenerforschung von Lageimperfektionen wurden etwa 1170 Schrauben eingedreht. Die Einschraubversuche wurden gemäß der in [7] beschriebenen Methodik durchgeführt. Schrauben mit einer Einschraublänge von bis zu 420 mm wurden mithilfe eines handgeführten Akkuschaubers eingedreht. Bei größeren Einschraublängen erfolgte das Ansetzen der Schrauben mit einem Akkuschauber und das weitere Eindrehen mit einer leistungsfähigen drehzahlreduzierten Bohrmaschine. Alle Schrauben wurden ohne Vor- oder Pilotbohrung in die Prüfkörper

eingebraucht. Zu Beginn des Eindrehens gewährleisteten Schraubenführungen die Einhaltung des planmäßigen Einschraubwinkels β .

Tab. 2: Gestalt und Kenngrößen der Schraubentypen.

Typ	Gewinde	Schrauben- spitze	d [mm]	ℓ_{ef} [mm]	λ [-]
A	Teil-G.		6	60, 160, 240	10, 27, 40
			8	80, 214, 320	10, 27, 40
B	Teil-G.		6	60, 160, 240	10, 27, 40
			8	80, 214, 320, 420	10, 27, 40, 53
			10	400	40
C	Voll-G.		6	160, 240	27, 40
			8	214, 320, 420, 520	27, 40, 53
			10	650	65
D	Teil-G.		6	160	27
			8	214, 320, 420	27, 40, 53

Die Schrauben wurden vollständig durch die Prüfkörper gedreht, sodass deren Spitzen auf der Unterseite des Prüfkörpers austraten. Die Abweichung zwischen dem planmäßigen und dem tatsächlichen Schraubenaustritt wurde mithilfe der Koordinaten $\Delta 1$ und $\Delta 2$ auf der Austrittsseite gemessen, s. **Abb. 1**, rechts. Für die absolute Abweichung r gilt Gleichung (1).

$$r = \sqrt{\Delta 1^2 + \Delta 2^2} \quad (1)$$

Die Einschraubversuche gliederten sich in vier Versuchsreihen, in denen die gezielte Variation einzelner Untersuchungsparameter erfolgte. **Tab. 3** gibt eine Übersicht über die Parameter und deren Untersuchungsbereich. In Reihe I wurden die Schrauben in BSH unter Variation der Schraubengestalt, -abmessungen und des Winkels α zwischen Schraubenachse und Faserrichtung des Holzes eingedreht. Die Prüfkörper der Reihen II und III bestanden aus BSP bzw. FSH. Innerhalb der ersten drei Reihen betrug der Einschraubwinkel β stets 90°, s. **Abb. 1**, links. Reihe IV diente zur Untersuchung des Einflusses ungewollter

Abweichungen $\Delta\beta$ vom Einschraubwinkel auf Lageimperfectionen. Die Schrauben wurden dazu gezielt mit $\Delta\beta = 5^\circ$ eingedreht, s. **Abb. 1**, mittig. Der Winkel α betrug in dieser Reihe daher 85° und 40° .

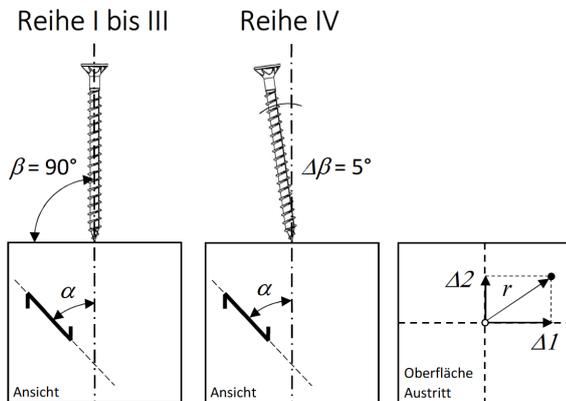


Abb. 1: Versuchsaufbau der Reihen I bis III (links), Reihe IV (mittig) und absolute Abweichung r auf der Oberfläche des Schraubenaustritts (rechts).

Tab. 3: Untersuchungsparameter der Reihen I bis IV.

Reihe	Werkstoff	Schraubentyp	d [mm]	λ [-]	α [°]	β [°]
I	BSH	A, B, C, D	6, 8, 10	10, 27, 40, 53, 65	90, 60, 45, 30	90
II	BSP	A, B	6, 8	40	90, 45	90
III	FSH	A, B	6, 8	40	90, 45	90
IV	BSH	A, B	6, 8	10, 40	85, 40	85

2.3 Ergebnisse

Reihe I: BSH

Zunächst wird der Einfluss des Winkels α , der Einschraublänge ℓ_{ef} und des Nenndurchmessers d auf Lageimperfectionen anhand der in BSH eingedrehten Vollgewindeschrauben (Typ C) dargestellt. Hinsichtlich der Schraubengestalt werden die Typen A, B, C und D ausgewertet.

Winkel α

Abb. 2 zeigt die Abweichungen $\Delta 1$ und $\Delta 2$ der in BSH eingedrehten Vollgewindeschrauben für die vier un-

tersuchten Winkel $\alpha = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ und 30° . Die Austrittspunkte sind nach dem Nenndurchmesser d und der Einschraublänge ℓ_{ef} differenziert. Bei $\alpha = 90^\circ$ verteilen sich die Austrittspunkte der Schrauben annähernd symmetrisch um den Koordinatenursprung (= planmäßiger Austrittspunkt). Die Verteilung der Austrittspunkte zeigt dabei eine etwas größere Streuung in $\Delta 2$ - als in $\Delta 1$ -Richtung auf. Die Austrittspunkte bei $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ und 30° verlagern sich in die positive $\Delta 1$ - und $\Delta 2$ -Richtung und streuen dabei stärker in $\Delta 1$ - als in $\Delta 2$ -Richtung. Bei Winkeln α kleiner 90° weichen die Schrauben folglich stärker vom planmäßigen Austrittspunkt ab und nähern sich dem Faserverlauf während des Eindrehens an. Besonders deutlich ist dies bei den langen Schrauben (8 x 520 und 10 x 650) ausgeprägt.

Einschraublänge ℓ_{ef}

In **Abb. 3** ist die Abweichung r der untersuchten Vollgewindeschrauben für die Winkel $\alpha = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ und 30° dargestellt. Die Box-Plots sind gruppiert nach dem Nenndurchmesser d . Die Median- und Maximalwerte von r steigen bei $d = 6$ und 8 mm mit zunehmender Einschraublänge an. Bei $d = 8$ mm und $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ und 30° ist der Anstieg der Maximalwerte progressiv. Eine Ausnahme stellen die vergleichsweise geringen Abweichungen der Schraube 8 x 420 bei $\alpha = 45^\circ$ und 30° dar. Die Ursache hierfür ist noch zu klären. In **Tab. 4** sind die Median- und Maximalwerte der Abweichungen r sowie das Verhältnis aus r und der Einschraublänge ℓ_{ef} für die untersuchten Schrauben und Einschraubkonfigurationen zusammengestellt. Bei den Vollgewindeschrauben treten die größten Abweichungen bei $\alpha = 45^\circ$ und $\lambda = 65$ auf. Sie betragen bis zu 15 % der Einschraublänge.

Nenndurchmesser d

Um den Einfluss des Nenndurchmessers auf Lageimperfectionen von Schrauben mit gleichem Schlankheitsverhältnis λ zu untersuchen, wurden Vollgewindeschrauben mit $\lambda = 27, 40$ und 65 betrachtet. ANOVA-Tests zeigen, dass der Nenndurchmesser d bei den folgenden Einschraubkonfigurationen einen signifikanten Einfluss auf die Abweichung der untersuchten Schrauben hat: $\alpha = 45^\circ$ und $\lambda = 27, 40$ sowie $\alpha = 30^\circ$ und $\lambda = 40$. In diesen Fällen sind die Abweichungen der Schrauben mit $d = 8$ signifikant größer als bei $d = 6$. Die restlichen Einschraubkonfigurationen zei-

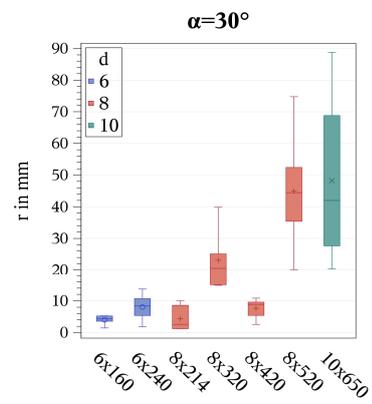
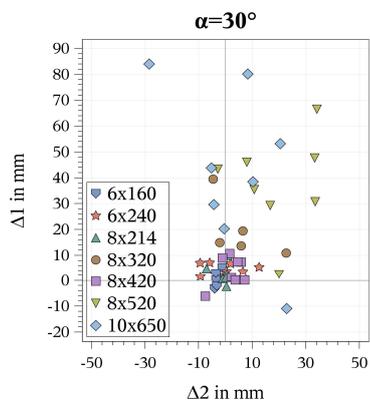
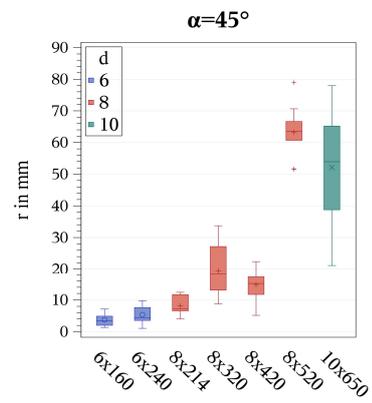
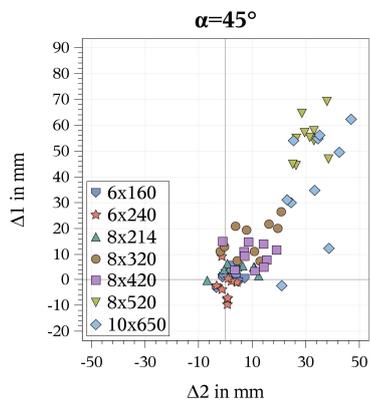
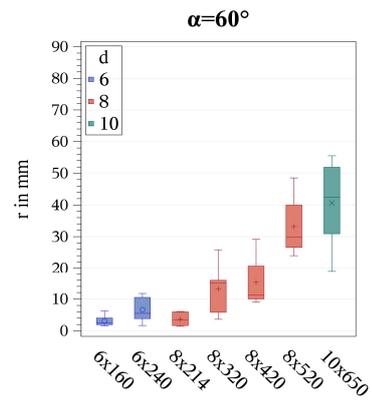
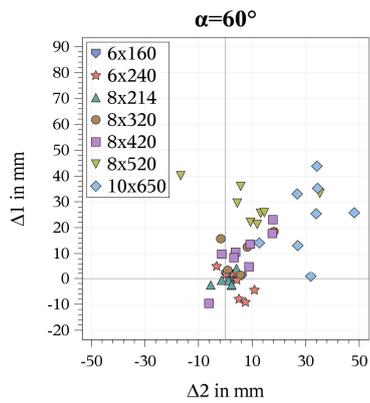
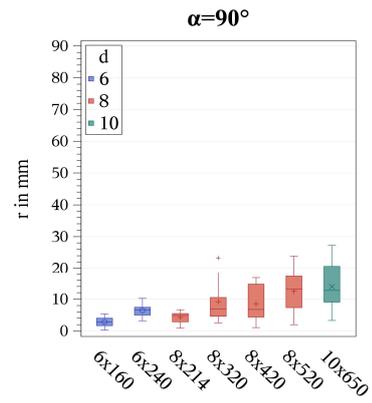
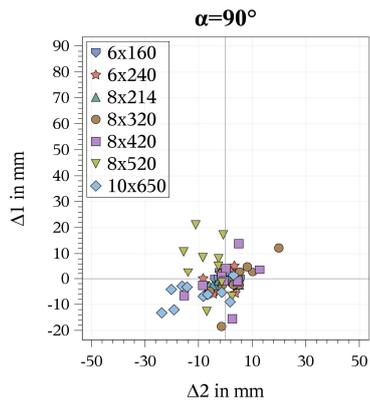


Abb. 2: Abweichung $\Delta 1$ über $\Delta 2$ der Vollgewindeschrauben der Reihe I für $\alpha = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ und 30° differenziert nach dem Nenndurchmesser d und der Einschraublänge ℓ_{ef} .

Abb. 3: Abweichung r der Vollgewindeschrauben der Reihe I für $\alpha = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ und 30° gruppiert nach dem Nenndurchmesser d .

gen keinen signifikanten Unterschied in den Abweichungen zwischen den Durchmessern auf. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass die Abweichungen von Schrauben mit unterschiedlichem Nenndurchmesser über die Schraubenschlankheit insbesondere bei $\alpha \leq 45^\circ$ nur unzureichend abbildet werden können.

Tab. 4: Abweichungen r und Verhältnisse r / ℓ_{ef} der Vollgewindeschrauben der Reihe I für $\alpha = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ und 30° .

d [mm]	α [°]	λ [-]	ℓ_{ef} [mm]	N [-]	r_{median} [mm]	s^* [mm]	r_{max} [mm]	r_{median} / ℓ_{ef} [%]	r_{max} / ℓ_{ef} [%]
6	90	27	160	10	2,84	1,53	5,34	1,78	3,34
		40	240	10	6,65	2,12	10,2	2,77	4,26
	60	27	160	6	2,46	1,78	6,22	1,54	3,89
		40	240	8	5,48	3,83	11,7	2,29	4,89
8	45	27	160	10	3,42	2,00	7,13	2,14	4,45
		40	240	10	4,29	2,97	9,75	1,79	4,06
	30	27	160	6	4,28	1,43	5,27	2,67	3,30
		40	240	8	8,35	3,94	13,7	3,48	5,70
10	90	27	214	10	4,84	1,75	6,66	2,26	3,11
		40	320	10	6,87	6,71	23,3	2,15	7,28
		53	420	10	6,74	6,06	16,8	1,61	4,00
		65	520	10	13,1	6,66	23,8	2,52	4,59
	60	27	214	6	3,37	2,03	6,10	1,58	2,85
		40	320	5	15,0	8,89	25,9	4,67	8,08
		53	420	8	11,3	7,69	29,2	2,70	6,94
		65	520	8	29,8	8,92	48,5	5,73	9,33
	45	27	214	10	7,24	2,96	12,4	3,38	5,80
		40	320	10	18,3	8,16	33,7	5,71	10,5
		53	420	10	15,2	4,86	22,4	3,61	5,33
		65	520	10	63,5	8,14	79,0	12,2	15,2
30	27	214	6	2,60	3,89	10,0	1,22	4,67	
	40	320	5	20,5	10,3	39,8	6,42	12,4	
	53	420	8	8,88	2,99	10,8	2,11	2,58	
	65	520	8	44,4	16,4	74,8	8,55	14,4	
10	90	65	650	10	12,7	7,79	27,2	1,96	4,18
	60	65	650	8	42,4	12,8	55,5	6,53	8,54
	45	65	650	10	53,9	17,4	78,0	8,30	12,0
	30	65	650	8	42,0	25,3	88,8	6,46	13,7

* Standardabweichung

Schraubentyp und Spitzenausführung

Der Einfluss des Schraubentyps und der Spitzenausführung auf Lageimperfectionen wurde mit den Schraubentypen A, B, C und D der Abmessungen ($d \times \ell_{ef}$) 6 x 160, 8 x 214, 8 x 320 für $\alpha = 90^\circ$ und 45° in BSH untersucht. **Abb. 4** zeigt die Abweichung r der verwendeten Schrauben differenziert nach dem Schraubentyp für $\alpha = 90^\circ$ und 45° . ANOVA-Tests ergeben, dass bei $\alpha = 90^\circ$ in den Abweichungen der vier Schraubentypen nur bei 8 x 214 ein signifikanter Unterschied vorliegt. In diesem Fall sind der Median, der Maximalwert und die Streuung von r bei der Teilgewindeschraube mit Zentrierbohrspitze (Typ D) am geringsten. Bei $\alpha = 45^\circ$ sind die Unterschiede zwischen den Abweichungen der vier Schraubentypen bei allen drei Schraubenabmessungen signifikant. Die Zentrierbohrspitze des Typs D steht auch hier im Zusammenhang mit den geringsten Abweichungen.

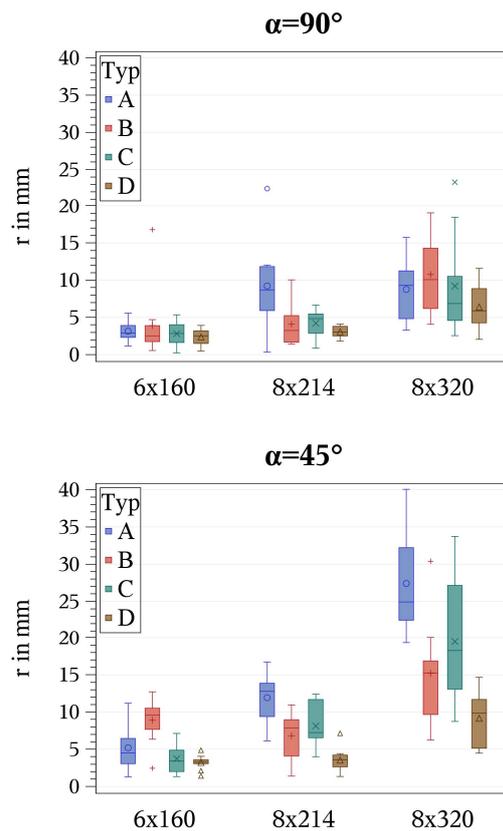


Abb. 4: Abweichung r der untersuchten Schraubenabmessungen für $\alpha = 90^\circ$ und 45° differenziert nach dem Schraubentyp.

Reihe II und III: Holzwerkstoffe

Zur Untersuchung des Einflusses von Holzwerkstoffen auf Lageimperfektionen wurden Schrauben der Abmessungen ($d \times l_{ef}$) 6 x 240 und 8 x 320 des Schraubentyps A und B in BSH, BSP und FSH eingedreht. In **Abb. 5** sind die Abweichungen $\Delta 1$ und $\Delta 2$ der Schrauben 8 x 320 für $\alpha = 90^\circ$ und 45° differenziert nach dem Werkstoff ohne weitere Unterscheidung nach Typ dargestellt. Bei $\alpha = 90^\circ$ treten die Schrauben im BSH, BSP und FSH annähernd symmetrisch um den planmäßigen Austrittspunkt aus. Im BSH betragen die maximalen Abweichungen 6 % und im BSP 7 % der Einschraublänge. Im FSH fallen die maximalen Abweichungen mit 3 % etwas geringer aus.

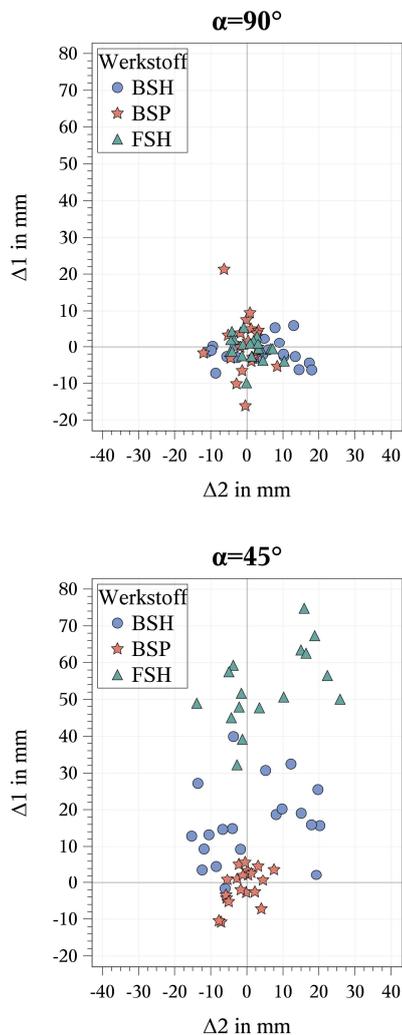


Abb. 5: Abweichung $\Delta 1$ über $\Delta 2$ der Schrauben 8 x 320 für $\alpha = 90^\circ$ und 45° mit Unterscheidung nach Werkstoff.

Bei $\alpha = 45^\circ$ zeigt sich im BSH und im FSH eine deutliche Verschiebung der Austrittspunkte in die positive $\Delta 1$ -Richtung. Infolge der starken Annäherung der Schrauben während des Eindrehens an den Faserverlauf, vgl. **Abb. 6**, stellen sich im BSH bei den Schrauben 8 x 320 maximale Abweichungen von 13 % und im FSH von 24 % der Einschraublänge ein. Die Abweichungen im BSP fallen mit 4 % der Einschraublänge vergleichsweise gering aus. Die Ergebnisse der Schrauben 6 x 240 sind zahlenmäßig ähnlich.



Abb. 6: Verlauf der Schraube 8 x 320 im FSH bei $\alpha = 45^\circ$.

Reihe IV: Ungewollte Abweichung $\Delta\beta$

In Reihe I bis III betrug der Einschraubwinkel β zwischen Schraubenachse und Prüfkörperoberfläche stets 90° . Um den Einfluss ungewollter Abweichungen $\Delta\beta$ vom Einschraubwinkel auf Lageimperfektionen zu untersuchen, wurden in Reihe IV Schrauben mit $\beta = 85^\circ$ in BSH eingedreht, s. **Abb. 1**, mittig. Die Abweichung $\Delta\beta = 5^\circ$ wurde dabei so angesetzt, dass sich der Winkel α zwischen Schraubenachse und Faserrichtung verringert. Bei $\beta = 85^\circ$ betragen die untersuchten Winkel α daher 85° und 40° , statt 90° bzw. 45° .

In **Abb. 7** sind die Abweichungen r der Schrauben 8 x 320 der Reihe I und IV für die untersuchten Winkel α aufgetragen. Die Box-Plots sind differenziert nach der Abweichung $\Delta\beta$. Die Abweichungen r der mit $\Delta\beta = 5^\circ$ eingedrehten Schrauben sind größer als diejenigen bei $\Delta\beta = 0^\circ$. Bei $\alpha = 85^\circ$ setzt sich $\Delta\beta$ zunächst linear im Holz fort. Das führt erwartungsgemäß zu einer größeren Endabweichung r . Da sich bei $\alpha = 45^\circ$ und 40° die Schrauben während des Eindrehens grundsätzlich der Faserrichtung annähern, hat eine anfängliche Abweichung $\Delta\beta$ bei $\alpha = 40^\circ$ eine frühere Annäherung an die Faserrichtung zur Folge. Es stellen sich in diesem Fall Abweichungen bis zu 25 % der Einschraublänge ein. **Abb. 8** zeigt den Einfluss der Abweichung $\Delta\beta$ auf den Verlauf der Schraube im Holz für $\Delta\beta = 5^\circ$ und $\alpha = 40^\circ$ (unten) im Vergleich zu $\Delta\beta = 0^\circ$ und $\alpha = 45^\circ$ (oben).

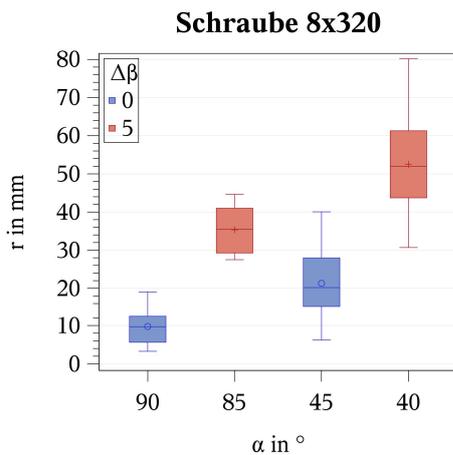


Abb. 7: Abweichung r der Schrauben 8 x 320 für die untersuchten Winkel α differenziert nach der Abweichung $\Delta\beta$ vom Einschraubwinkel.

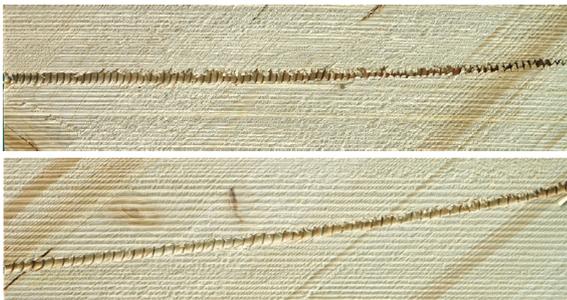


Abb. 8: Verlauf der Schraube bei $\Delta\beta = 0^\circ$ und $\alpha = 45^\circ$ (oben) sowie $\Delta\beta = 5^\circ$ und $\alpha = 40^\circ$ (unten).

3 Methoden zur Minimierung von Lageimperfektionen

Die Abweichung zwischen tatsächlichem und planmäßigem Einschraubwinkel ist von Anfang an entscheidend für die spätere räumliche Orientierung und Ausprägung einer Lageimperfektion, s. Abschnitt 2.3, Reihe IV. Bei Einschraubwinkeln $\beta = 90^\circ$ lassen sich Schrauben aufgrund der rechtwinkligen Ausrichtung zur Bauteiloberfläche auch ohne Schraubenführung mit geschultem Blick präzise ausrichten. Das Einbringen von Schrauben mit Winkeln $\beta < 90^\circ$ gestaltet sich hingegen schwieriger. Daher sind für solche Fälle Setz- und Einschraubhilfen auf dem Markt verfügbar. Setzhilfen basieren auf dem Prinzip einfacher Winkelschablonen. Bei Einschraubhilfen wird der Schraube eine richtungsgebundene Führung vorgegeben und das Abrutschen der Schraubenspitze

auf der Holzoberfläche durch Positionierung des Eintrittslochs reduziert. Eine weitere Möglichkeit zur Eingrenzung von Lageimperfektionen stellen Führungsbohrungen dar. Diese gewährleisten bei exakter Ausführung und geeigneter Tiefe gleich zu Beginn einen planmäßigen Einschraubwinkel. Hierbei wird zwischen Pilotbohrungen, die nur für einen kleinen anfänglichen Teil der Einschraublänge eine Führung vorgeben, und solchen, die für die gesamte Einschraublänge erfolgen, unterschieden. Für das Forschungsprojekt wurden auf dem Markt verfügbare Setz- und Einschraubhilfen sowie Pilot- und Vorbohrungen erprobt und deren Wirkung auf Lageimperfektionen untersucht.

3.1 Material und Methode

Zur Untersuchung von Methoden zur Minimierung von Lageimperfektionen wurden fast 600 Schrauben in zwei Versuchsreihen in BSH eingedreht. Tab. 5 gibt eine Übersicht der Untersuchungsparameter. Die physikalischen Eigenschaften der Prüfkörper sind in Tab. 1 angegeben.

Tab. 5: Untersuchungsparameter der Versuchsreihen VI und VII.

Reihe	Werkstoff	Schraubentyp	d [mm]	λ [-]	α [°]	β [°]	Methode zur Minimierung
VI*	BSH	A, C	6, 8	27, 40, 65	90, 60, 45, 30	90	Pilotbohrung: $t_p=0,1 \cdot l_{ef}$ Vorbohrung: $t_p=l_{ef}$
VII*	BSH	A, C	8	40, 65	45	45	Einschraub- & Setzhilfen

* Reihe V umfasst die Untersuchung des Einflusses von Holzmerkmalen auf Lageimperfektionen. Die Ergebnisse werden in diesem Beitrag nicht vorgestellt.

Reihe VI: Führungsbohrung

Reihe VI beinhaltet die Untersuchung von Führungsbohrungen unterschiedlicher Tiefen und deren Auswirkung auf Lageimperfektionen. Abb. 9 (links) zeigt den Versuchsaufbau. Der Einschraubwinkel β betrug konstant 90° . Es wurden Pilotbohrungen mit einer Tiefe von 10 % und vollständige Vorbohrungen mit bis zu 100 % der Einschraublänge untersucht.

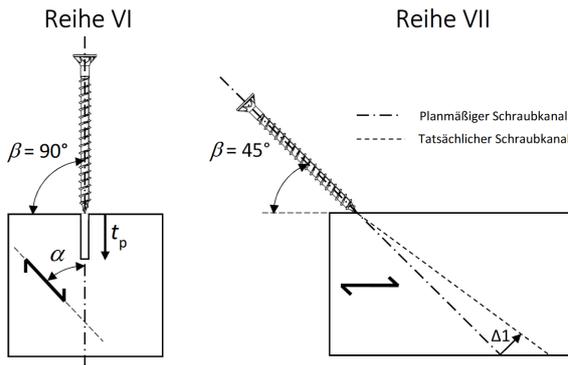


Abb. 9: Versuchsaufbau der Reihe VI (links) und der Reihe VII (rechts).

Tab. 6 zeigt die verwendeten Bohrer zur Herstellung der Führungsbohrungen. Der Durchmesser der Bohrer betrug gemäß [13] 4 mm bei Schrauben mit $d = 6$ mm und 5 mm bei $d = 8$ mm. Die Pilotbohrung bis 10 % der Einschraublänge wurden mit Holzspiralbohrern ausgeführt. Die Verwendung von Führungsvorrichtungen gewährleisteten dabei einen Winkel von 90° zwischen Bohrer und Prüfkörperoberfläche. Die Herstellung einer Vorbohrung mit bis zu 100 % erfolgte in mehreren Schritten: Zunächst wurde mit einem Holzspiral- und anschließend mit einem Schlangenbohrer bzw. mit einem Druckluftbohrsystem gearbeitet. Bei einer Einschraublänge von 320 mm betrug die Tiefe der Vorbohrung 300 mm. Bei Prüfkörper mit einer Höhe von 520 mm wurde ab 60 mm bis 300 mm mit einem Schlangen- und danach bis 420 mm mit einem druckluftumspülten Bohrer weitergebohrt. Eine Vorbohrung der gesamten Einschraublänge war in diesem Fall aufgrund der begrenzten Länge der Bohrer nicht möglich.

Alle Bohrungen wurden mit einem handgeführten Akku-Schrauber erstellt. Das Eindrehen der Schrauben erfolgte in die vorgebohrten Kanäle ohne Schraubenführung mit einer drehzahlreduzierten Bohrmaschine. Die Schrauben wurden vollständig durch die Prüfkörper gedreht. Die Abweichung zwischen planmäßigem und tatsächlichen Austrittspunkt wurde auf der Oberfläche des Austrittspunkts gemessen und die absolute Abweichung r nach Gleichung (1) bestimmt.

Tab. 6: Abmessungen der Bohrer und Bohrtiefen.

d [mm]	Bohrung	Bohrer ($d_{\text{Bohr}} \times \ell_{\text{Bohr}}$) [mm x mm]	Max. Bohrtiefe [mm]
6	Pilotbohrung	HB ¹⁾ 4x75	$0,1 \cdot \ell_{\text{ef}}$
	Vorbohrung	HB 4x75 HSS ²⁾ 4x280	ℓ_{ef}
8	Pilotbohrung	HB 5x85	$0,1 \cdot \ell_{\text{ef}}$
	Vorbohrung	HB 5x85	60
		HSS 5x315 DLBS ³⁾ 5x500	300 420

¹⁾ Holzspiralbohrer

²⁾ High-Speed-Steel-Schlangenbohrer

³⁾ Druckluftbohrsystem

Reihe VII: Setz- und Einschraubhilfen

In Reihe VII wurden Setz- und Einschraubhilfen zur Einhaltung eines planmäßigen Einschraubwinkels angewendet und deren tatsächliche Wirkung auf Lageimperfectionen untersucht. Der Einschraubwinkel β betrug konstant 45° . Der Versuchsaufbau und die Abweichung zwischen planmäßigem und tatsächlichem Schraubkanal sind in **Abb. 9** (rechts) verdeutlicht. **Abb. 10** zeigt die Fabrikate der Setz- und Einschraubhilfen.



Abb. 10: Setzhilfe Kunststoff (oben), Setzhilfe Stahl (mittig) und Einschraubhilfe (unten) [Bildquellen: heco-schrauben.de, rothoblaas.de, wuerth.de]

3.2 Ergebnisse

Reihe VI: Führungsbohrung

Schraubentyp

ANOVA-Tests zeigen, dass zwischen den Abweichungen der Schraubentypen A und C in Reihe VI nur bei den folgenden Einschraubkonfigurationen ein signifikanter Unterschied vorliegt: Pilotbohrung bei 6 x 160 und $\alpha = 90^\circ$ sowie 8 x 214 und $\alpha = 45^\circ$. Die beiden Schraubentypen werden aufgrund der allgemein vergleichbaren Verhältnisse nachfolgend gemeinsam betrachtet.

Abweichung

Abb. 11 zeigt die Abweichung r der untersuchten Schraubenabmessung ($d \times l_{ef}$) für die Winkel $\alpha = 90^\circ$ und 45° . Die Box-Plots sind nach der Art der Führungsbohrung differenziert. Bei $\alpha = 90^\circ$ ist der Unterschied zwischen den Abweichungen der Schrauben mit Pilot- und Vorbohrung nicht signifikant. Bei $\alpha = 45^\circ$ weichen die vorgebohrten Schrauben jedoch stärker ab als die Schrauben mit Pilotbohrung. Eine Ausnahme sind die Abweichungen der Schraube 8 x 320 bei $\alpha = 45^\circ$. Bei der Vorbohrung sind in diesem Fall Median und Maximalwert im Vergleich zur Pilotbohrung geringer. Die Ergebnisse der Winkel $\alpha = 60^\circ$ und 30° sind zahlenmäßig ähnlich. Die größten Abweichungen werden bei den Schrauben 6 x 240 mit Vorbohrung und $\alpha = 60^\circ$ beobachtet. Sie betragen bis zu 17 % der Einschraublänge.

Reihe VII: Setz- und Einschraubhilfen

Abweichung

Innerhalb der Reihe VII gab es zwischen den Abweichungen r , die auf die verwendeten Setz- und Einschraubhilfen zurückzuführen waren, keine signifikanten Unterschiede. Bei 8 x 520 traten infolge einer unerwartet starken Annäherung an den Faserverlauf während des Eindrehens nicht alle eingebrachten Schrauben auf der Unterseite des Prüfkörpers aus. Die Abweichungen der nicht ausgetretenen Schrauben sind in den Ergebnissen nicht berücksichtigt. Die maximal gemessenen Abweichungen bei den Setz- und Einschraubhilfen betragen bis zu 22 % der Einschraublänge.

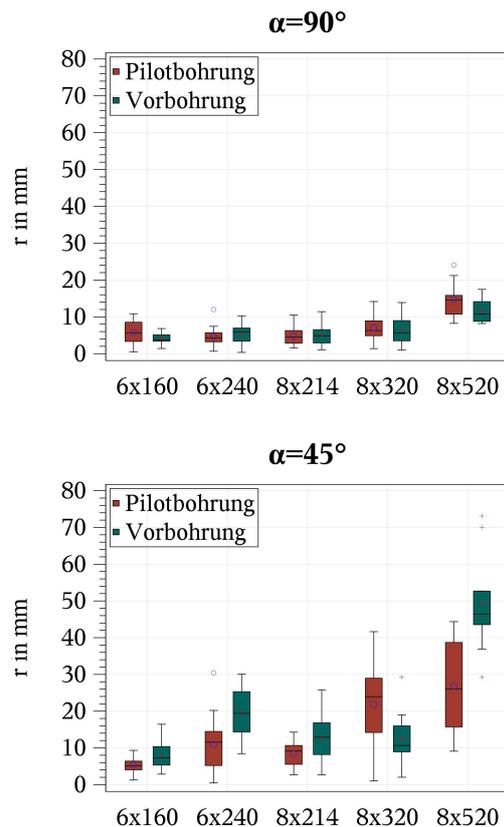


Abb. 11: Abweichung r der untersuchten Schrauben für $\alpha = 90^\circ$ und 45° differenziert nach der Art der Führungsbohrung.

Anwendung

Während des Eindrehens wurde auf die Handhabbarkeit der Setz- und Einschraubhilfen geachtet und Beobachtungen wurden festgehalten. Zur Vermeidung eines Abrutschens der Schraubenspitze auf der Prüfkörperoberfläche ist bei der Benutzung von Setzhilfen ein anfängliches Eindrehen der Schraube bis zum Greifen im Holz unter 90° zur Oberfläche erforderlich. Ein anschließendes Neigen und Einlegen der Schraube in die Führungsnut der Setzhilfe ermöglicht danach ein Einbringen unter 45° . Das Fixieren der Setzhilfe auf dem Holz und das gleichzeitige Eindrehen der Schraube können von einer Person durchgeführt werden. Die aufgeraute Oberfläche auf der Unterseite der Kunststoff-Setzhilfe ermöglicht während des Eindrehens einen rutschsicheren Halt der Hilfe auf der Holzoberfläche. Die Führungsnut der Kunststoff-Setzhilfe wies nach Versuchsdurchführung leichte Abnutzungsspuren auf. Die Stahl-Setzhilfe verrutschte während des Eindrehens aufgrund der glatten Oberfläche, wodurch das Fixieren der

Hilfe und der Schraube erschwert wird. Eine Materialabnutzung trat nicht ein.

Die Anwendung der Einschraubhilfe ist technisch und zeitlich aufwendiger als diejenige von Setzhilfen. Das Abrutschen der Schraubenspitze auf der Holzoberfläche wird durch die Positionierung des Eintrittsloches mithilfe einer Führungshülse reduziert. Die Führungshülse ist auf den Nenndurchmesser und den Schraubentyp abgestimmt, wodurch nur eine begrenzte Auswahl an Schrauben verwendet werden können.

4 Diskussion

Um die Methodik und die Ergebnisse der durchgeführten Versuche zu bewerten, werden im Folgenden die Reihen I, IV, VI und VII miteinander verglichen und der Einfluss einzelner Untersuchungsparameter auf Lageimperfectionen ergründet.

- Reihe I und IV: Einfluss Einschraubwinkel

In Reihe I wurden zu Beginn des Eindrehens Schraubenführungen verwendet, um ungewollte Abweichungen vom Einschraubwinkel weitestgehend auszuschließen. Die Versuchsergebnisse enthalten keine Abweichungen von Schrauben, die nach reinem Augenmaß eingedreht wurden. In Reihe IV wurde der Einfluss einer festgelegten Abweichung $\Delta\beta = 5^\circ$ vom planmäßigen Einschraubwinkel auf Lageimperfectionen untersucht. Die Abweichung $\Delta\beta$ wurde durch gezielt manipulierte Schraubenführungen vorgegeben. Die Ergebnisse belegen, dass anfängliche Abweichungen vom Einschraubwinkel Lageimperfectionen verstärken.

- Reihe VI: Einfluss Pilot- oder Vorbohrung

Zur Herstellung der Führungsbohrungen kamen in Reihe VI unterschiedliche Bohrer zum Einsatz, s. **Tab. 6**. Pilotbohrungen wurden ausschließlich mit Holzspiralbohrern angefertigt. Das Herstellen der Vorbohrung erfolgte aufgrund begrenzter Bohrerlängen zunächst mit dem Holzspiralbohrer, dann mit dem Schlangenbohrer und bei Prüfkörperhöhen von 520 mm zusätzlich mit einem druckluftumspülten Bohr-

system. Im Vergleich zu den Schlangenbohrern zeichnen sich Holzspiralbohrer durch kürzere Längen und eine zentrierende Bohrspitze aus. Holzspiralbohrer eignen sich daher für die Herstellung präziser Pilotbohrungen. Der längere und schlankere Schlangenbohrer wich beim Vorbohren mit $\alpha < 90^\circ$ stark rechtwinklig zur Faser ab, vgl. **Abb. 12**. Die Schrauben, die dem vorgebohrten Kanal folgten, zeigten daher deutliche Abweichungen in die $\Delta 2$ -Richtung auf. Die Ergebnisse belegen, dass die vorgebohrten Schrauben größere Abweichungen als die Schrauben mit Pilotbohrung aufweisen. Mit Schlangenbohrern hergestellte Vorbohrungen sind somit nicht geeignet, um Lageimperfectionen von Schrauben zu minimieren.

Aufgrund des schrittweisen Vorbohrens der Einschraublänge von 520 mm konnte die Präzision des Druckluftbohrsystems nicht vollständig genutzt werden. Die mit dem Schlangenbohrer vorgebohrten Kanäle zeigten bereits starke Abweichungen rechtwinklig zur Faser auf, denen der Bohrer mit Druckluftspülung folgte. Es ist zu empfehlen, auf das Vorbohren mit dem Schlangenbohrer zu verzichten und nach der anfänglichen Führungsbohrung des Holzspiralbohrers direkt das Druckluftbohrsystem anzuwenden.



Abb. 12: Abweichen der vorgebohrten Schrauben 6 x 240 rechtwinklig zur Faser bei $\alpha = 30^\circ$.

- Reihe I und VI: Vergleich selbstbohrende Schraube und Bohrer

Zum Vergleich der Einschraubmethoden der Reihen I und VI werden Schrauben mit einer Schlankheit λ von 27, 40 und 65 der Schraubentypen A und C betrachtet. **Abb. 13** zeigt die Austrittspunkte dieser Schrauben für die Winkel $\alpha = 90^\circ$ und 45° differenziert nach der Einschraubmethodik. Die Schrauben der Reihe I wurden mithilfe von Schraubenführungen eingebracht, während in Reihe VI Führungsbohrungen den planmäßigen Einschraubwinkel vorgeben.

Bei $\alpha = 90^\circ$ liegen die Austrittspunkte der Schrauben, die nach den drei Einschraubmethoden eingebracht wurden, annähernd symmetrisch um den planmäßigen Austrittspunkt. Bei $\alpha = 45^\circ$ nähern sich die mit Schraubenführung eingebrachten Schrauben beim Eindrehen während des Gewindefurchens der Faserichtung an. Im Gegensatz dazu weichen die vorgebohrten Schrauben verstärkt rechtwinklig zur Faser ab. Die Austrittspunkte der Schrauben mit Pilotbohrung liegen zwischen den Austrittspunkten der Schrauben mit Schraubenführung und der vorgebohrten Schrauben. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass die Schlangenbohrer im Vergleich zu den selbstbohrenden Schrauben in eine andere Richtung abweichen. Die Ursache hierfür liegt in einem qualitativen Unterschied zwischen dem Kräftespiel, das während des Eindrehens am Gewinde und des Vorbohrns an der Bohrspitze stattfindet.

- Reihe I, VI und VII: Einfluss der Einschraubmethoden

Zur Darstellung des Einflusses der untersuchten Einschraubmethoden auf Lageimperfectionen sind in **Abb. 14** die Ergebnisse der Reihe I, VI und VII für $\alpha = 45^\circ$ zusammengetragen. Die Box-Plots sind gruppiert nach dem Einschraubwinkel β . Die Schrauben vom Typ C 8 x 520 wurden in diesen Reihen verwendet und dienen als Referenz. Die Schrauben mit Pilotbohrung weichen am geringsten ab. Die Mediane und die Streuung von r sind bei den mit Setz- und Einschraubhilfen eingebrachten Schrauben am größten. Ein Grund hierfür ist u. a. der Einschraubwinkel $\beta = 45^\circ$. Trotz Hilfen und vertikalem Ansetzen der

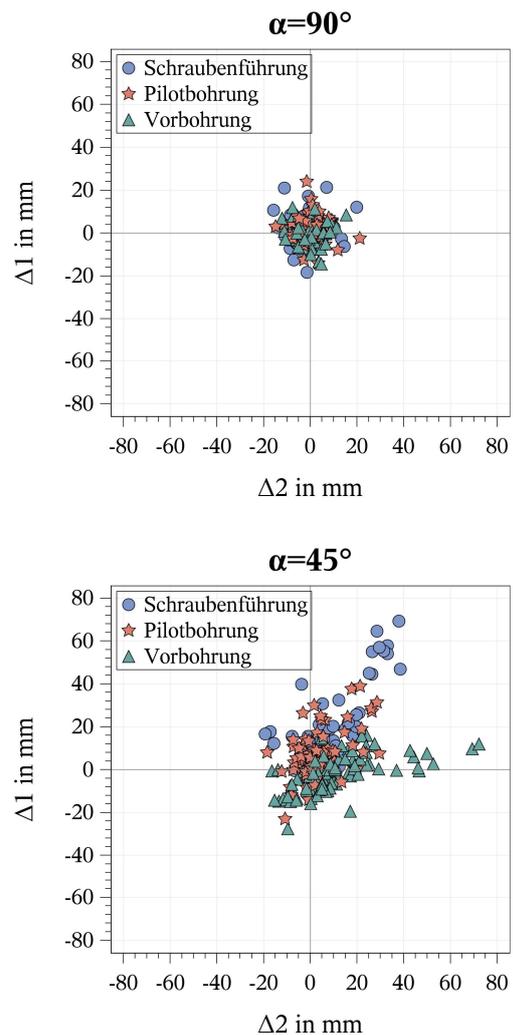


Abb. 13: Abweichung $\Delta 1$ über $\Delta 2$ der Schrauben der Reihen I und VI für $\alpha = 90^\circ$ und 45° differenziert nach der Einschraubmethode.

Schraube zu Beginn kann ein anfängliches Abrutschen der Spitze nicht vollständig ausgeschlossen werden. Setz-, Einschraubhilfen und Schraubenführungen gewährleisten zwar die Einhaltung eines planmäßigen Einschraubwinkels, einem späteren Annähern an die Faser bei Winkeln $\alpha < 90^\circ$ wirken sie jedoch nicht entgegen. Präzise hergestellte Pilotbohrungen stellen den planmäßigen Einschraubwinkel im Holz wirksam sicher. Dem Bohrkanal folgend tritt eine Annäherung an den Faserverlauf erst mit fortgeschrittener Einschraublänge ein, wodurch die Lageimperfectionen insgesamt reduziert werden können.

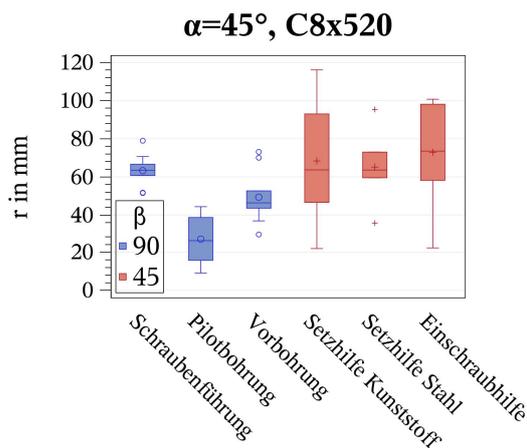


Abb. 14: Abweichung r der Schrauben C 8 x 520 für $\alpha = 45^\circ$ über den unterschiedlichen Einschraubmethoden gruppiert nach dem Einschraubwinkel β .

5 Zusammenfassung und Ausblick

Zur Erforschung der Ursachen von Lageimperfectionen wurden fast 1200 Schrauben in BSH, BSP und FSH eingedreht. Folgende Untersuchungsparameter wurden dabei gezielt variiert und deren Einfluss auf Lageimperfectionen bestimmt: Winkel $\alpha = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ und 30° zwischen Schraubenachse und Faserrichtung, vier unterschiedliche Schraubentypen, Einschraubtlängen zwischen 60 und 650 mm, Nenndurchmesser 6, 8 und 10 mm und Einschraubwinkel $\beta = 90^\circ$ und 85° .

Die Ergebnisse belegen, dass der Winkel α zwischen Schraubenachse und Faserrichtung die Ausprägung von Lageimperfectionen signifikant beeinflusst. Insbesondere in BSH und FSH bedingt ein Winkel α kleiner 90° während des Eindrehens eine Annäherung der Schraube an den Faserverlauf. Die größten Abweichungen traten in FSH bei $\alpha = 45^\circ$ ein und betragen bis zu 25 % der jeweiligen Einschraubtlänge. Es konnte zudem nachgewiesen werden, dass bei $\alpha < 90^\circ$ Abweichungen mit zunehmender Einschraubtlänge progressiv anwachsen. Schrauben mit Zentrierbohrspitzen weisen die geringsten Abweichungen auf. Anfängliche Abweichungen vom planmäßigen Einschraubwinkel von nur 5° verstärken die Ausprägung von Lageimperfectionen deutlich und führten zu Gesamtabweichungen von bis zu 25 % der Einschraubtlänge.

Zur Untersuchung von Methoden zur Minimierung von Lageimperfectionen wurden fast 600 Schrauben mit Führungsbohrung, Setz- oder Einschraubhilfen in BSH eingedreht. Die Ergebnisse zeigen, dass Pilotbohrungen mit einer Tiefe von 10 % zu einem geringeren Abweichen der Schrauben führen als Vorbohrungen mit bis zu 100 % der Einschraubtlänge. Die positive Wirkung einer Führungsbohrung geht bei einer vollständigen Vorbohrung aufgrund des starken Abweichens schlanker Schlangenbohrer im Holz verloren und ist daher nicht zu empfehlen. Die Abweichungen der mit Setz- und Einschraubhilfen eingebrachten Schrauben unterschieden sich nicht signifikant voneinander.

Die Diskussion der untersuchten Einschraubmethoden zeigt, dass präzise hergestellte Pilotbohrungen am besten zur Minimierung von Lageimperfectionen geeignet sind. Im Vergleich zu Setz- und Einschraubhilfen stellen Pilotbohrungen den Einschraubwinkel wirksam sicher und beugen damit auch ein Annähern der Schraube an die Faserrichtung bei $\alpha < 90^\circ$ vor. Insbesondere bei großen Einschraubtlängen können Lageimperfectionen dadurch deutlich eingegrenzt werden.

Die Versuchsergebnisse bilden die Grundlage für die Entwicklung von Modellen zur Beschreibung von Lageimperfectionen. Mit diesen Modellen sollen realitätsnahe Verläufe von Schraubkanälen erfasst und damit eine gezielte Kontrolle und Methoden zur Minimierung ermöglicht werden. Dadurch sollen Schädigungen infolge von Lageimperfectionen reduziert und die Qualität sowie Sicherheit von Schraubverbindungen verbessert werden.

6 Literaturverzeichnis

- [1] KRÜGER, O.: *Schubverstärkung von Holz mit Holzschrauben und Gewindestangen*. 16. Internationales Holzbau-Forum, 2010.
- [2] TRAUTZ, M.; KOJ, C.: *Laserstrahlbohrungen für richtungsgenau positionierte Vollgewindeschrauben - Einbau und Tragverhalten*. Bautechnik 92 (2015), Heft 6, S. 403-411, 2015.
- [3] BLAß, H.J.: *Selbstbohrende Schrauben und Systemverbinder - Stand der Technik und Herausforderungen*. 23. Internationales Holzbau-Forum, 2017.
- [4] STEIGE, Y.; FRESE, M.: *Study on a newly developed diagonal connection for hybrid timber trusses made of spruce glulam and beech laminated veneer lumber*. Wood Material Science & Engineering, Bd. 14-5, S. 280-290, 2019.
- [5] TRAUTZ, M. et al.: *Mit Schrauben bewehren - Selbstbohrende Vollgewindeschrauben als Verstärkung in Brettschichtholzträgern und zur Ausbildung von hochleistungsfähigen Verbindungen*. Forschungsbericht 01/2007, Lehrstuhl für Tragkonstruktionen, RWTH Aachen, 2007.
- [6] BLAß, H.J.; STEIGE, Y.: *Steifigkeit axial beanspruchter Vollgewindeschrauben*. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Bd. 34, Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2018.
- [7] FRESE, M.; JORDAN, M.: *Deviations between planned and actual position of wood screws - consequences for minimum spacing*. In: International Network on Timber Engineering Research, INTER 51-7-1, S. 49-63, Tallinn, 2018.
- [8] BALDAUF, E.; FRESE, M.: *Lageimperfektionen von selbstbohrenden Schrauben in Holz und Holzwerkstoffen*. In: Internationaler Verein für Technische Holzfragen e. V. (Hg.) iVTH-Kurzberichte, Kurzbericht 12/22, 2022.
- [9] BALDAUF, E.; FRESE, M.: *Lageimperfektionen von selbstbohrenden Schrauben in Holz und Holzwerkstoffen*. In: Internationaler Verein für Technische Holzfragen e. V. (Hg.) iVTH-Kurzberichte, Kurzbericht 06/23, 2023.
- [10] MEIERTOBEREND, C.: *Untersuchungen zu den Ursachen von Lageimperfektionen selbstbohrender Schrauben in Holz und Holzwerkstoffen*. Masterarbeit, KIT Holzbau und Baukonstruktionen (unveröffentlicht), 2023.
- [11] GUTMANN, M.: *Untersuchungen zur Minimierung von Lageimperfektionen selbstbohrender Schrauben in Holz*. Masterarbeit, KIT Holzbau und Baukonstruktionen (unveröffentlicht), 2023.
- [12] BALDAUF, E.: *Lageimperfektionen von selbstbohrenden Schrauben in Holz und Holzwerkstoffen*. In: Kuhlmann, U. (Hg.) Doktorandenkolloquium - Holzbau Forschung + Praxis, Universität Stuttgart, 2024.
- [13] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *ETA-11/0190 vom 23. Juli 2018 - Würth selbstbohrende Schrauben*.

Autorin

Eva Baldauf

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

Kontakt:
baldauf@kit.edu

Durchbrüche in Brettschichtholzbauteilen - Exzentrische Anordnungen, Anordnungen in Gruppen und Verstärkungsmöglichkeiten

Martin Danzer

Zusammenfassung

Der Beitrag handelt von experimentellen und numerischen Untersuchungen zu unverstärkten sowie verstärkten Durchbrüchen in Brettschichtholzbauteilen. Zur Untersuchung exzentrischer Anordnungen sowie Anordnungen in horizontalen Gruppen wurden die Einflüsse „Ausmitte“ sowie „lichter Abstand zwischen mehreren Durchbrüchen“ auf das Tragverhalten am Beispiel runder Durchbrüche im unverstärkten Zustand quantifiziert. Aus den Ergebnissen wurde für runde, unverstärkte Durchbrüche ein Bemessungsansatz abgeleitet, welcher die beiden genannten Parameter berücksichtigt. Eine Erweiterung des Ansatzes auf rechteckige Durchbrüche konnte über vergleichende, numerische Untersuchungen der Tragfähigkeiten runder und rechteckiger Durchbrüche erzielt werden. Neben dem unverstärkten Zustand wurde zudem der verstärkte Zustand in Form innenliegender, eingedrehter Verstärkungselemente untersucht. Dazu wurde zum einen der tragfähigkeitssteigernde Effekt dieser Verstärkung über einen Vergleich mit unverstärkten Durchbrüchen quantifiziert. Zum anderen wurde der negative Effekt der Verstärkung infolge des bei Schwindverformungen in verstärkten Bauteilen auftretenden Sperrreffekts untersucht. Dazu wurden die verstärkten Durchbrüche zunächst einem langsamen Trocknungsprozess ausgesetzt und anschließend deren Resttragfähigkeiten ermittelt.

Stichworte Brettschichtholzträger, Durchbrüche, Gruppe von Durchbrüchen, Verstärkung, Schwinden

1 Einleitung

Architektonische Gründe oder auch nutzerspezifische Anforderungen an das verfügbare Lichtraumprofil führen häufig dazu, dass Leitungen für Heizung, Lüftung und Sanitär in der Ebene der Tragkonstruktion angeordnet werden. Infolgedessen sind in den Trägern Durchbrüche erforderlich, welche das Tragverhalten deutlich beeinflussen. Hinsichtlich der Bemessung derartiger Durchbrüche existieren derzeit auf europäischer Ebene im Eurocode 5 [1] keine normativen Bemessungsregeln. Einzelne Mitgliedsstaaten bieten zwar in den Nationalen Anhängen Bemessungs- und Konstruktionsregeln in Form nicht widersprechender, ergänzender Regelungen (NCI) an, jedoch führen diese Regelungen wie im Fall von Deutschland [2] zu nicht unerheblichen Einschränkungen hinsichtlich der Positionierung der Durchbrüche. Diese geometrischen Einschränkungen waren Anlass für Untersuchungen an Brettschichtholzträgern mit unverstärkten sowie verstärkten, runden Durchbrüchen in exzentrischen sowie benachbarten Anordnungen [3].

2 Unverstärkte Durchbrüche

2.1 Exzentrische Anordnungen

Experimentelle Untersuchungen

Die Grundlage der experimentellen Untersuchungen der Abschnitte 2.1 - 3.2 bildeten zwei Versuchsreihen in unterschiedlichem Maßstab. Die wesentlichen Kenndaten dieser Versuchsreihen können **Tab. 1** entnommen werden.

Tab. 1: Kenndaten der Prüfkörper der beiden Versuchsreihen

Kenndaten		Kleinversuche	Großversuche
Querschnitt b/h [mm]		120/400	200/1000
Güteklasse	-	GL28h	GL24h/GL28h
Rohdichte	ρ_{mean} [kg/m ³]	465	444/474
	COV [%]	3,0	1,6/1,5
Holzfeuchte	u_{mean} [%]	11,8	11,3/12,4
	COV [%]	10,7	14,8/13,3

Infolge der im Versuchsverlauf häufig zu beobachtenden Schadenscharakteristik

- Anriss in Querschnittsmitte (Querzug)
- Durchriss über die gesamte Querschnittsbreite (Querzug)
- Fortschreitendes Versagen in Trägerlängsrichtung bei Höchstlast (Querzug + Schub)

wurden die Ergebnisse durchgehend entsprechend dieser drei Stufen differenziert.

Im Rahmen der Kleinversuche wurden entsprechend **Abb. 1** vier exzentrische Anordnungen im vorwiegend schubbeanspruchten Bereich untersucht, welche sich über die geforderten Mindestmaße des aktuellen Eurocode 5 [2] (Höhen der oberen/unteren Restquerschnitte $h_{r,u/r} \geq 0,35h$) hinwegsetzen.

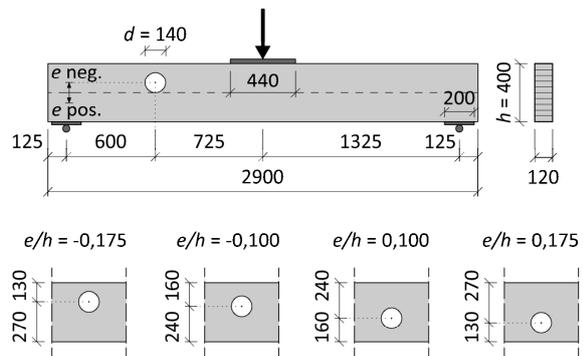


Abb. 1: Versuchsprogramm exzentrisch angeordneter, unverstärkter Durchbrüche im vorwiegend schubbeanspruchten Bereich (Kleinversuche)

In **Abb. 2** sind die Versagenslasten in Form der jeweils erreichten Schubspannung (Querlast V bezogen auf den Nettoquerschnitt A_{net}) dargestellt. Entsprechend den Ergebnissen war auf allen drei Schädigungsstufen nur ein geringfügiger Einfluss der Ausmitte festzustellen. Aus der Differenz zwischen den erreichten Anriss- und Höchstlasten ergibt sich ein Lastzuwachs von rund 20%, was einem vergleichsweise spröden Versagensverhalten gleichkommt.

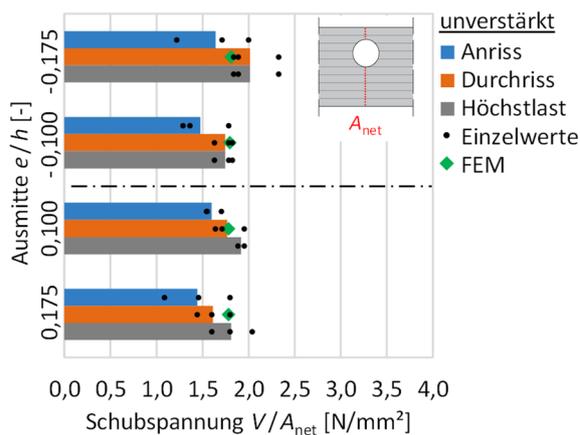


Abb. 2: Versuchsergebnisse exzentrisch angeordneter, unverstärkter Durchbrüche im vorwiegend schubbeanspruchten Bereich (Kleinversuche)

Neben dem vorwiegend schubbeanspruchten Bereich wurden im Rahmen der Großversuche zudem zwei Anordnungen im rein momentenbeanspruchten Bereich geprüft, siehe **Abb. 3**.

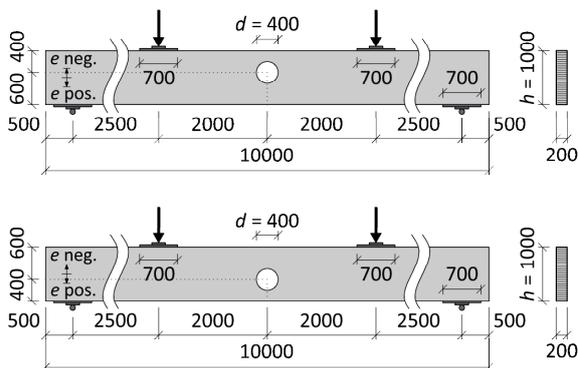


Abb. 3: Versuchsprogramm exzentrisch angeordneter, unverstärkter Durchbrüche im rein momentenbeanspruchten Bereich (Großversuche)

Auf Anriss- und Durchrissniveau ist an den Versuchsergebnissen kaum ein Unterschied zwischen den gewählten Anordnungen in der Biegedruck- sowie Biegezugzone zu erkennen, siehe **Abb. 4**. Abweichend von den Anordnungen im vorwiegend schubbeanspruchten Bereich handelte es sich bei dem letztendlichen Versagen auf Höchstlastniveau um ein Biegeversagen. Dieses trat im Fall $e/h = 0,100$ früher auf, d.h. der Einfluss des Durchbruchs war im Fall einer Anordnung in der Biegezugzone ausgeprägter.

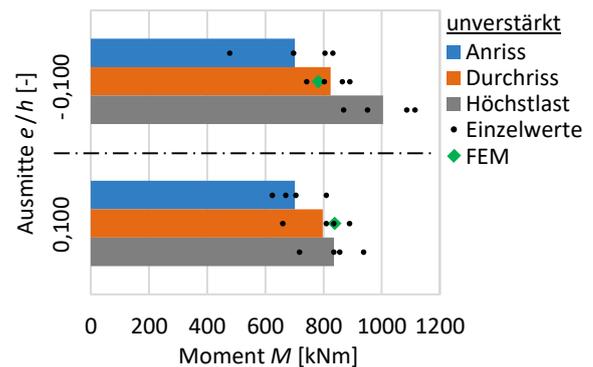


Abb. 4: Versuchsergebnisse exzentrisch angeordneter, unverstärkter Durchbrüche im rein momentenbeanspruchten Bereich (Großversuche)

Neben der Querkzugproblematik treten infolge einer Momentenbeanspruchung aufgrund des Flusses der Biegespannungen um den Durchbruch an den außenliegenden Bereichen des Durchbruchrandes Spannungsspitzen auf, die ein Vielfaches der Biegespannungen am Bauteilrand betragen können, siehe **Abb. 5a**. Für den Fall des Durchbruchs im Biegedruckbereich sind dort Dehnungsmessungen (DMS) am Bauteilrand (**Abb. 5b**), am Durchbruchrand (**Abb. 5d**) sowie über eine begrenzte Ausdehnung vom Rand des Durchbruchs ausgehend (**Abb. 5c**) dargestellt. Ein Vergleich der Werte zwischen Bauteilrand und Durchbruchrand bestätigt die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen in Form von deutlich höheren Dehnungswerten am Durchbruchrand. Bis zu einem Moment von etwa $M = 600$ kNm liegt am Durchbruchrand ein annähernd linear elastisches Verhalten vor. Bei weiterer Laststeigerung nehmen die Dehnungen überproportional zu, d.h. das linear elastische Verhalten geht in ein plastisches Verhalten über. Anhand der DMS-Ketten an den Seitenflächen ist gut erkennbar, dass die Dehnungen mit zunehmender Entfernung vom Durchbruchrand rasch abnehmen und sich die plastische Zone mit zunehmender Belastung ausgehend vom Durchbruchrand immer weiter ausdehnt (**Abb. 5c**). An einem anderen Prüfkörper ohne Dehnungsmessungen konnte die Ausbildung einer Druckfalte beobachtet werden.

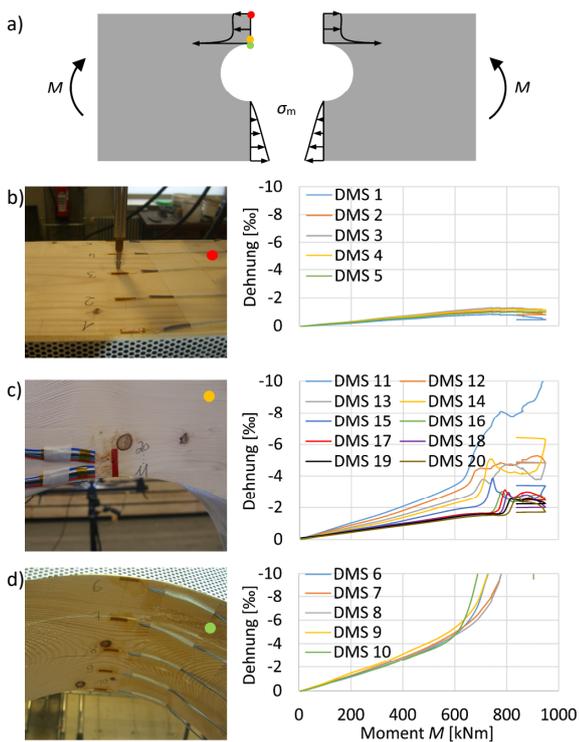


Abb. 5: Dehnungsmessungen an exzentrisch angeordneten, unverstärkten Durchbrüchen im rein momentenbeanspruchten Bereich ($e/h = -0,100$)

Für den Fall einer Anordnung des Durchbruchs in der Biegezugzone zeigten sich ebenfalls deutlich höhere Dehnungen am Durchbruchrand. Hier liegt bis zum endgültigen Versagen ein rein elastisches Verhalten vor.

Numerische Untersuchungen

Neben den experimentellen Untersuchungen wurden zur Abschätzung der Tragfähigkeiten zusätzlich numerische Untersuchungen durchgeführt. Infolge des in den Versuchen beobachteten vergleichsweise spröden Versagensverhaltens wurde als Tragfähigkeit unverstärkter Durchbrüche das Lastniveau im Moment eines auftretenden Querkzugversagens am Durchbruchrand über die gesamte Bauteilbreite (Durchrissniveau) verstanden. Zur Abbildung dieses Zustands wurde innerhalb des FEM-Programms ANSYS ein zweidimensionales Simulationsmodell mit einem orthotropen Materialverhalten für Holz ($E_x = 11500/12600 \text{ N/mm}^2$, $E_y = 300 \text{ N/mm}^2$, $G_{xy} = 650 \text{ N/mm}^2$, $\nu_{xy} = 0,41$) ([4], [5]) erstellt, welches die Materialeigenschaften sowie die Ergebnisse über die Bauteilbreite gesehen in Form konstanter

Werte abbildet, siehe **Abb. 6**. Die Bestimmung von Tragfähigkeiten erfolgte – basierend auf den Untersuchungen in [6] – über wahrscheinlichkeitsbasierte Auswertungen der einzelnen querkzugbeanspruchten Bereiche auf Grundlage der Weibull-Theorie [7].

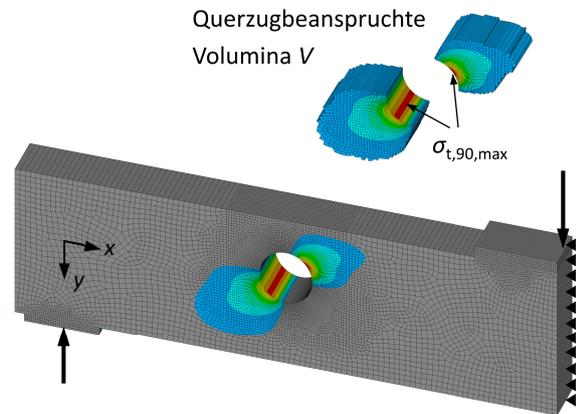


Abb. 6: Simulationsmodell zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Trägern mit unverstärkten Durchbrüchen

Eine Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und numerisch bestimmter Tragfähigkeiten zeigt eine recht gute Übereinstimmung, siehe hierzu die Datenreihen „FEM“ in **Abb. 2** bzw. **Abb. 4**. Für die Querkzugfestigkeit wurde auf Grundlage der Untersuchungen in [8] und [9] ein Mittelwert $f_{t,90,mean} = 0,83 \text{ N/mm}^2$ bezogen auf das Referenzvolumen $V_0 = 0,01 \text{ m}^3$ angesetzt.

Zur Ausweitung der experimentellen Datenbasis wurden mit diesem Simulationsmodell im Rahmen einer Parameterstudie Tragfähigkeiten runder, unverstärkter Durchbrüche in Abhängigkeit der Durchbruchposition bestimmt. Die Untersuchungen wurden dabei auf Basis der den Kleinversuchen zugrundeliegenden Trägergröße $b/h = 120 \text{ mm}/400 \text{ mm}$ sowie einer Festigkeitsklasse GL28h durchgeführt. **Tab. 2** enthält eine Zusammenstellung aller im Rahmen dieser Parameterstudie variierten Parameter.

Tab. 2: Umfang der Parameterstudie zu exzentrischen Einzeldurchbrüchen

Parameter	Untersuchte Werte
Durchbruchgröße d/h	0,10; 0,20; 0,30; 0,40
Ausmitte e/h	in Stufen 0,05 bis $h_{ru}/r_l = 0,1h$
Schnittgrößenverhältnis M/V	1,0h; 1,5h; 2,5h; 4,0h; 6,0h; 10h; 20h; 50h; "∞"

In **Abb. 8** sind exemplarisch die ermittelten Durchrisslasten auf Mittelwertniveau zweier verschiedener Durchbruchgrößen dargestellt. Das Schnittgrößenverhältnis M/V kann dabei als die Position des Durchbruchs in Trägerlängsrichtung und die relative Ausmitte e/h als die Position über die Trägerhöhe interpretiert werden. Bei sehr kleinen Schnittgrößenverhältnissen (Einfluss des Moments gering) zeigt sich demnach ein geringfügig positiver Effekt der Ausmitte, welcher sich mit zunehmendem Schnittgrößenverhältnis (zunehmender Einfluss des Moments) deutlich ins Negative wandelt.

Dieses Verhalten lässt sich mit den beiden umzulagernden Spannungsanteilen infolge der Querschnittsschwächung erklären, siehe **Abb. 7**. Im Fall der Schubspannungen nehmen diese mit zunehmender Ausmitte geringfügig ab sowie im Fall der Biegespannungen deutlich zu. Dementsprechend wirkt sich eine zunehmende Ausmitte im Hinblick auf das Tragverhalten im Fall der umzulagernden Schubspannungen günstig sowie im Fall der umzulagernden Biegespannungen ungünstig aus. Für jede Gesamtbetrachtung eines Durchbruchs ist eine Superposition dieser beiden gegenläufigen Effekte erforderlich. Die Position des Durchbruchs im Träger (Ausmitte e/h , Schnittgrößenverhältnis M/V) bestimmt dabei, inwieweit daraus ein günstiger/ungünstiger Effekt resultiert.

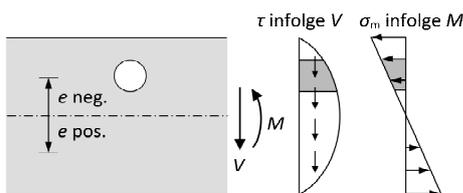


Abb. 7: Umzulagernde Spannungsanteile

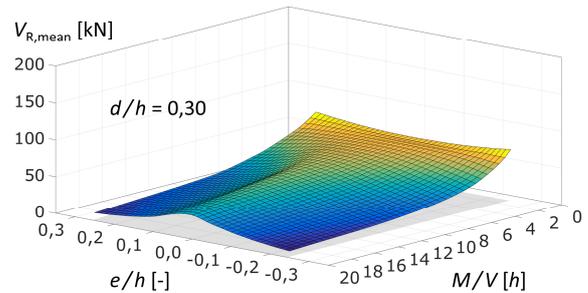
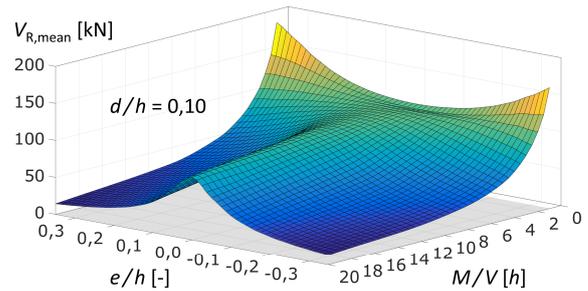


Abb. 8: Parameterstudie zur Tragfähigkeit auf Querzug von Trägern mit runden, unverstärkten Durchbrüchen

Bemessungsregeln runde Durchbrüche

Basierend auf den vorgestellten experimentellen sowie numerischen Untersuchungen konnte folgendes Nachweisformat für runde, unverstärkte Durchbrüche in exzentrischen Anordnungen abgeleitet werden:

$$\frac{F_{t,90,V}}{l_{t,90,V}} + \frac{F_{t,90,M}}{l_{t,90,M}} \leq 0,5 \cdot b \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90} \quad (1)$$

Die grundsätzliche Struktur von Gleichung (1) ist dem Nachweisformat des aktuellen Eurocode 5 [2] ähnlich. Dabei werden die resultierenden Querzugkräfte $F_{t,90,V}$ infolge einer Querkraft V bzw. $F_{t,90,M}$ infolge eines Moments M additiv berücksichtigt und in eine näherungsweise vom Durchbruchrand ausgehend linear abnehmende Spannungsverteilung umgerechnet. Abweichend von [2] werden für die resultierenden Querzugkräfte jedoch individuelle Verteilungslängen $l_{t,90,V}$ bzw. $l_{t,90,M}$ berücksichtigt.

Die Grundlage für die Ableitung von Gleichungen für die resultierenden Querzugkräfte $F_{t,90,V}$ sowie $F_{t,90,M}$ in exzentrischen Anordnungen stellten Ergebnisse numerischer Berechnungen dar. Dazu wurden die resultierenden Querzugkräfte getrennt für die Beanspruchungen Moment M bzw. Querkraft V in Form

aufintegrierter Querkzugspannungen entlang horizontaler Pfade ausgehend von den Maximalwerten am Durchbruchrand bestimmt, siehe **Abb. 10**. Im Gegensatz zu einer zentrischen Anordnung können bei exzentrischen Anordnungen grundsätzlich beide querkzugbeanspruchte Bereiche (Quadrant I/III) maßgebend werden. Hinsichtlich der Nachweisführung über Gleichung (1) bedeutet dies, dass sowohl Quadrant I als auch Quadrant III zu betrachten sind.

Zur Bestimmung der resultierenden Querkzugkraft $F_{t,90,V,I/III}$ infolge einer Querkraft V wurde ein Beiwert k_{ecc} in Abhängigkeit der Randabstände $h_{ru/rl}$ abgeleitet, mit dem die resultierende Querkzugkraft eines zentrischen Durchbruchs zu multiplizieren ist, siehe Gleichungen (2) - (3). Im Quadrant I ist dabei der Abstand h_{ru} zu verwenden, im Quadrant III entsprechend der Randabstand h_{rl} . Im Zuge der Implementierung in die zukünftige Generation des Eurocode 5 [10] wurde Gleichung (3) im Vergleich zum ursprünglichen Vorschlag [3] geringfügig vereinfacht.

$$F_{t,90,V,I/III} = \frac{V \cdot 0,7 \cdot d}{4 \cdot h} \cdot \left[3 - \left(\frac{0,7 \cdot d}{h} \right)^2 \right] \cdot k_{ecc,I/III} \quad (2)$$

$$\text{mit } k_{ecc,I/III} = 0,1 + \frac{d}{h} + 4,5 \cdot \frac{h_{ru/rl}}{h} - 5 \cdot \left(\frac{h_{ru/rl}}{h} \right)^2 \quad (3)$$

Die Bestimmung der resultierenden Querkzugkräfte $F_{t,90,M,I}$ sowie $F_{t,90,M,III}$ infolge eines Moments M erfolgt über bereichsweise lineare Näherungsgleichungen, siehe Gleichungen (4) - (5). Eine Gegenüberstellung der im Rahmen der Parameterstudie ermittelten Querkzugkräfte mit den über die Gleichungen (2) - (5) ermittelten Werten findet sich in **Abb. 10**.

$$F_{t,90,M,I} = M \cdot \frac{d}{h^3} \cdot \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} -0,62 \cdot (e - 0,13 \cdot d) \\ -0,2 \cdot (e - 0,45 \cdot d) \\ 0,3 \cdot (e - 0,08 \cdot d) \end{array} \right\} \quad (4)$$

$$F_{t,90,M,III} = M \cdot \frac{d}{h^3} \cdot 0,22 \cdot (e + 0,19 \cdot d) \quad (5)$$

Mithilfe der Gleichungen (6) - (8) können die individuellen Verteilungslängen $l_{t,90,V}$ bzw. $l_{t,90,M}$ für die zugehörigen resultierenden Querkzugkräfte $F_{t,90,V}$ sowie $F_{t,90,M}$ ermittelt werden. Abweichend von den Regelungen in [2] sind die Verteilungslängen nicht mehr

abhängig von der Trägerhöhe h sondern neben der Ausmitte e nur noch von der Durchbruchgröße d .

$$l_{t,90,V,I/III} = 1,3 \cdot d \quad (6)$$

$$l_{t,90,M,I} = 0,8 \cdot d \cdot \left(1 - \frac{e}{d} \right) \quad (7)$$

$$\text{mit } 0,6 \cdot d \leq l_{t,90,M,I} \leq 1,0 \cdot d$$

$$l_{t,90,M,III} = 0,4 \cdot d \quad (8)$$

Die Größenabhängigkeit der Querkzugfestigkeit wird über einen Beiwert k_{vol} entsprechend Gleichung (9) berücksichtigt. Den zugrundeliegenden Hintergrund dieser Gleichung stellt ein Volumen in Form eines Kreisringsegments mit einer konstanten Breite b , einem Öffnungswinkel $\vartheta = 50^\circ$ sowie einer radialen Ausdehnung von $\Delta r = 3/8 \cdot d$ dar, siehe **Abb. 9**. Dieser Beiwert wurde ebenfalls in Zuge der Implementierung in die zukünftige Generation des Eurocode 5 [10] im Vergleich zum ursprünglichen Vorschlag [3] geringfügig vereinfacht.

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{0,25 \cdot b \cdot d^2} \right)^{0,2} \quad \text{mit } V_0 = 0,01 \text{ m}^3 \quad (9)$$

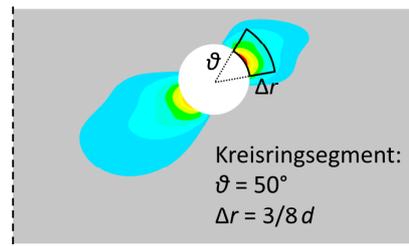


Abb. 9: Dem Beiwert k_{vol} zugrundeliegendes Volumen in Form eines Kreisringsegments

Die Bewertung des Sicherheitsniveaus des vorgestellten Bemessungskonzepts erfolgte über eine Gegenüberstellung mit den eigenen Versuchsergebnissen exzentrischer Durchbrüche sowie den in [11] ermittelten Versuchsergebnissen zentrischer Durchbrüche. Die Gegenüberstellung erfolgte auf dem Niveau charakteristischer Tragfähigkeiten und führte zu dem Ergebnis, dass das vorgestellte Bemessungskonzept größtenteils auf der sicheren Seite liegt. Für detailliertere Informationen wird auf [3] verwiesen.

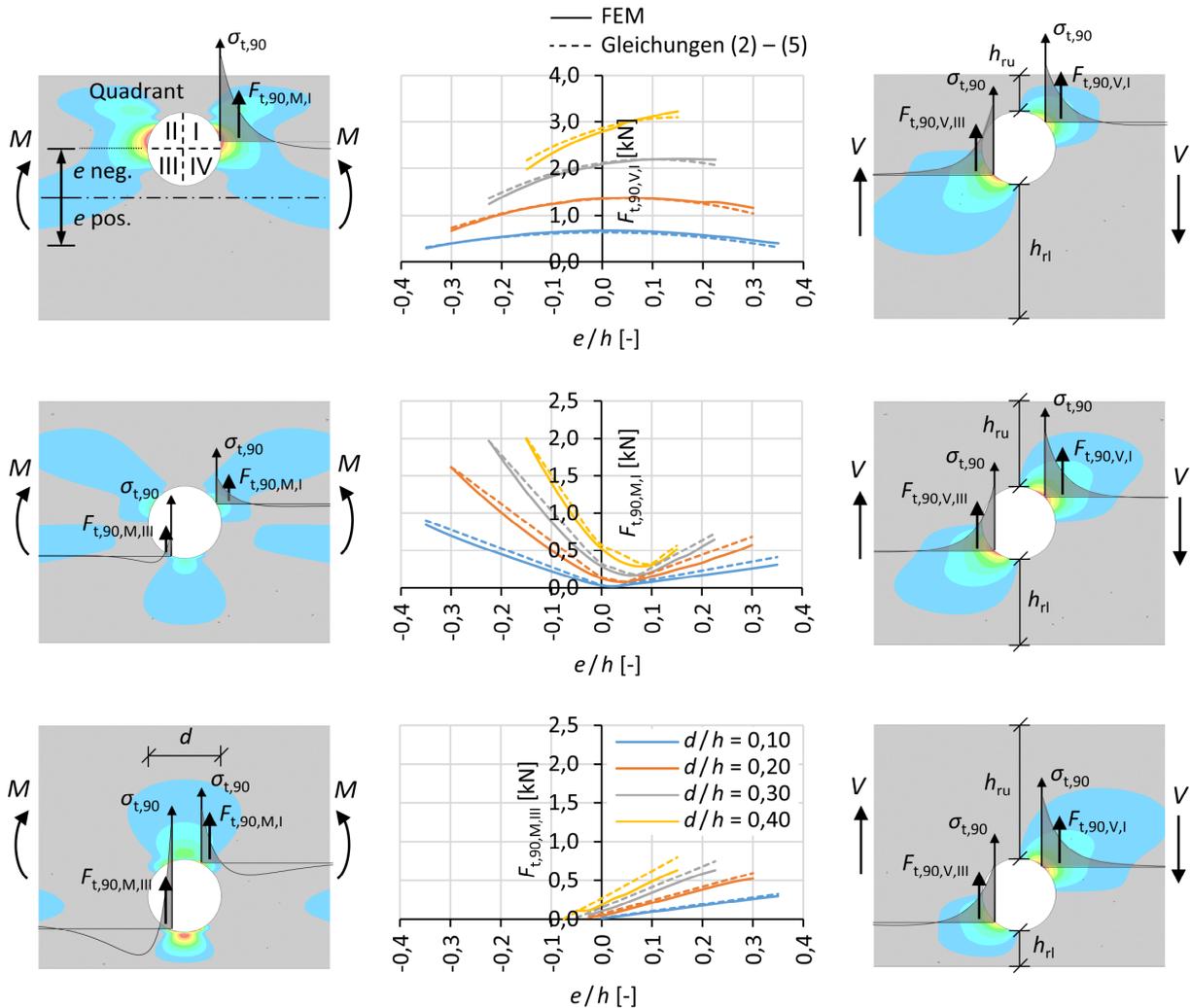


Abb. 10: Resultierende Querkzugkräfte infolge der Beanspruchungen Moment M bzw. Querkraft V

Bemessungsregeln rechteckige Durchbrüche

Infolge der Einschränkung, dass das vorgestellte Bemessungskonzept ausschließlich für runde, unverstärkte Durchbrüche anwendbar ist, wurden in [12] weitergehende numerische Untersuchungen mit dem Ziel einer Erweiterung der vorhandenen Bemessungsregeln auf rechteckige Durchbrüche durchgeführt. Es wird darauf hingewiesen, dass sich diese Untersuchungen ausschließlich auf rechteckige Durchbrüche in zentrischer Anordnung ($e = 0$) beschränken.

Die Grundlage dafür bildete das vorgestellte Simulationsmodell zur Untersuchung unverstärkter, runder Durchbrüche mit auf Basis der Weibull-Theorie [7] ermittelten Tragfähigkeiten, siehe Abb. 6. Hierbei war zunächst zu prüfen, inwieweit sich damit auch das

Tragverhalten rechteckiger Durchbrüche beschreiben lässt. Eine Gegenüberstellung numerisch ermittelter Tragfähigkeiten rechteckiger Durchbrüche mit dokumentierten Versuchsergebnissen ([13], [14]) zeigte eine gute Übereinstimmung, siehe Abb. 11.

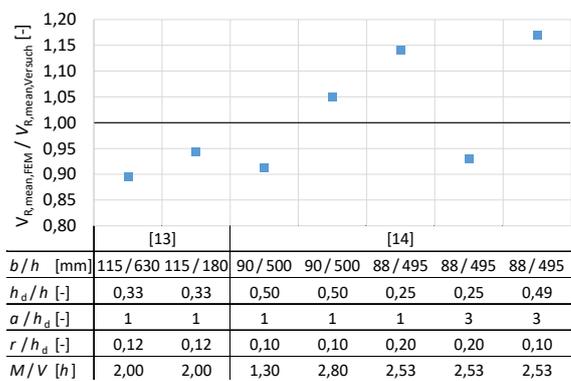


Abb. 11: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und numerisch bestimmter Tragfähigkeiten rechteckiger Durchbrüche

Versuchsergebnisse von Durchbrüchen mit scharfkantigen Ecken ohne Ausrundung wurden generell nicht herangezogen, da diese in numerischen Untersuchungen infolge der auftretenden Singularität schwer zu interpretieren sind und derartige Ausführungen in der künftigen Generation des Eurocode 5 [10] ohnehin ausgeschlossen werden sollen. In Bezug auf die Problematik einer Singularität wurde der Einfluss des Ausrundungsradius quantifiziert, indem die numerisch ermittelten Tragfähigkeiten zweier rechteckiger Durchbrüche unter variierender Elementgröße verglichen wurden. Während die ermittelten Tragfähigkeiten im Fall einer mit einem Radius $r = 0,1 \cdot h_d$ ausgerundeten Ecke bei abnehmender Elementgröße gegen einen konstanten Wert konvergierten, trat im Fall der scharfkantigen Ecke keine Konvergenz auf. Dies zeigt, dass sich rechteckige Durchbrüche mit bis zur genannten Größe ausgerundeten Ecken mithilfe des verwendeten Simulationsmodells beschreiben lassen, Durchbrüche mit scharfkantigen Ecken infolge der Singularität hingegen nicht. Dies deckt sich mit Ergebnissen von Danielsson [13], welcher verschiedene Theorien zur Tragfähigkeitsermittlung von Durchbrüchen untersuchte. Im Fall des Weibull-basierten Ansatzes konnte er an rechteckigen Durchbrüchen mit einem Ausrundungsradius $r = 0,12 \cdot h_d$ eine durchgehend gute Übereinstimmung feststellen.

Darauf aufbauend wurde im Rahmen einer Parameterstudie der geometrische Zusammenhang zwischen rechteckigen und runden, unverstärkten Durchbrüchen über einen Vergleich der ermittelten Tragfähigkeiten beider Durchbruchsformen bestimmt. Auf Basis dieser Untersuchung wurde anschließend eine Gleichung zur Ermittlung einer äquivalenten, runden Durchbruchgröße gleicher Tragfähigkeit abgeleitet, mit welcher die Bemessung eines rechteckigen Durchbruchs mithilfe des bestehenden Bemessungskonzepts ermöglicht wird, siehe **Abb. 12**.

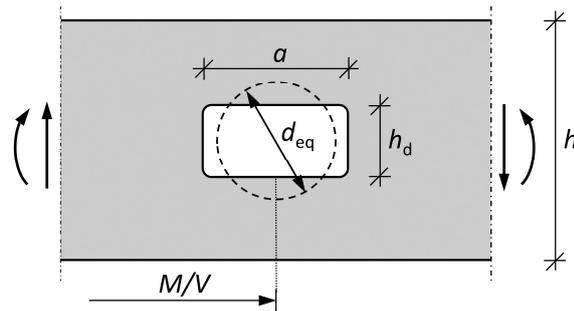


Abb. 12: Abbildung eines rechteckigen Durchbruchs über einen äquivalenten runden Durchbruch

Im Rahmen der Untersuchungen wurden ausschließlich zentrische Anordnungen (Ausmitte $e = 0$) rechteckiger Durchbrüche mit einem Ausrundungsradius $r = 0,1 \cdot h_d$ in Brett-schichtholzbauteilen der Güteklasse GL28h betrachtet. Darüber hinaus enthält **Tab. 3** eine Auflistung aller im Rahmen dieser Parameterstudie variierten Parameter.

Tab. 3: Umfang der Parameterstudie zu rechteckigen Durchbrüchen

Parameter		Untersuchte Werte
Querschnitt	b/h	120/400; 200/1500
Schnittgrößenverhältnis	M/V	1,0h; 1,5h; 2,0h; 5h; 10h; "∞"
□	Durchbruchgröße	h_d/h 0,10; 0,20; 0,30
	Seitenverhältnis	a/h_d 1; 2; 3
○	Durchbruchgröße	d/h 0,10 - 0,60

Im Detail wurden für sämtliche Konfigurationen auf Basis der in **Tab. 3** genannten Parameter die Tragfähigkeiten $V_{R,mean}$ bzw. $M_{R,mean}$ ermittelt. Anschließend wurde für jeden rechteckigen Durchbruch durch Interpolation der Tragfähigkeiten runder Durchbrüche ein äquivalenter runder Durchbruch der Größe d_{eq}/h gleicher Tragfähigkeit bestimmt.

In **Abb. 13** sind die äquivalenten Durchmesser d_{eq} runder Durchbrüche bezogen auf die Durchbruchhöhe h_d rechteckiger Durchbrüche in Abhängigkeit der beiden maßgebenden Einflussfaktoren Schnittgrößenverhältnis $M/V [h]$ sowie Seitenverhältnis $a/h_d [-]$ exemplarisch für eine Durchbruchgröße $h_d/h = 0,2$ dargestellt. Da das Schnittgrößenverhältnis

nis $M/V [h]$ im Fall einer reinen Momentenbeanspruchung gegen ∞ strebt und sich diese Größe nicht in eine Gleichung integrieren lässt, wurde statt des Schnittgrößenverhältnisses $M/V [h]$ der inverse Wert $V \cdot h/M [-]$ verwendet.

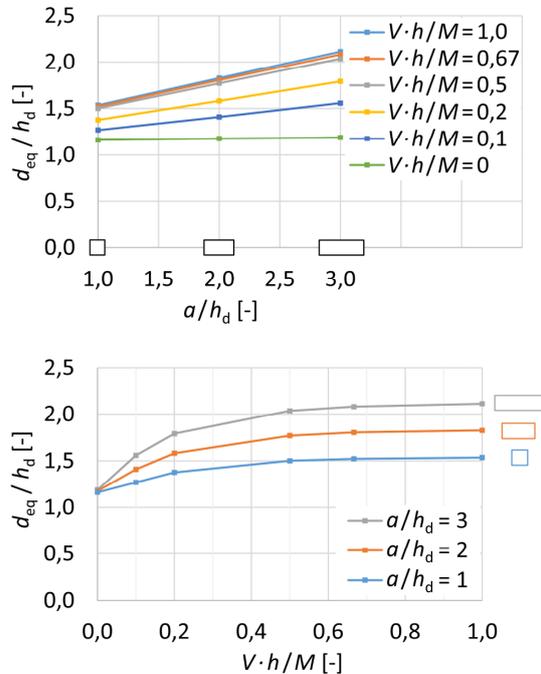


Abb. 13: Zusammenhang d_{eq}/h_d am Beispiel einer Durchbruchgröße $h_d/h=0,2$ in Abhängigkeit des Seitenverhältnisses a/h_d (oben) bzw. des inversen Schnittgrößenverhältnisses $V \cdot h/M$ (unten)

Werden die lineare Abhängigkeit vom Seitenverhältnis in Form einer linearen Funktion sowie die nichtlineare Abhängigkeit vom inversen Schnittgrößenverhältnis in Form einer quadratischen Funktion angenähert, kann für die Beziehung rechteckiger und runder Durchbrüche unter Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen

- $h_d/h \leq 0,3$
- $a/h_d \leq 3$
- $r/h_d \geq 0,1$
- $e = 0$ (keine Ausmitte)

folgende Näherungsgleichung angegeben werden:

$$d_{eq} = 1,25 \cdot h_d + 0,3 \cdot a \cdot \left[4 \cdot \frac{V \cdot h}{M} - 3 \cdot \left(\frac{V \cdot h}{M} \right)^2 \right] \quad (10)$$

Eine quantitative Bewertung dieser Gleichung ist in **Abb. 14** dargestellt. Die gelbe Datenreihe bildet die numerisch ermittelten Tragfähigkeiten runder Durchbrüche in Abhängigkeit der Durchbruchgröße d/h ab. Ebenso sind die numerisch ermittelten Tragfähigkeiten rechteckiger Durchbrüche abgebildet, angetragen mit den äquivalenten Durchbruchgrößen d_{eq}/h entsprechend Gleichung (10). Zur Bewertung sind die Tragfähigkeiten rechteckiger und runder Durchbrüche jeweils entlang einer vertikalen Ebene zu vergleichen, wobei die sichere bzw. unsichere Seite entsprechend gekennzeichnet ist. In den überwiegenden Fällen kommt es zu auf der sicheren Seite liegenden Abweichungen. Die minimalen Abweichungen auf der unsicheren Seite im Fall kleiner Durchbrüche erscheinen tolerierbar.

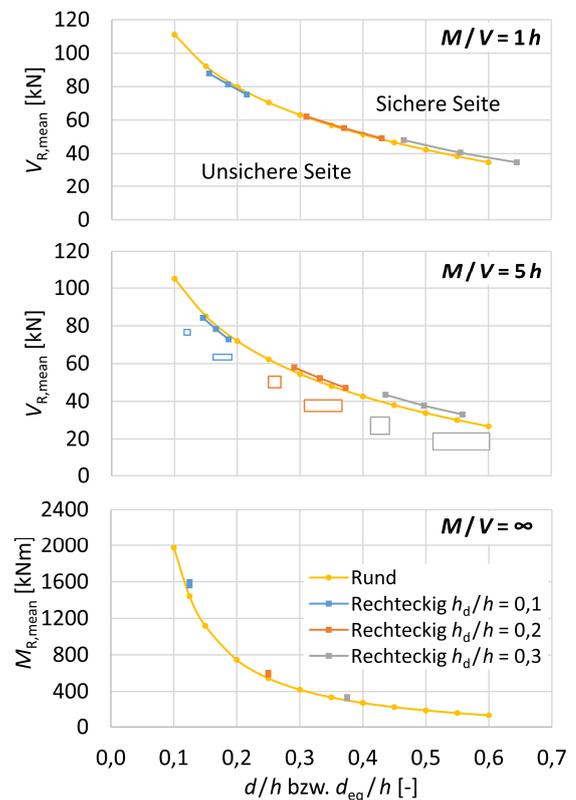


Abb. 14: Vergleich numerisch ermittelter Tragfähigkeiten runder und rechteckiger Durchbrüche, dargestellt in Abhängigkeit ihrer Durchbruchgröße d/h (rund) bzw. d_{eq}/h (rechteckig)

2.2 Anordnung in Gruppen

Experimentelle Untersuchungen

Neben exzentrischen Anordnungen wurden weiterhin Gruppenanordnungen in Form zweier horizontal nebeneinanderliegender Durchbrüche untersucht. In **Abb. 15** sind die 3 untersuchten Konfigurationen der Kleinversuche im unverstärkten Zustand dargestellt. Dabei war der auflagernahe Durchbruch für alle Konfiguration in seiner Position fixiert, die Position des auflagerfernen Durchbruchs variierte in Abhängigkeit des jeweiligen lichten Abstands l_z . Analog zu den exzentrischen Anordnungen unterschritten die gewählten lichten Abstände den geforderten Mindestabstand des aktuellen Eurocode 5 [2] (unverstärkt: $l_z \geq 1,5h$), welcher eine gegenseitige Beeinflussung ausschließt.

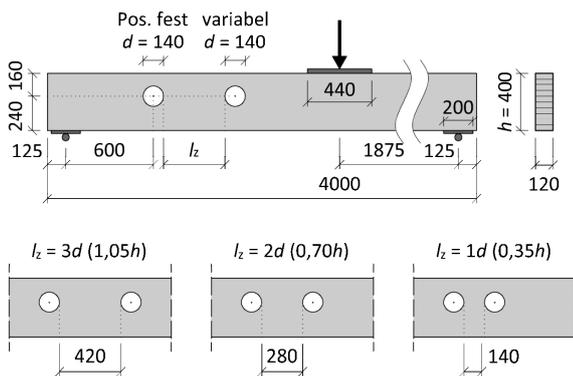


Abb. 15: Versuchsprogramm exzentrisch angeordneter, unverstärkter Durchbrüche in horizontaler Gruppenanordnung (Kleinversuche)

Wie in **Abb. 16** ersichtlich, resultierte ein abnehmender lichter Abstand im unverstärkten Zustand auf allen drei Schädigungsstufen in abnehmenden Traglasten, d.h. einer zunehmenden gegenseitigen Beeinflussung. Bei dem geringsten lichten Abstand $l_z = 0,35h$ sank die Tragfähigkeit auf dem Niveau der Durchrisslasten im Vergleich zu einem entsprechenden Einzeldurchbruch an der Position $M/V = 1,5h$ (auflagernah) auf etwa 73% ab. Experimentelle Vergleichswerte von Einzeldurchbrüchen an den jeweiligen auflagerfernen Positionen lagen nicht vor, da diese Anordnungen nicht im Versuchsprogramm enthalten waren.

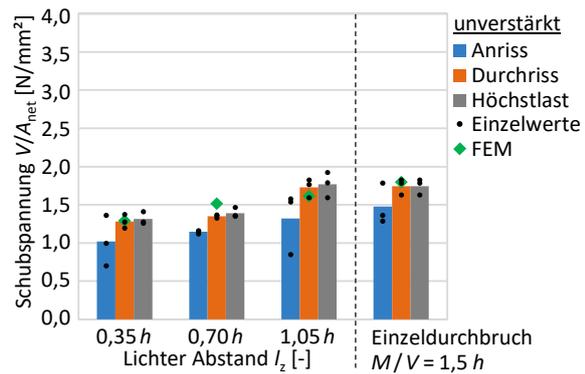


Abb. 16: Versuchsergebnisse exzentrisch angeordneter, unverstärkter Durchbrüche in horizontaler Gruppenanordnung

Numerische Untersuchungen

Vergleichbar zum Vorgehen bei den exzentrischen Anordnungen, sollte die Datenbasis in Bezug auf den Einfluss des Parameters „lichter Abstand“ im Rahmen einer Parameterstudie mithilfe numerischer Untersuchungen erweitert werden. Als Bewertungskenngröße wurde wiederum die Tragfähigkeit in Form von Durchrisslasten infolge der Querzugbeanspruchung gewählt. Dass das Simulationsmodell auch im Fall von unverstärkten Gruppen geeignet ist, kann aus der recht guten Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen sowie den numerisch ermittelten Tragfähigkeiten abgeleitet werden, siehe hierzu die Datenreihe „FEM“ in **Abb. 16**.

Im Rahmen der Parameterstudie wurden die maßgebenden Durchrisslasten von Gruppenanordnungen im unverstärkten Zustand bestimmt und mit denjenigen entsprechender Einzeldurchbrüche verglichen. Die Ermittlung erfolgte dabei unter Berücksichtigung aller in **Abb. 17** dargestellter querzugbeanspruchter Bereiche.

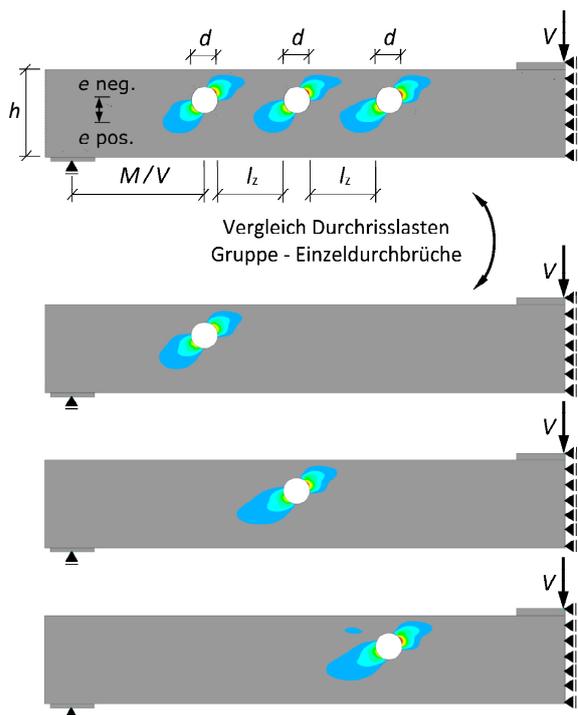


Abb. 17: Simulationsmodell zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Trägern mit unverstärkten Durchbrüchen in Gruppenanordnungen

Tab. 4 enthält eine Zusammenstellung aller variierten Parameter dieser Untersuchungen.

Tab. 4: Umfang der Parameterstudie horizontaler Gruppen

Parameter	Untersuchte Werte
Anzahl Durchbrüche	n 2; 3
Durchbruchgröße	d/h 0,10; 0,30
Lichter Abstand	l_z $2,0h - 0,25h/0,125h$
Ausmitte	e/h -0,15; 0,00; 0,15
Schnittgrößenverhältnis	M/V $1,5h$; $6,0h$; "∞"

Entsprechend diesen Untersuchungen ist das Ausmaß des gegenseitigen Einflusses nicht nur abhängig vom lichten Abstand, sondern auch von der Position im Träger, d.h. der Beanspruchungssituation. Während ein zunehmender Momenteneinfluss eher einen positiven Einfluss hat, tritt der größte tragfähigkeitsmindernde Einfluss im auflagernahen, vorwiegend schubbeanspruchten Bereich auf. Für letzteren Fall ist das Ausmaß der gegenseitigen Beeinflussung am Beispiel einer Gruppe von drei Durchbrüchen in **Abb. 18** dargestellt. Das Mindestmaß

$l_z = 1,5h$, ab dem ein gegenseitiger Einfluss vernachlässigt werden darf, erscheint nach diesen Ergebnissen bei der Durchbruchgröße $d/h = 0,10$ eher konservativ, bei der Durchbruchgröße $d/h = 0,30$ passend. Bei noch größeren Durchbrüchen ist zu erwarten, dass sich dieses Mindestmaß vergrößert.

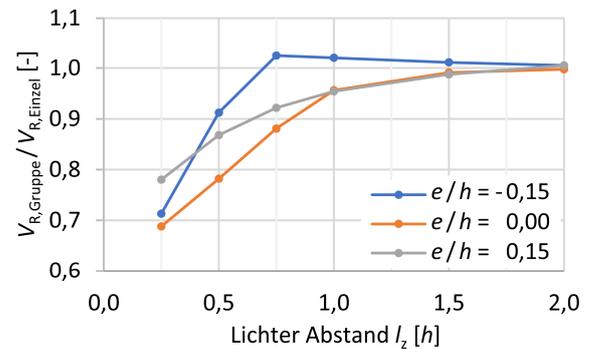
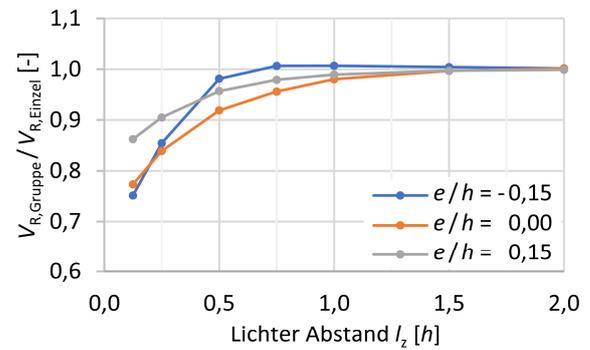


Abb. 18: Verhältniszahlen der Tragfähigkeiten von Gruppen bestehend aus 3 Durchbrüchen mit den zugehörigen Einzeldurchbrüchen am Beispiel $d/h = 0,1$ (oben) bzw. $d/h = 0,3$ (unten)

Bemessungsregeln

Basierend auf den vorgestellten Untersuchungen konnte unter Voraussetzung folgender Anwendungsgrenzen

- Durchbruchgröße $d/h \leq 0,30$
- Lichter Abstand $l_z \geq 1d$
- Anzahl der Durchbrüche $n \leq 3$

folgender Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung abgeleitet werden:

$$k_{space} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ 1 - 0,2 \cdot \frac{1,5 \cdot h - l_z}{1,5 \cdot h} \\ 1 - 0,4 \cdot \frac{5 \cdot d - l_z}{5 \cdot d} \end{array} \right\} \quad (11)$$

Die Abminderung erfolgt dabei über zwei lineare Bereiche ausgehend von $l_z = 1,5h$ bzw. $l_z = 5d$, siehe **Abb. 19**. Für den Nachweis einer unverstärkten Gruppe ist dieser Abminderungsbeiwert in den Nachweisen der querzugbeanspruchten Bereiche aller entsprechenden Einzeldurchbrüche der Gruppe anzuwenden, jeweils eingesetzt in den Nenner von Gleichung (1).

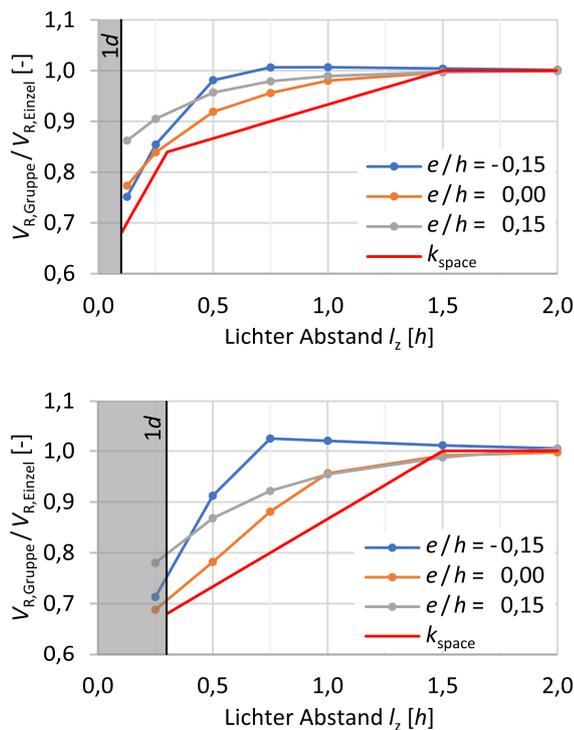


Abb. 19: Gegenüberstellung des Abminderungsbeiwerts k_{space} mit den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen am Beispiel $d/h=0,1$ (oben) bzw. $d/h=0,3$ (unten)

3 Verstärkte Durchbrüche

3.1 Exzentrische Anordnungen

Experimentelle Untersuchungen

Alle exzentrischen, unverstärkten Anordnungen der Kleinversuche entsprechend **Abb. 1** wurden zusätzlich im innenliegend verstärkten Zustand untersucht, siehe **Abb. 20**. In jedem querzugbeanspruchten Bereich kamen dabei 2 Vollgewindeschrauben mit einem Durchmesser von 10mm [15] zum Einsatz. Ausgehend von einer Vorbohrung mit einem Durchmesser von 6mm wurden die Verstärkungselemente durchgehend unter einem Winkel von 60° zur Faserichtung geneigt eingedreht.

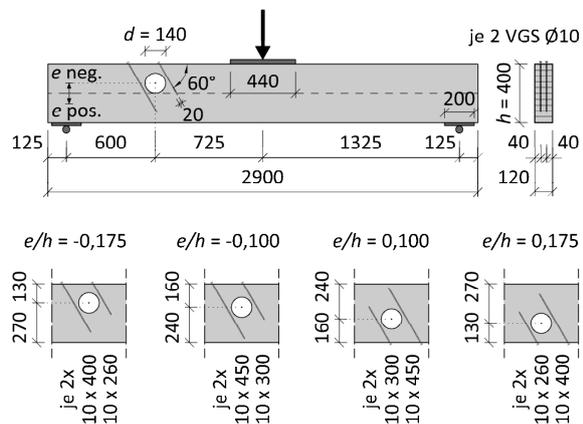


Abb. 20: Versuchsprogramm exzentrisch angeordneter, innenliegend verstärkter Durchbrüche im vorwiegend schubbeanspruchten Bereich (Kleinversuche)

Der Einfluss der Ausmitte stellte sich im Vergleich zum unverstärkten Zustand ausgeprägter in Form abnehmender Tragfähigkeiten bei einer Verlagerung der Position des Durchbruchs vom Biegedruck- in Richtung des Biegezugbereichs dar, siehe **Abb. 21**. Die erreichten Tragfähigkeitssteigerungen belaufen sich auf Höchstlastniveau im Vergleich zum unverstärkten Zustand etwa auf bis zu 100%, abhängig von der exzentrischen Position der Durchbrüche. Aus der Differenz zwischen den erreichten Anriss- und Höchstlasten können Laststeigerungen im Bereich von etwa 25% im Biegezugbereich bis etwa 50% im Biegedruckbereich abgelesen werden. Im Vergleich zum unverstärkten Zustand kommt dies einem deutlich weniger spröden Versagensverhalten gleich.

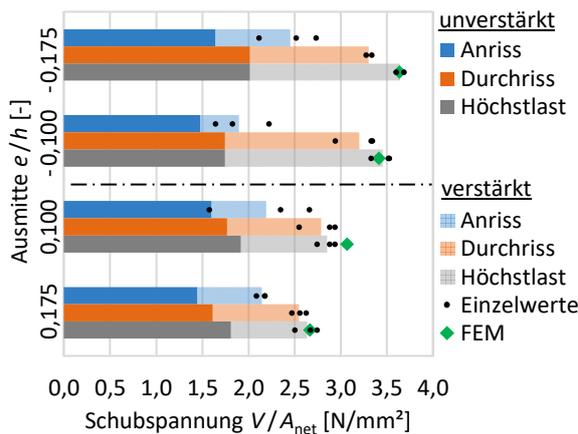


Abb. 21: Versuchsergebnisse exzentrisch angeordneter, innenliegend verstärkter Durchbrüche im vorwiegend schubbeanspruchten Bereich (Kleinversuche)

Im Rahmen der Großversuche wurden nur die beiden größten Ausmitten der Kleinversuche geprüft, siehe **Abb. 22**. Als Verstärkungselemente kamen dabei jeweils 2 eingedrehte Gewindestangen mit einem Durchmesser von 16mm [15] zum Einsatz. Die Neigung der Gewindestangen wurde auf Basis der Erkenntnisse der vorher stattfindenden Kleinversuche unterschiedlich gewählt. Im Biegedruckbereich wurde die Neigung von 60° beibehalten, im Biegezugbereich wurde die Neigung hingegen auf 45° angepasst.

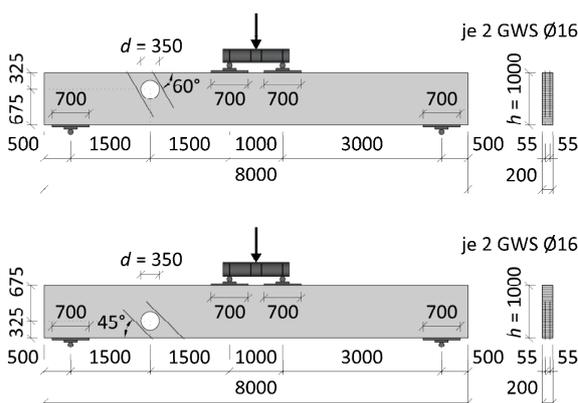


Abb. 22: Versuchsprogramm exzentrisch angeordneter, innenliegend verstärkter Durchbrüche im vorwiegend schubbeanspruchten Bereich (Großversuche)

Die Auswertung der Großversuche zeigte ein zu den Kleinversuchen ähnliches Verhalten, siehe **Abb. 23**. Die erreichten Schubtragfähigkeiten sind im Vergleich zu den Kleinversuchen vermutlich infolge des

Größeneffekts geringer. Ein relativer Vergleich der Höchstlasten zwischen den beiden Ausmitten ergibt einen Verhältniswert, der im Vergleich zu den Kleinversuchen geringfügig höher ausfällt (0,77 statt 0,72), d.h. die angepasste Neigung der Verstärkungselemente in den Prüfkörpern mit dem Durchbruch im Biegezugbereich ($\alpha = 45^\circ$) führte zu einem geringfügig besseren Tragverhalten.

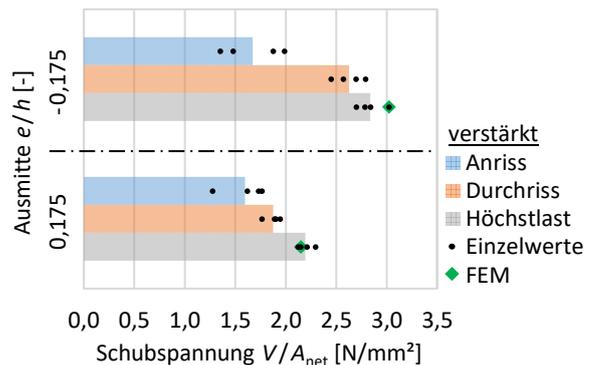


Abb. 23: Versuchsergebnisse exzentrisch angeordneter, innenliegend verstärkter Durchbrüche im vorwiegend schubbeanspruchten Bereich (Großversuche)

Numerische Untersuchungen

Analog zu unverstärkten Durchbrüchen wurden auch verstärkte Durchbrüche im Rahmen numerischer Untersuchungen näher betrachtet. Infolge des im Vergleich zu unverstärkten Durchbrüchen weniger spröden Versagensverhaltens lässt sich die Tragfähigkeit verstärkter Durchbrüche auf Basis des ungerissenen Zustands weniger gut vorhersagen [3]. Für eine bessere Annäherung des Versagensverhaltens ist eine Beschreibung des teilgerissenen Zustands erforderlich, welche beispielsweise mit bruchmechanischen Betrachtungen möglich ist. Aus diesem Grund wurde ein bruchmechanisches Simulationsmodell entwickelt, dessen wesentliche Elemente im Folgenden erläutert werden, siehe **Abb. 24**.

Analog zum unverstärkten Zustand handelt es sich dabei um ein zweidimensionales Simulationsmodell mit einem orthotropen Materialverhalten für Holz ($E_x = 12600 \text{ N/mm}^2$, $E_y = 300 \text{ N/mm}^2$, $G_{xy} = 650 \text{ N/mm}^2$, $\nu_{xy} = 0,41$) ([4], [5]), erstellt innerhalb des FEM-Programms ANSYS.

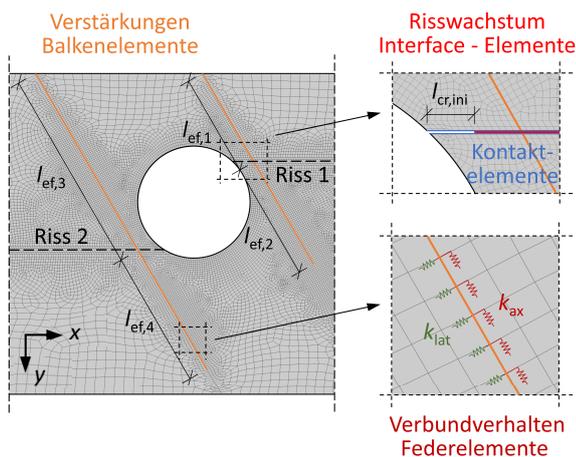


Abb. 24: Simulationsmodell zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Trägern mit innenliegend verstärkten Durchbrüchen

Die innenliegenden Verstärkungselemente wurden als Balkenelemente mit kreisförmigem Querschnitt zur Abbildung des Kerndurchmessers sowie – kennzeichnend für Stahl – isotropem Materialverhalten ($E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $\nu = 0,3$) implementiert. Das axiale sowie laterale Verbundverhalten der Verstärkungselemente wurde über Feder-elemente entlang der Verstärkungselemente abgebildet. Das axiale Verschiebungsmodul wurde entsprechend [15] zu $K_{ax} = 25 \cdot d \cdot l_{ef}$ angenommen. Ausgehend von den möglichen Rissebenen mussten dazu für jedes Verstärkungselement die individuellen Verankerungslängen $l_{ef,i}$ auf beiden Seiten der Rissebenen berücksichtigt werden. Da das laterale Verbundverhalten nur von untergeordneter Bedeutung ist, wird für eine detaillierte Darstellung auf [3] verwiesen.

Die bruchmechanischen Untersuchungen basierten auf dem Konzept der linear elastischen Bruchmechanik. In der Umsetzung wird der Träger entlang zweier vordefinierter Rissebenen in zwei Trägerquerschnitte aufgetrennt. Da ein runder Durchbruch an sich keine Singularität aufweist, ist für die Anwendbarkeit dieses Konzepts für jede Rissebene ausgehend vom Durchbruchrand ein Initialriss (Länge $l_{cr,ini}$) ohne Verbindung der Trägerquerschnitte vorzugeben. Jenseits dieser Initialrisse sind die Trägerquerschnitte entlang der vordefinierten Rissebenen über die gesamte Länge über Interface Elemente verbunden.

Das Risswachstum wurde auf Basis der Virtual Crack Closure Technique (VCCT) simuliert, indem die ver-

formungsgesteuerte Belastung des Trägers stufenweise in kleinen Schritten gesteigert und dabei in jedem Einzelschritt die Energiefreisetzungsraten an der Risspitze im Modus I (G_I) sowie Modus II (G_{II}) bestimmt wurden. Auf Basis des linearen Interaktionskriteriums entsprechend folgender Gleichung

$$\frac{G_I}{G_{f,I}} + \frac{G_{II}}{G_{f,II}} \leq 1 \quad (12)$$

erfolgte in jedem Einzelschritt eine Bewertung, ob eine Risswachstum stattfindet. Falls die Interaktionsbedingung in Gleichung (12) überschritten wird, öffnet sich ein Interface Element hinter der Risspitze und der Riss setzt sich entsprechend um ein Element fort. Die Bruchenergien wurden dabei in Anlehnung an [16] zu $G_{f,I} = 0,3 \text{ N/mm}$ sowie $G_{f,II} = 1,05 \text{ N/mm}$ angenommen.

Zusätzlich zu den Interface Elementen zur Simulation des Risswachstums wurden entlang der Rissebenen Kontaktelemente angeordnet. Diese verhindern bei größeren Risslängen ein gegenseitiges Durchdringen der Trägerquerschnitte, wenn sich die Querzugspannungen abgebaut haben und Querdruckspannungen vorliegen.

In Summe kann mit dem vorgestellten Modell das Risswachstum simuliert und die Tragfähigkeit in Form der erreichten Höchstlast im teilgerissenen Zustand ermittelt werden. Zur Beurteilung der Qualität des Simulationsmodells finden sich in **Abb. 21** bzw. **Abb. 23** Gegenüberstellungen von Versuchsergebnissen und numerisch bestimmter Tragfähigkeiten (Datenreihen „FEM“). Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung, sodass das Modell für weitere Untersuchungen verwendet werden konnte.

Ein Parameter, der mit dem Simulationsmodell untersucht wurde, ist die Neigung der Verstärkungselemente. Dazu wurden die vier verstärkten Konfigurationen der Kleinversuche (**Abb. 20**) betrachtet und die Neigung der Verstärkungselemente in den Stufen $\alpha = 45^\circ$, 60° sowie 90° variiert. Die Verankerungslängen auf den Seiten der Schraubenspitzen jenseits der Rissebenen wurde für alle Neigungen konstant gehalten.

Entsprechend den Ergebnissen in **Abb. 25** werden die höchsten Tragfähigkeiten im Biegedruckbereich unter einem Winkel $\alpha = 60^\circ$ erreicht, im Biegezugbereich unter einem Winkel $\alpha = 45^\circ$. Während die Unterschiede in den Ergebnissen dieser beiden Neigungen generell gering erscheinen, fällt im Vergleich der beiden geneigten Anordnungen zu einer Anordnung unter $\alpha = 90^\circ$ ein deutlicherer Unterschied in den Tragfähigkeiten auf. Die Ergebnisse der senkrechten Anordnung liegen dabei etwa 15% - 25% unter den Werten der geneigten Anordnungen.

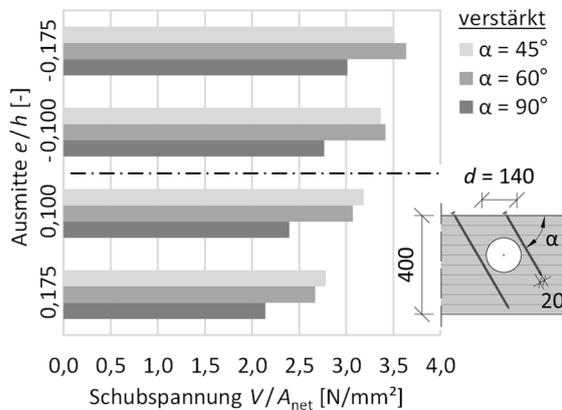


Abb. 25: Numerische Ergebnisse exzentrisch angeordneter, innenliegend verstärkter Durchbrüche unter variierender Neigung der Verstärkungselemente

3.2 Anordnung in Gruppen

Experimentelle Untersuchungen

Analog zum Vorgehen bei den exzentrischen Anordnungen wurden alle unverstärkten, horizontalen Gruppenanordnungen der Kleinversuche (**Abb. 15**) ebenso im innenliegend verstärkten Zustand untersucht, siehe **Abb. 26**. Die Art der Verstärkung wurde identisch zur Situation des entsprechenden Einzeldurchbruchs ($M/V = 1,5h$, $e/h = -0,100$) gewählt, vgl. **Abb. 20**.

Wie in **Abb. 27** ersichtlich, kann im verstärkten Zustand keine Aussage hinsichtlich der gegenseitigen Beeinflussung getroffen werden, da auf Höchstlastniveau an allen Prüfkörpern ein globales Biege-/Schubversagen außerhalb der Durchbruchbereiche festzustellen war.

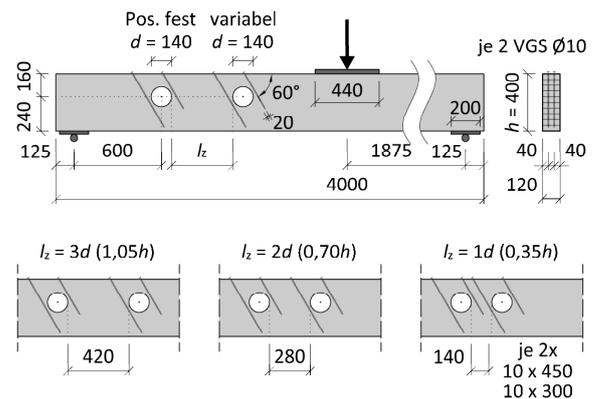


Abb. 26: Versuchsprogramm exzentrisch angeordneter, innenliegend verstärkter Durchbrüche in horizontaler Gruppenanordnung (Kleinversuche)

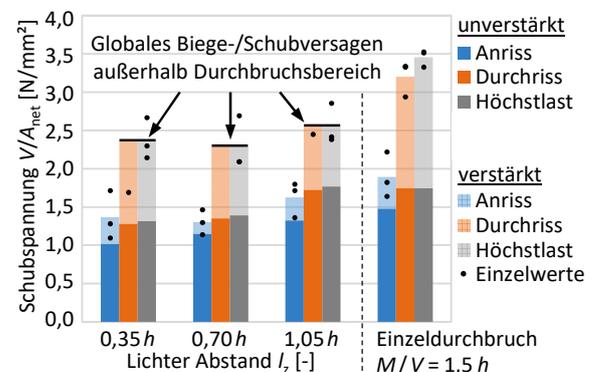


Abb. 27: Versuchsergebnisse exzentrisch angeordneter, innenliegend verstärkter Durchbrüche in horizontaler Gruppenanordnung (Kleinversuche)

3.3 Schwindverhalten

Experimentelle Untersuchungen

Neben dem tragfähigkeitssteigernden Effekt von Verstärkungen im Bereich von Durchbrüchen (siehe Abschnitte 3.1 und 3.2) wurde in [17] auch der negative Effekt von Verstärkungen infolge der Eigenschaft, das freie Schwinden des Holzes zu behindern und dadurch Risse zu induzieren, untersucht.

Die Grundlage der Untersuchungen stellten Brett-schichtholzbauteile der Güteklasse GL28c mit verstärkten und unverstärkten, runden Durchbrüchen dar, welche in Form einer Klimalagerung dem Austrocknungsszenario von gedämmten, beheizten Gebäuden ausgesetzt wurden. Das Klima in diesen Gebäuden zeichnet sich durch trockene Bedingungen mit vergleichsweise geringen jahreszeitlichen

Schwankungen aus, welche zu einem einmaligen, aber deutlichen Austrocknen der Holzbauteile von der Herstellfeuchte ($\approx 12\%$) auf die Ausgleichsfeuchte ($\approx 6-10\%$) führen können [18]. Nach der Klimalagerung sollten Belastungsversuche klären, welche Resttragfähigkeit die verstärkten, ausgetrockneten und potentiell gerissenen Brettschicht-holzbauteile noch aufweisen.

Das Versuchsprogramm umfasste 3 verschiedene Konfigurationen, siehe **Abb. 28**. Zwei Konfigurationen waren mit einer innenliegenden, eingedrehten Verstärkung (Gewindestangen $d = 20\text{ mm}$ mit Holzgewinde entsprechend [19]) unter variierendem Winkel zwischen Gewindestangenachse und Holzfaserrichtung ($\alpha = 90^\circ/45^\circ$) sowie eine Konfiguration mit einer außenliegenden, mittels Schraubenpressklebung aufgebrachten Verstärkung (Furnierschicht-holz Kerto Q, $t = 24\text{ mm}$ entsprechend [20]) versehen. Weder die Hirnholzflächen der Träger noch die der Durchbrüche wurden versiegelt. Jede der 3 Konfigurationen umfasste 4 Prüfkörper, welche jeweils zur Hälfte von zwei Brettschicht-holzherstellern (A bzw. B) bezogen wurden.

Zur Quantifizierung des Sperreffekts der Verstärkung wurden die Durchbrüche auf einer Trägerseite vor der Klimalagerung verstärkt. Auf der gegenüberliegenden Trägerseite hingegen blieben die Durchbrüche unverstärkt, sodass sich dort ein unbehinderter Schwindvorgang einstellen konnte. Nach der Klimalagerung wurden die während der Klimalagerung unverstärkten Durchbrüche in analoger Art und Weise zur gegenüberliegenden Seite verstärkt. Nach dem Einbringen von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben zur Querdruckverstärkung der Auflager- sowie Lasteinleitungspunkte wurde jeweils ein erster 3-Punkt Biegeversuch (Versuch 1) bis zum Versagen der während der Klimalagerung verstärkten Durchbrüche durchgeführt. Anschließend wurden auf die gerissenen Trägerbereiche Sperrholzplatten mittels Schraubenpressklebung aufgebracht und jeweils ein zweiter 3-Punkt Biegeversuch (Versuch 2) bis zum Versagen der nach der Klimalagerung verstärkten Durchbrüche durchgeführt. Eine Gegenüberstellung der auf diese Weise bestimmten Tragfähigkeiten sollte Auskunft über den Sperreffekt der Verstärkung liefern.

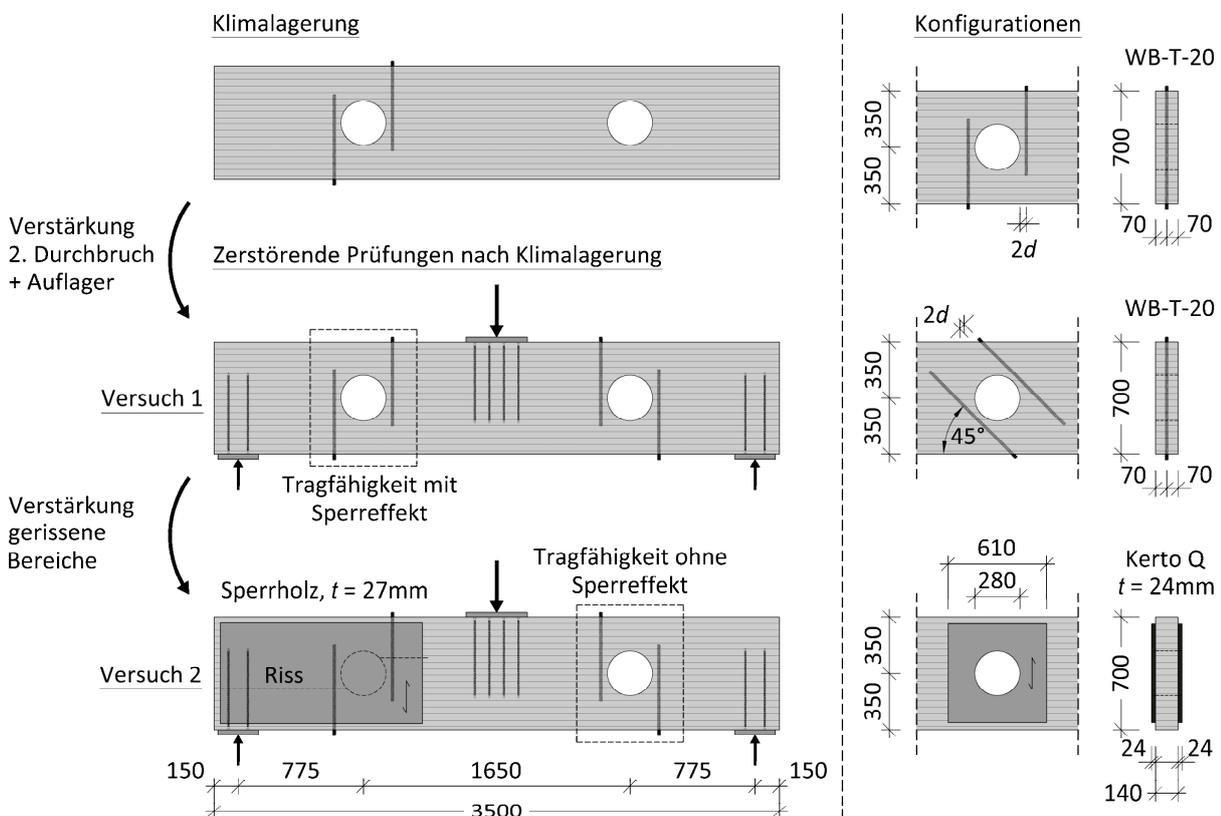


Abb. 28: Versuchsprogramm runder Durchbrüche unter Schwindbeanspruchung mit/ohne Sperreffekt der Verstärkung

Zur Bestimmung der Ausgangsholzfeuchten u_0 wurden an jedem Prüfkörper 2 Lamellen ausgewählt, an welchen jeweils von beiden Seiten elektronische Widerstandsmessungen in drei unterschiedlichen Tiefen 15/25/40 mm vorgenommen wurden. Die über die Bauteilbreite gemittelte Ausgangsholzfeuchte der Prüfkörper des Herstellers A lag demnach bei $u_0 = 10,2\%$, der Prüfkörper des Herstellers B bei $u_0 = 13,4\%$.

Für die Klimalagerung stand ein abgetrennter Raum am MPA Bau der TU München zur Verfügung. Die Luftfeuchte wurde zu Beginn mithilfe eines Kondensationstrockners, im späteren Verlauf mithilfe zweier Kondensationstrockner geregelt gesenkt. In **Abb. 29** ist der Verlauf der stündlich mittels eines Datenloggers „Hygrofox“ der Firma Scanntronik aufgezeichneten Werte über den gesamten Zeitraum von 410 Tagen dargestellt.

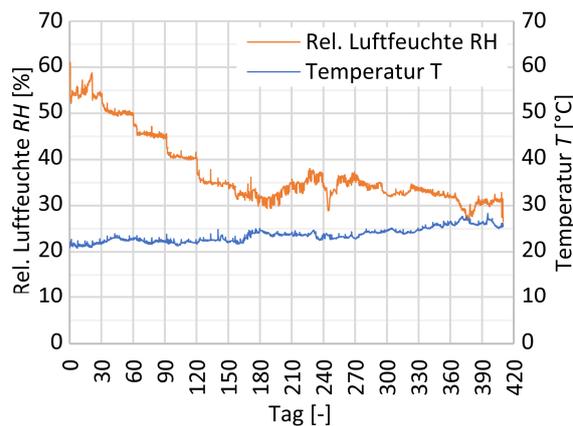


Abb. 29: Ablauf Klimalagerung

Zu Beginn wurden die Prüfkörper einem langsamen Trocknungsszenario ausgesetzt, indem die rel. Luftfeuchte im monatlichen Rhythmus stufenweise mit einer Geschwindigkeit von 5% rel. Luftfeuchte pro Monat gesenkt wurde. Diese Vorgehensweise wurde bewusst gewählt, um das Auftreten oberflächennaher Schwindrisse, welche nicht auf die Sperrwirkung der Verstärkung zurückzuführen sind, auszuschließen. Aus Untersuchungen von [21] ist bekannt, dass an unverstärkten Prüfkörpern ab einer Feuchtegradienten von etwa 4 %-5 % zwischen Bauteilmitte und einem 1 cm breiten Randstreifen mit Rissen zu rechnen ist. Durch das gewählte Vorgehen blieben die sich im zeitlichen Verlauf einstellenden Feuchtegradienten

deutlich unter dieser kritischen Größe von etwa 4 %-5 %. Im weiteren Verlauf der Klimalagerung bewegte sich die rel. Luftfeuchte etwa in einem Bereich 30 % -35 %, wobei der untere Wert eine technische Grenze darstellte.

Die Holzfeuchteverteilungen im zeitlichen Verlauf wurden sowohl über elektronische Widerstandsmessungen an den eigentlichen Prüfkörpern als auch über zusätzliche, vierseitig abgeklebte Darrscheiben, bei welchen ein Feuchtetransport nur über die Seitenflächen möglich war, bestimmt. Während der Klimalagerung wurden fortlaufend einzelne Darrscheiben aus dem Klimaraum entnommen, mittels einer Kreissäge (Blattstärke 3 mm) in Streifen aufgetrennt und über Wägungen vor und nach dem Trocknen die Holzfeuchtegehalte bestimmt.

In **Abb. 30** ist der zeitliche Verlauf der Holzfeuchteverteilungen exemplarisch anhand der Darrscheiben des Herstellers A dargestellt. Auf Grundlage der Ergebnisse der Darrproben ergaben sich zum Ende der Klimalagerung bezogen auf die Ausgangsfeuchten u_0 im Fall des Herstellers A Feuchtedifferenzen $\Delta u_{410d} = 2,4\%$ und im Fall des Herstellers B $\Delta u_{410d} = 5,3\%$.

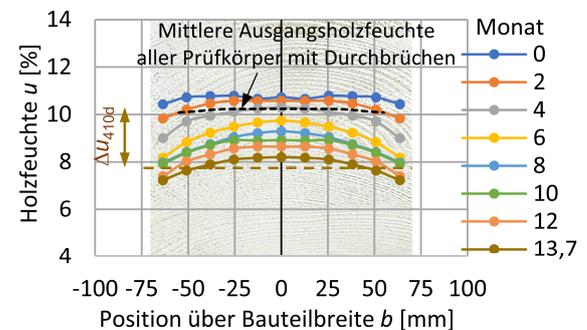


Abb. 30: Zeitlicher Verlauf der Holzfeuchteverteilungen am Beispiel der Darrscheiben des Herstellers A

Im Rahmen der Versuche 1 und 2 wurden als Tragfähigkeiten die Höchstlasten verstanden. Eine Unterscheidung nach verschiedenen Lastniveaus in Form der Stufen „Anriss“/„Durchriss“/„Höchstlast“ machte im Rahmen dieser Untersuchungen infolge der aus der Klimalagerung teils bestehenden Vorschädigung keinen Sinn. Die Auswertung erfolgte sowohl nach Herstellern getrennt als auch zusammen betrachtet, siehe **Abb. 31**. Die Bezeichnung „Mit

Sperreffekt“ kennzeichnet dabei die Trägerseite, die während der Klimalagerung verstärkt war, die Bezeichnung “Ohne Sperreffekt“ die Trägerseite, die während der Klimalagerung unverstärkt war.

Mit Ausnahme eines Prüfkörpers versagten alle Prüfkörper auf der während der Klimalagerung verstärkten Seite zuerst. Infolgedessen führte der Sperreffekt - mit Ausnahme der geneigten Anordnung an Prüfkörpern des Herstellers A - durchgehend zu einer deutlichen Reduktion der Tragfähigkeit.

Hinsichtlich der nach Herstellern getrennten Auswertung ist für die Datenreihe “Ohne Sperreffekt“ der Trend erkennbar, dass die Prüfkörper des Herstellers B höhere Versagenslasten aufweisen. Dies lässt sich mit der an zusätzlichen Trägern ohne Durchbrüche ermittelten, höheren Schubfestigkeit begründen. Für die Datenreihe “Mit Sperreffekt“ ist kein klarer Trend erkennbar, teils liefern die Prüfkörper des Herstellers A höhere Versagenslasten, teils umgekehrt. Aus den Verhältniswerten “Mit / Ohne Sperreffekt“ ist jedoch ersichtlich, dass die Reduktion der Tragfähigkeit an Prüfkörpern des Herstellers B in relativer Hinsicht durchgehend höher ausfällt. Dies deutet darauf hin, dass die im Vergleich zu Prüfkörpern des Herstellers A höhere Differenzfeuchte zu höheren trockenungsinduzierten Spannungen quer zur Faser geführt und infolgedessen die Schubtragfähigkeit deutlicher reduziert hat.

Aus den Ergebnissen der gemeinsamen Auswertung ist im Fall “Ohne Sperreffekt“ ersichtlich, dass die höchste Tragfähigkeit im Fall der Konfiguration mit aufgeklebten Verstärkungsplatten erreicht wurde. Die Tragfähigkeit der geneigten, innenliegenden Verstärkung blieb geringfügig, die der unter $\alpha = 90^\circ$ angeordneten Verstärkung deutlich hinter den Werten dieser Konfiguration zurück. Die Tragfähigkeit infolge eines vorhandenen Sperreffekts der Verstärkung reduzierte sich bei innenliegender Verstärkung unter $\alpha = 90^\circ$ auf 65 %, bei außenliegender Verstärkung auf 68 % sowie bei innenliegender Verstärkung unter $\alpha = 45^\circ$ auf 79 %. Relativ wie auch absolut liefert damit die geneigte Anordnung die höchsten Tragfähigkeiten für den Fall “Mit Sperreffekt“, wobei die Differenzen zur außenliegenden Verstärkung gering, zur innenliegenden Verstärkung unter $\alpha = 90^\circ$ deutlich sind.

Insgesamt betrachtet lassen sich aus einem Vergleich geneigte Anordnung vs. senkrechte Anordnung innenliegender Verstärkungselemente zwei wesentliche Aussagen formulieren. Zum einen resultieren aus einer geneigten Anordnung infolge des gleichzeitigen Verstärkungseffekts hinsichtlich Querzug und Schub im Fall auflagnaher Durchbrüche generell höhere Tragfähigkeiten (“Ohne Sperreffekt“). Zum anderen stellt eine geneigte Anordnung gleichzeitig einen geringeren Sperreffekt gegenüber Schwindvorgängen dar, was sich in höheren Verhältniswerten “Mit / Ohne Sperreffekt“ widerspiegelt.

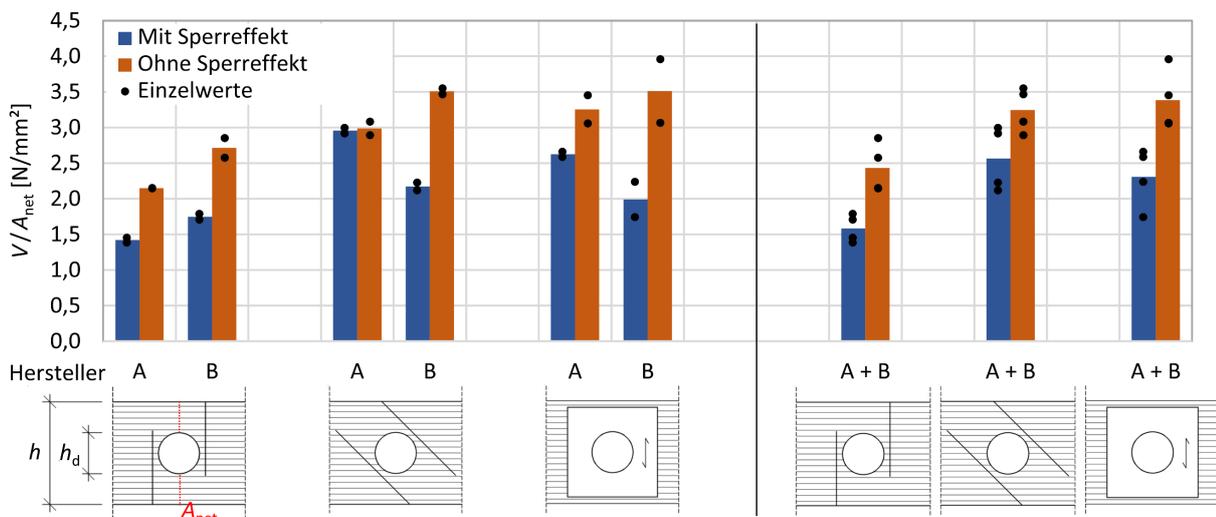


Abb. 31: Tragfähigkeiten mit/ohne Sperreffekt der Verstärkung

4 Literaturverzeichnis

- [1] DIN EN 1995-1-1:2010-12: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. DIN, Berlin.
- [2] DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. DIN, Berlin.
- [3] Danzer, M.; Dietsch, P.; Winter, S. (2017). Einfluss exzentrisch positionierter runder Einzeldurchbrüche und Gruppen von Durchbrüchen auf die Tragfähigkeit von Brettschichtholzträgern – Entwicklung von Bemessungsverfahren und Konstruktionsregeln für Verstärkungsmaßnahmen. Schlussbericht AiF-Forschungsvorhaben Nr. 18048 N, TU München.
- [4] DIN EN 14080: 2013-09, Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen; Deutsche Fassung EN 14080:2013. DIN, Berlin
- [5] Neuhaus, H. (1981). Elastizitätszahlen von Fichtenholz in Abhängigkeit von der Holzfeuchtigkeit. Dissertation. In: Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Mitteilung Nr. 81-8. Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum.
- [6] Höfflin, L. (2005). Runde Durchbrüche in Brettschichtholzträgern – Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Dissertation. Universität Stuttgart.
- [7] Weibull, W. (1939). A statistical theory of the strength of materials. Proceedings of the Royal Swedish Institute of Engineering, No. 151. Stockholm.
- [8] Aicher, S., Dill-Langer, G. (1997). DOL effect in tension perpendicular to the grain of glulam depending on service classes and volume. CIB-W18, Paper No. CIB-W18/30-9-1. Vancouver.
- [9] Blaß, H.J., Ehlbeck, J., Schmid, M. (1998). Ermittlung der Querkzugfestigkeit von Voll- und Brettschichtholz. Forschungsbericht. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abteilung Ingenieurbau, Universität Karlsruhe.
- [10] prEN 1995-1-1:2023 E: Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.
- [11] Aicher, S., Höfflin, L. (2006). Tragfähigkeit und Bemessung von Brettschichtholzträgern mit runden Durchbrüchen – Sicherheitsrelevante Modifikationen der Bemessungsverfahren nach Eurocode 5 und DIN 1052. Forschungsbericht. MPA Stuttgart.
- [12] Danzer, M., Rodemeier, S., Dietsch, P. (2019). Rectangular holes. Final Report PRB-4.1 (2019), Chair of Timber Structures and Building Construction, Technical University of Munich.
- [13] Danielsson, H. (2009). The strength of glulam beams with holes – A probabilistic fracture mechanics method and experimental tests. Dissertation. Department of Construction Sciences, Structural Mechanics. Lund University.
- [14] Johannesson, B. (1983). Design problems for glulam beams with holes. Dissertation. Division of Steel and Timber structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- [15] ETA-12/0114. Europäische Technische Bewertung vom 12.10.2017. SPAX Schrauben - Schrauben als Holzverbindungsmittel in tragenden Holzkonstruktionen. ETA-Danmark A/S.
- [16] Aicher, S., Gustafsson, P.J., Haller, P., Petersson, H. (2002). Fracture mechanics models for strength analysis of timber beams with a hole or a notch – a report of RILEM TC-133. Report TVSM-7134. Division of Structural Mechanics, Lund University.
- [17] Danzer, M., Dietsch, P., Winter, S. (2019). Verhalten verstärkter Brettschichtholzbauteile unter Schwindbeanspruchung. Forschungsbericht. Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion. TU München.
- [18] Gamper, A., Dietsch, P., Merk, M., Winter, S. (2014). Building Climate – Long-term measurements to determine the effect on the moisture gradient in timber structures. Forschungsbericht. Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion. TU München.

- [19] Z-9.1-777 vom 30.11.2015. Gewindestangen mit Holzgewinde als Holzverbindungsmittel. SFS intec GmbH, DIBt, Berlin
- [20] Z-9.1-847 vom 07.05.2014. Furnierschichtholz "Kerto-S" und "Kerto-Q" nach EN 14374. Metsä Wood, Building & Industry, DIBt, Berlin
- [21] Möhler, K.; Steck, G. (1977). Rissbildung in Brett-schichtträgern durch Trocknung oder durch Trocknung nach vorheriger Feuchtigkeitszunahme. Forschungsbericht. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine – Abteilung Ingenieurholzbau. Universität Karlsruhe (TH).

Autor

Martin Danzer

Technische Universität München
Lehrstuhl für Holzbau & Baukonstruktion
Arcisstraße 21
80333 München

Kontakt:
danzer@tum.de

Punktgestützte Flachdecken aus Holz – technische Lösungen und Praxisbeispiele

Roland Maderebner, Thomas Stieb und Bernhard Maurer

Zusammenfassung

Im Holzbau konnte sich eine Bauweise, die in der Betonbau-Architektur seit Jahrzehnten als Standard gilt, bisher nur mit erheblichem Aufwand, wenn überhaupt, umsetzen lassen: punktgestützte Flachdecken. Hierbei werden die Lasten aus den Decken, ohne zusätzliche Unterzüge oder Wände, nur punktuell über Stützen abgetragen. In diesem Beitrag werden die zwei wesentlichen Herausforderungen dieser Bauweise bei Decken aus Brettsperrholz erläutert. Die erste Herausforderung besteht darin, die hohen Punktlasten im Bereich der Stützen abtragen zu können. Die zweite Herausforderung bezieht sich auf die Verbindung der einzelnen Brettsperrholzelemente auf der Baustelle. Diese Verbindung wird immer dann erforderlich, wenn die Deckenspannweite die herstellungs- und transportbedingten Abmessungen der Brettsperrholzelemente überschreitet. In den letzten Jahren wurden an der Universität Innsbruck verschiedene Lösungsansätze für diese Herausforderungen entwickelt. Diese Erkenntnisse werden im folgenden Beitrag präsentiert. Für die Punktstützung wird ein Systemverbinder vorgestellt, der neben einer Querdruckverstärkung auch die Rollschubeigenschaften im Bereich der Punktstützung verbessert und gleichzeitig ein Durchleiten von Stützenlasten darüber liegender Geschoße ermöglicht. Bei der Verbindung der Brettsperrholzplatten wird eine Lösung mit einem Holz-Beton-Verbundsystem präsentiert. Die Erkenntnisse aus den Forschungsprojekten wurden bereits erfolgreich in verschiedenen Projekten umgesetzt, wobei eines davon detaillierter vorgestellt wird.

Stichworte Brettsperrholz; Punktgestützte Flachdecke; Durchstanzen; Biegesteifer Plattenstoß

1 Einleitung

Der Anteil der Holzbauten an mehrgeschoßigen Gebäuden hat in den letzten Jahren kontinuierlich zugenommen und dieser Trend deutet angesichts der Vielzahl geplanter Projekte auf kein Ende hin. Mit steigender Höhe und Größe der Gebäude werden auch zunehmend höhere Anforderungen an alle Beteiligten, insbesondere an die Tragwerksplaner:innen, gestellt.

Im Zusammenhang mit mehrgeschoßigen Gebäuden rückt die Bauweise der punktgestützten Flachdecken immer mehr in den Fokus des Ingenieurholzbau. Hierbei werden die Decken lediglich punktuell auf Stützen aufgelagert, ohne dass zusätzliche Unterzüge oder Wände zur Abtragung der Lasten erforderlich sind. Diese Bauweise bietet zahlreiche Vorteile, weshalb sie nicht nur in mehrgeschoßigen und großvolumigen Bauten gerne angewendet wird. Neben ästhetischen Gründen ermöglicht diese Bauweise durch den Wegfall von tragenden Wänden für die späteren Nutzer:innen des Gebäudes eine flexible Grundrissgestaltung. Zudem führt der Entfall von Unterzügen zu einer Erhöhung der effektiv nutzbaren Raumhöhe in den einzelnen Geschoßen und ermöglicht eine ungehinderte Leitungsführung an der Deckenunterseite.

Das Konzept der punktgestützten Flachdecken ist dabei keineswegs eine Entwicklung aktueller Architektur. Bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurde diese Bauweise von Le Corbusier in Konzepten wie dem Dom-ino-Haus dargestellt und ist in der Betonbauarchitektur seit Jahrzehnten als Standardkonstruktion etabliert. Die Umsetzung dieser Bauform in Holz stellt die Tragwerksplanung jedoch gleich vor mehrere Herausforderungen.

Bei dieser Konstruktionsweise muss zuallererst die Decke selbst eine zweiachsige Tragfähigkeit gewährleisten. Im Ingenieurholzbau steht mit dem Brettsperrholz (CLT) ein Produkt zur Verfügung, das sich aufgrund von kreuzweise verleimten Lamellen, grundsätzlich für eine zweiachsige Lastabtragung eignet [1].

Ein kritischer Punkt dieser Bauweise liegt im Bereich der punktuellen Auflagerung an den Stützen (**Abb. 1**). Hier kommt es zu Spannungskonzentrationen die vom CLT nur in begrenztem Maße aufgenommen werden können. Neben den erhöhten Biegespannungen in diesem Bereich, kommt es auch zu einer Rollschubbeanspruchung der Querlagen des CLT. Darüber hinaus führen Querdruckbeanspruchungen der Platte durch die Auflagerung dazu, dass der Einsatz von unverstärktem CLT in diesem Bereich nur stark eingeschränkt möglich ist.

Eine weitere technische Herausforderung entsteht, wenn Spannweiten von 5-7 Metern realisiert werden sollen, wie es im Betonbau üblich ist. In diesen Fällen müssen die einzelnen CLT-Elemente auf der Baustelle biegesteif miteinander verbunden werden, da diese aufgrund der Herstellung und des Transports auf eine Breite von etwa 3,5 Metern beschränkt sind. Diese Verbindung muss wiederum ausreichend steif, tragfähig und robust sein, um eine durchgehende, zweiachsige wirkende Deckenplatte zu ermöglichen.

Dieser Beitrag gibt einen Überblick über vorhandene Lösungsansätze für die genannten Herausforderungen. Im Detail werden mögliche Lösungen präsentiert, die in den vergangenen Jahren am Arbeitsbereich für Holzbau der Universität Innsbruck entwickelt wurden und mittlerweile in mehreren Projekten erfolgreich umgesetzt werden konnten.

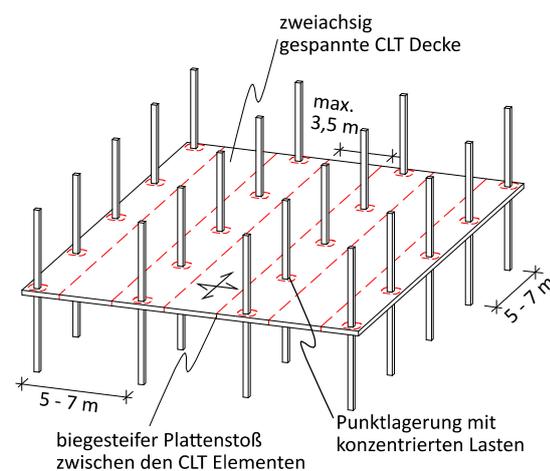


Abb. 1: Herausforderungen punktgestützter Flachdecken aus Holz

2 Punktuelle Lasteinleitung in CLT

2.1 Allgemeines

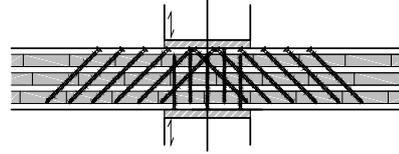
Besonders kritisch sind im Bereich der punktuellen Lasteinleitung die erhöhten Rollschub- und Querdruckbeanspruchungen. Aufgrund seiner Faserrichtung weist Holz geringe Festigkeitskennwerte für beide dieser Beanspruchungen auf. Die Rollschubbeanspruchung in den Querlagen resultiert aus der Schubbeanspruchung der Platte, die in diesem Bereich stark konzentriert auftritt. Bei der Querdruckbeanspruchung kann es neben der reinen Auflagerung, auch zu einer zusätzlichen Beanspruchung durch Lastdurchleitungen über die Deckenplatte aus Stützen darüber liegender Geschoße kommen. In der Literatur findet man dafür verschiedene Lösungsansätze, um mit diesen beiden Beanspruchungen umzugehen.

2.2 Bekannte Lösungen

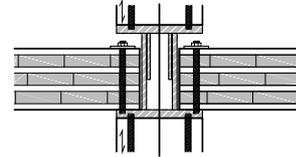
Um die Rollschubeigenschaften des CLT in diesem Bereich verbessern zu können, wurde in der Arbeit von Mestek [2] gezeigt, dass der Einsatz von geneigt angeordneten, selbstbohrenden Vollgewindeschrauben zu einer Verstärkung führt. Ebenso kann die Beanspruchbarkeit von Holz auf Druck quer zur Faser durch den Einsatz von Vollgewindeschrauben deutlich verbessert werden, wie Bejtka [3] darstellt. In Dietsch et al. [4] wird gezeigt, wie diese Methode der Querdruckverstärkung um die Möglichkeit der Lastdurchleitung bei Vollholz und Brettschichtholz erweitert werden kann. Die Anwendung dieser Methode der Lastdurchleitung bei CLT wird wiederum in [5] dargestellt (siehe dazu **Abb. 2**).

Beim Bau eines der ersten mehrgeschoßigen Gebäude, in dem eine punktgestützte Flachdecke realisiert wurde – dem 18-stöckigen Brock Commons in Kanada – kamen Steckverbinder aus Stahl zum Einsatz. Diese Verbinder ermöglichen die Übertragung hoher Stützenlasten durch die Decken, ohne die Holzdecken zusätzlich auf Querdruck zu beanspruchen [6]. Abseits von Lösungen mit Stahl zeigt Muster [7], wie der Bereich der Punktlagerung mit außen liegenden Furnierschichtholz verstärkt werden kann. Dabei werden die Stützenlasten über eine Aussparung in der Decke direkt über einen Hirnholzkontaktstoß durch die Decke geleitet.

Rollschubverstärkung nach [2] und Lastdurchleitung nach [5]:



Steckverbinder aus Stahl nach [6]:



Verstärkung mit Buchenfurnieren nach [7]:

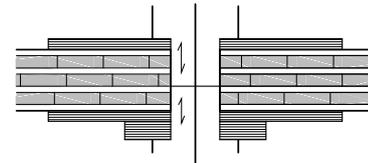


Abb. 2: Bekannte Lösungen zur punktuellen Lasteinleitung aus der Literatur

2.3 Systemverbinder

Eine andere Möglichkeit diesen Detailpunkt zu lösen ist der Einsatz eines Systemverbinders der an der Universität Innsbruck entwickelt wurde [8], [9]. Dieser Verbinder verstärkt einerseits den Bereich der punktuellen Lagerung und verbindet gleichzeitig die CLT-Platten mit den Stützen.

Komponenten und Montage

Der Verbinder (Markenname: *SPIDER-Connector*) besteht im Wesentlichen aus mehreren einzelnen Stahlkomponenten (**Abb. 3**) die auf der Baustelle zusammengefügt werden (**Abb. 4**).

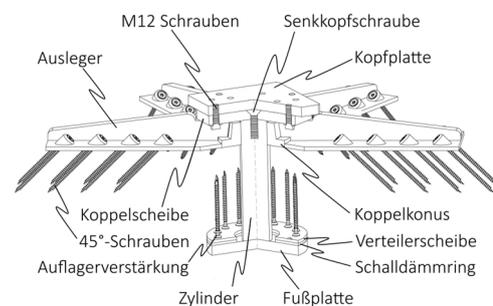


Abb. 3: Komponenten des Systemverbinders [9]

Für die Montage wird im ersten Schritt die Fußplatte des Verbinders an der Stirnseite der Stütze im Geschoß unter der zu verbindenden Decke befestigt. Nach dem Einheben der Decke, mit der entsprechenden Bohrung für den Stahlzylinder, wird der sogenannte Koppelkonus und sechs biegesteif angeschlossene Ausleger montiert. Diese Ausleger werden dann mit unter 45° geneigten Vollgewindeschrauben (8 Schrauben je Ausleger) an der CLT-Platte befestigt bzw. die Decke zum Teil aufgehängt. Die nächste Stütze wird schließlich über eine Stahlkopfplatte und Schrauben mit der Koppelscheibe verbunden. Um die Auflagerung der CLT-Decke auf der Fußplatte zu verstärken, ist es möglich, bereits vor dem Einheben der Platte eine zusätzliche Querdruckverstärkung in Form von Vollgewindeschrauben einzubringen. Zum Ausgleich von Quell- und Schwindverformungen der Decke ist zusätzlich das Einlegen elastischer Zwischenschichten möglich. Durch die geringe Aufbauhöhe des Verbinders (65 mm), können sämtliche Stahlteile im Fußbodenaufbau der Decke angeordnet werden.

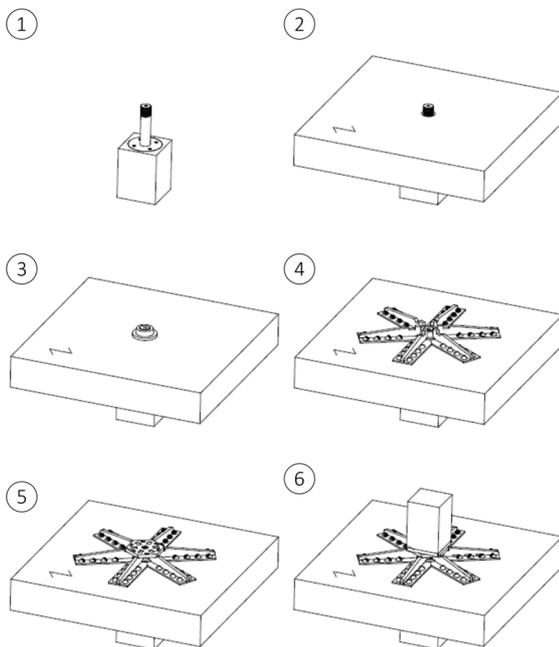


Abb. 4: Montage SPIDER-Connector [9]

Wirkungsprinzip

Durch die unterschiedlichen Komponenten vereint der Verbinder gleichzeitig mehrere Wirkungsprinzipien (siehe Abb. 5). Die unter 45° geneigt angeordneten Vollgewindeschrauben wirken einerseits als Rollschubverstärkung in der CLT-Platte, während gleichzeitig ein Teil der Deckenlasten über die biegesteif angeschlossenen Ausleger aufgehängt wird. Der zweite Anteil der Deckenlasten wird über eine Querdruckbelastung des CLT-Elementes an der Fußplatte des Zylinders in die Stütze abgeleitet. Lasten aus Stützen darüberliegender Geschoße können über den Stahlzylinder direkt durch die Decke in die darunterliegende Stütze durchgeleitet werden.

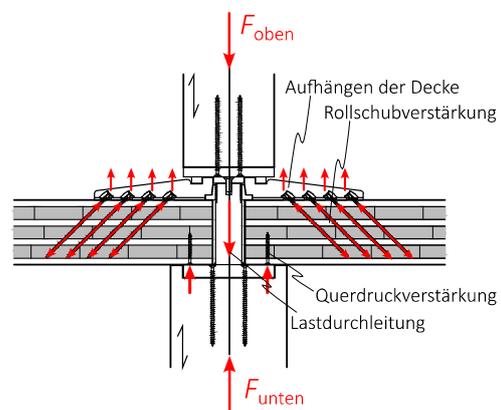
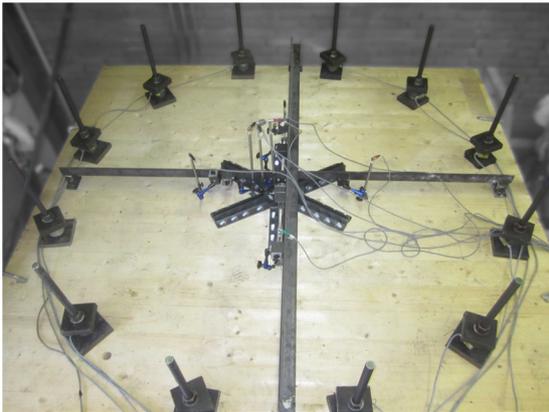
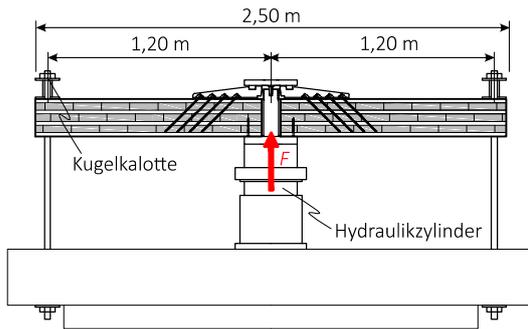


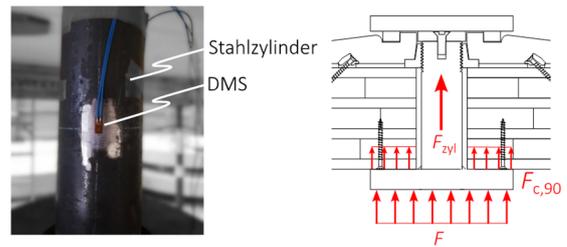
Abb. 5: Wirkungsprinzipien des Systemverbinders

Durchstanzversuche

Um die verschiedenen Wirkungsmechanismen des Verbinders quantifizieren zu können, wurden Durchstanzversuche durchgeführt. Dabei wurden sowohl unverstärkte CLT-Platten, als auch mit dem SPIDER Connector verstärkte Platten bis zum Versagen belastet. Das Testsetup der Durchstanzversuche ist in Abb. 6 dargestellt. Ein Hydraulikzylinder unter der Platte bringt die Durchstanzlast F auf. In einem Radius von 1,20 Meter rund um den Zylinder sind gleichmäßig Gewindestangen (12 Stück) mit Kugelhälften angeordnet, um die Durchstanzlast wieder aus der Platte abzuleiten. Als Material der Decke wurde 7-lagiges CLT, mit einer Stärke von 200 mm (Aufbau: 20|40|20|40|20|40|20) aus Lamellen der Festigkeitsklasse T14 ($\geq 90\%$) und T11 ($\leq 10\%$) gemäß EN 14080 verwendet.


Abb. 6: Durchstanzversuche - Versuchsaufbau

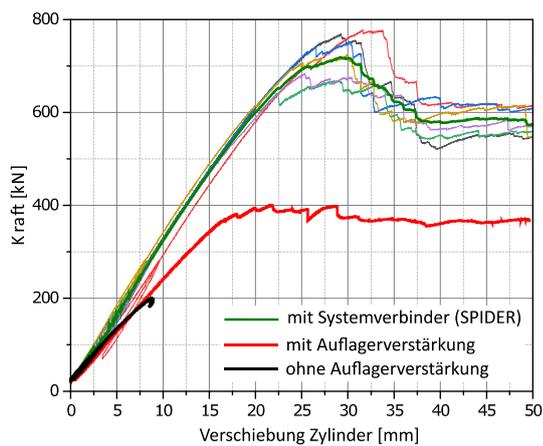
Eine wesentliche Information, um die unterschiedlichen Wirkungsmechanismen des Verbinders differenzieren zu können, ist die Kenntnis des Anteils der Durchstanzlast, der über die Ausleger in die Platte übertragen wird. Dafür wurden in den Versuchen am Stahlzylinder des Systemverbinders Dehnmessstreifen (DMS) angebracht, um die Kraft F_{zyl} messen zu können (siehe **Abb. 7**). Also jener Anteil der durch das Aufhängen der Platte durch die Ausleger und den Vollgewindeschrauben übertragen wird. Die Differenz zwischen der Durchstanzlast F und der Kraft im Stahlzylinder F_{zyl} ist im Umkehrschluss jener Anteil der über eine Querdruckbeanspruchung $F_{c,90}$ an der Fußplatte direkt übertragen wird.


Abb. 7: Durchstanzversuche – Vorgehensweise zur Unterscheidung der Kraftanteile im Verbinder

Mit dieser Information kann der Faktor k_{sus} nach Gleichung (1) berechnet werden, der ein Maß für die Wirksamkeit der Ausleger des Verbinders darstellt.

$$k_{sus} = \frac{F_{zyl}}{F} \quad (1)$$

In diesem Beitrag werden sechs Versuche einer Serie mit dem Systemverbinder und ein Referenzversuch ohne Verbinder dargestellt [9]. Die Last-Verformungskurven der ausgewählten Serien sind in **Abb. 8** zu finden. Die dargestellte Verformung (w) bezieht sich auf die vertikale Verschiebung des Hydraulikzylinders. Die ersten Referenzversuche wurden hier bereits 2013 durchgeführt. Der Referenzversuch wurde im Auflagerbereich (200 x 200 mm) unverstärkt durchgeführt. Dieser Versuch wurde nach dem Auftreten plastischer Verformungen bei 200 kN abgebrochen (schwarzer Graph in **Abb. 8**). Beim zweiten Versuch wurde die Auflagerfläche von 200 x 200 mm mit insgesamt 25 Vollgewindeschrauben (\varnothing 9 mm, Länge 160 mm) auf Querdruck verstärkt. Eine Rollschubverstärkung wurde nicht angebracht. Durch Vergleich dieses Versuches ($F_{max,ref} = 400$ kN, roter Graph in **Abb. 8**) und den Versuchen der Serie mit dem entwickelten Systemverbinder (grüner Graph), zeigt sich eine Laststeigerung von etwa 80 %. Die erreichten Maximallasten der einzelnen Versuche mit dem Verbinder sind in **Tab. 1** zusammengefasst. Es konnten Maximallasten im Bereich von 668 bis 777 kN erreicht werden ($F_{max,mean} = 729$ kN, COV = 6 %). Die charakteristische Tragfähigkeit F_{Rk} ergibt sich daher nach EN 14358 [10] zu 627 kN.


Abb. 8: Last-Verformungskurven der Durchstanzversuche

Tab. 1: Durchgeführte Versuche am Systemverbinder [9]

ID	F_{\max} kN	k_{sus} %	Statistische Auswertung:	
			Anzahl:	
#1	668	54	Anzahl:	6
#2	769	52	Minimum:	668 kN
#3	752	61	Maximum:	777 kN
#4	723	68	COV:	6 %
#5	683	66	Mittelwert:	729 kN
#6	777	53	$F_{\text{Rk}}^{1)}$:	627 kN
			$k_{\text{sus,mean}}$:	59 %

¹⁾nach [10]

Bei den Versuchen ist bis zu einer Belastung von ca. 600 kN von einem annähernd linear elastischen Tragverhalten auszugehen. Danach fällt die Steifigkeit leicht ab bevor es zum Erreichen der Maximallast kommt. Hinsichtlich der Steifigkeit ist eine leichte Steigerung gegenüber dem Referenzversuch feststellbar. Über die aufgebracht DMS am Stahlzylinder konnte festgestellt werden, dass im Durchschnitt 59 % der aufgebracht Durchstanzlast über den eigentlichen Verbinder aufgenommen wurden. Durch die angebrachte Querdruckverstärkung im Bereich der Kopfplatte konnten somit 41 % übertragen werden. Die Steifigkeit der Ausleger beim Systemverbinder wurde dabei so dimensioniert, dass ein hohes Maß an Duktilität vorhanden bleibt und die Stahlbauteile mit dem CLT eine optimierte Hybridkonstruktion ergeben.

Am Referenzversuch konnten äußerlich keine Risse festgestellt werden. Nach dem Auftrennen des Prüfkörpers zeigten sich Rollschubrisse im Bereich der

Lasteinleitung (in **Abb. 9** in rot markiert). Bei den Versuchen mit dem Systemverbinder wurden ab dem Punkt des Steifigkeitsverlustes in der Last-Verformungskurve (ca. 700 kN) Risse hörbar, aber oberflächlich nicht sichtbar, was auf Rollschubrisse schließen ließ. Die maximale Beanspruchbarkeit wurde anschließend durch eine Biegezugbruch an der Plattenoberseite erreicht (siehe **Abb. 10**), bevor die Last abfiel. Eine detaillierte Darstellung der aufgetretenen Versagensmechanismen in den angeführten Versuchen findet sich in Kombination mit einer FE-Modellierung des Knotenpunktes in [9] und [11].


Abb. 9: Rollschubrisse (rot markiert) in den Querlagen [9]

Abb. 10: Biegezugbruch an der Plattenoberseite [9]

Bemessungsansatz

Für eine Bemessung des Knotenpunktes nach [12], unter Verwendung des gleichen CLT wie im vorherigen Abschnitt beschrieben, wäre es ausreichend, direkt die charakteristische Traglast F_{Rk} der gezeigten Versuchsserie aus Tab. 1 zu verwenden. Eine allgemeine Auflistung aller erforderlichen Nachweise beim Einsatz dieses Systemverbinders wird in [9] angegeben. Dabei sind neben den Stahlteilen des Verbinders und den Schrauben auch Spannungsnachweise an unterschiedlichen Stellen im CLT zu erbringen. In der ETA [13] des Systemverbinders (SPIDER-Connectors) sind weitere Nachweiskonzepte für verschiedenste CLT-Aufbauten und Stärken zu finden.

3 Biegesteifer Plattenstoß von CLT

3.1 Allgemeines

Der Stoß muss in erster Linie in der Lage sein, die Plattenschnittgrößen zwischen den einzelnen CLT-Elementen zu übertragen. Durch diese Verbindung soll die zweiachsige Tragwirkung der Decke gewährleistet werden, was wiederum erforderlich ist, um die Konstruktionsweise der punktgestützten Flachdecke überhaupt realisieren zu können. Dabei müssen durch die Verbindung sowohl Biegebeanspruchungen als auch Schubbeanspruchungen in unterschiedliche Richtungen übertragen werden. Ein wesentliches Augenmerk liegt dabei auf der Biegebeanspruchung der Verbindung. Diese muss eine entsprechende Rotationssteifigkeit k_ϕ aufweisen, um die Ausbildung einer kinematischen Kette in der Decke zu verhindern. Diese Rotationssteifigkeit hat auch einen großen Einfluss auf die erste Eigenfrequenz und somit auf das Schwingungsverhalten der Decke. Dieser Kennwert ist besonders wichtig, da bei der Bemessung solcher Deckenkonstruktionen häufig der Nachweis des Frequenzkriteriums maßgebend wird [12]. Daher wird anhand einer Parameterstudie (**Abb. 11**) insbesondere der Einfluss der Rotationssteifigkeit k_ϕ auf die erste Eigenfrequenz der Decke betrachtet (siehe **Abb. 12**). Dabei werden die Rotationssteifigkeit des Plattenstoßes k_ϕ , die Dicke der CLT-Elemente t_{CLT} und die Spannweite der Decke L variiert. Die detaillierte Erläuterung der verwendeten Materialien und CLT-Aufbauten der angeführten Parameterstudie finden sich in [14].

Bei den Brettsperrholzaufbauten wurde darauf geachtet, ein möglichst ausgeglichenes Verhältnis der Biegesteifigkeiten in die beiden Spannrichtungen der Decke zu erreichen. Durch das gleiche Stützenraster in beiden Spannrichtungen wirkt sich dies günstig auf das Verhalten der Decke aus. Dieses Verhalten könnte weiter verbessert werden durch eine Erhöhung der Drillsteifigkeit der Elemente, wie beispielsweise in [15] mit dem sogenannten Diagonallagenholz (DLH) gezeigt wird. Durch eine Lagenorientierung von 45° wurde eine deutliche Erhöhung der Drillsteifigkeit erreicht, die sich auch positiv auf das Verhalten der Decke in punktgestützten Flachdecken auswirkt.

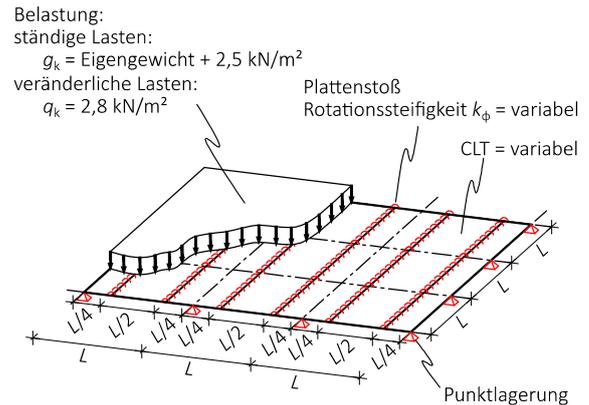


Abb. 11: Parameterstudie – Einfluss der Rotationssteifigkeit k_ϕ

In den Diagrammen der **Abb. 12** und **Abb. 13** sind zwei Ergebnisse der Parameterstudie dargestellt. Neben dem Einfluss der Rotationssteifigkeit auf die erste Eigenfrequenz der Rohdecke (**Abb. 12**) wird auch der Einfluss auf die maximalen Durchbiegungen w_{inst} für die charakteristische Kombination der Lasten nach [16] abgebildet (**Abb. 13**). In beiden Auswertungen kann gezeigt werden, dass der Einfluss der Rotationssteifigkeit ab einer Größe von ca. 5000 kNm/(rad·m) deutlich abnimmt. Ab dieser Steifigkeit überwiegt der Einfluss des CLT-Aufbaus (schraffierter Bereich). Für eine mögliche Lösung der Verbindung bedeutet dies, dass bereits eine Verbindung mit einer Rotationssteifigkeit von ca. 5000 kNm/(rad·m) für den Einsatz in punktgestützten Flachdecken ausreichend ist und keine vollständig biegesteife Verbindung erforderlich ist.

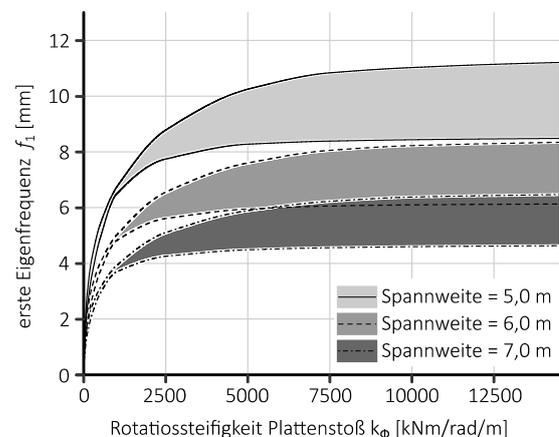


Abb. 12: Einfluss der Rotationssteifigkeit k_ϕ auf die erste Eigenfrequenz der Rohdecke f_1

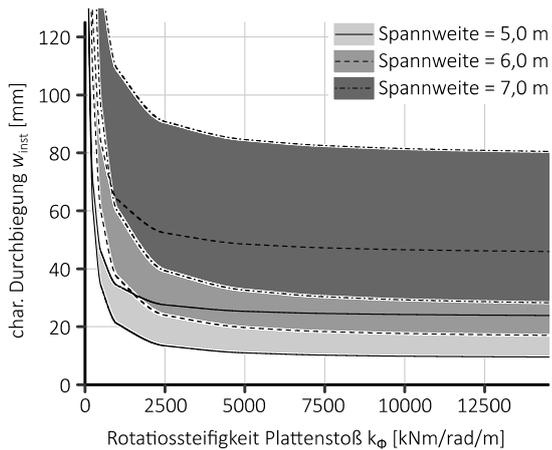


Abb. 13: Einfluss der Rotationssteifigkeit k_ϕ auf die maximale charakteristische Durchbiegung der Decke w_{inst}

3.2 Bekannte Lösungen

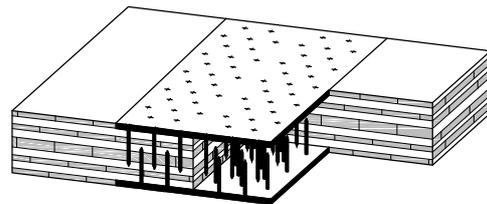
In der Literatur sind bereits verschiedene Ansätze zur Herstellung dieser Verbindung beschrieben. Häufig werden dabei Lösungen mit Laschen aus Furnierschichtholz an der Ober- und Unterseite des Stoßes angeführt. Diese Laschen werden entweder mit geneigt angeordneten Schrauben [17] oder durch Schraubenpressverklebung [18] miteinander verbunden. Eine alternative Lösung, die auf reinem Verkleben basiert, wurde in [19] präsentiert. Hierbei wird ein spezielles Zweikomponenten-Polyurethan-Gießharz in die Fuge zwischen zwei benachbarte CLT-Schmalflächen eingefüllt. Eine weitere Möglichkeit die beiden Platten mit einer Verklebung zu verbinden, stellt die Methode der eingeklebten Stahlbleche dar, wie sie von [20] vorgestellt wurde. Diese Methode wurde von [9] aufgegriffen, wobei statt Lochblechen sandgestrahlte Bleche verwendet wurden.

Neben reinen Klebeverbindungen wurde in [21] eine Methode mit Polymerbeton in einer Schwalbenschwanzverbindung präsentiert. Die Möglichkeit einer Schäftung der beiden Elemente und einer anschließenden Verstärkung mit Vollgewindeschrauben, um auch Biegemomente übertragen zu können, wurde von [22] untersucht. In [14] wurde zudem die Möglichkeit einer zentrischen Vorspannung untersucht, um den gesamten Stoß zu überdrücken. Eine Lösung für den Plattenstoß bei zweiachsig tragenden Holz-Beton-Verbunddecken wurde in [23] vorgeschlagen. Dabei werden Bewehrungsseisen in die CLT-Schmalflächen eingeklebt und im Anschluss

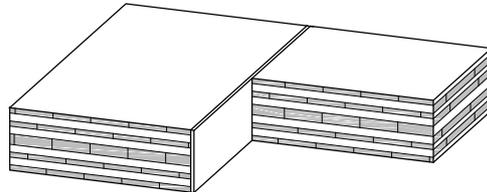
die Fuge mit Beton vergossen. Diese Variante wurde von [22] aufgegriffen und auf eine Verbindung zweier CLT-Elemente, ohne zusätzliche Betonschicht an der Plattenoberseite, reduziert.

Eine Übersicht der verschiedenen Varianten findet sich in **Abb. 14**. Ein direkter Vergleich der unterschiedlichen Varianten gestaltet sich schwierig, da in den verschiedenen Literaturquellen auch unterschiedliche Materialien und Versuchsaufbauten verwendet wurden. Daher wurden in [22] verschiedene Lösungen aus einem Versuchsprogramm gemeinsam untersucht und von Stieb et al. verglichen [14]. Dabei konnte gezeigt werden, dass neben den Lösungen mit Verklebungen sowohl die Lösung mit dem Holz-Beton-Verbundstoß als auch eine Lösung mit einem Systemverbinder mit mikroverzahnten Stahlplatten eine ausreichende Rotationssteifigkeit aufweisen.

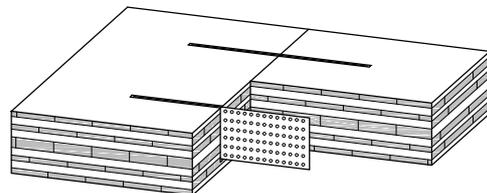
Furnierschichtholz mit Schraubenpressverklebung



Fugenverguss mit Zweikomponenten-Polyurethan-Gießharz



Eingeklebte Stahl-Lochbleche



Eingeklebte Bewehrungsseisen und Betonverguss

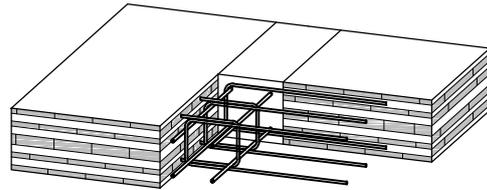


Abb. 14: Bekannte Lösungen zum biegesteifen Plattenstoß aus der Literatur unter dem Einsatz von Klebstoffen

3.3 Verbindung mit Holz-Beton-Verbund

Die von Stieb et al. [14] untersuchte Lösung des Plattenstoßes mit einer Holz-Beton-Verbund Verbindung erwies sich als ausreichend steif für den Einsatz in punktgestützten Flachdecken. Daher wurden weitere Untersuchungen an dieser Verbindung durchgeführt. Für diese Untersuchungen wurden jedoch die eingeklebten Bewehrungsseisen durch herkömmliche Holzverbindungsmitel ersetzt. Hierbei sind selbstbohrende Vollgewindeschrauben und Gewindestangen mit einem Holzgewinde zum Einsatz gekommen. Diese Verbindungsmittel können bereits werkseitig mit einem Überstand in die CLT-Schmalflächen eingebracht werden. Durch diesen Überstand wird ein Übergreifungsstoß der Verbindungsmittel zwischen zwei benachbarten Elementen ausgebildet. Dieser Übergreifungsstoß wird im Anschluss auf der Baustelle mit zusätzlicher herkömmlicher Bewehrung verstärkt und abschließend mit Beton verfüllt (siehe **Abb. 15**).

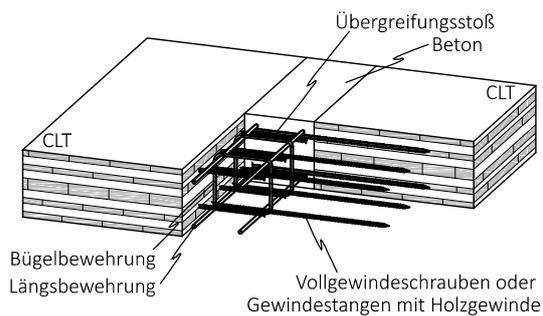


Abb. 15: Konzept für den Plattenstoß mit einer Holz-Beton-Verbund Verbindung

Wirkungsprinzip

Durch die beschriebene Verbindung ist es im Wesentlichen möglich, sämtliche Plattenschnittgrößen zu übertragen und somit eine zweiachsig gespannte CLT-Decke zu realisieren. Die Hauptbeanspruchungsrichtung der Verbindung, eine Biegebeanspruchung m_x , wird über ein Kräftepaar aufgenommen. Dabei wird die Druckkraftkomponente über einen Kontaktstoß zwischen der CLT-Schmalfläche und dem Beton, und die zugehörige Zugkraftkomponente über eine axiale Beanspruchung der Verbindungsmittel übertragen. Die Übertragung der Zugkraft zwischen den Verbindungsmitteln erfolgt dabei durch den Übergreifungsstoß im Beton. Biegebeanspruchungen in

Richtung der Betongasse m_y können über eine entsprechende Bewehrung im Beton aufgenommen werden. Sonstige Plattenschnittgrößen, wie Querkräfte v_{xz} , Scheibenschubkräfte n_{xy} und Drillmomente m_{xy} können über eine Abscherbeanspruchung der Verbindungsmittel übertragen werden.

Versuche zur Biegebeanspruchbarkeit

Für die Konstruktion der Verbindung, um eine Biegebeanspruchung aufnehmen zu können, ist insbesondere die Breite der Betongasse von Interesse. Diese Breite hängt maßgeblich von der Länge des Übergreifungsstoßes ab. Um einen solchen Stoß gemäß [24] konstruieren zu können, ist unter anderem die Kenntnis über die Verbundfestigkeit der Verbindungsmittel im Beton erforderlich. Zur Ermittlung dieser Festigkeiten wurden sogenannte Beam-End-Tests durchgeführt, die sich an den Vorgaben von [25] orientieren. Gegenüber den Versuchen zur Ermittlung der Verbundfestigkeit nach EN 10080 [26] liefern diese konservative Werte, da im Bereich der Verankerung keine zusätzlichen Druckspannungen wirken und die geringe Betondeckung zusätzlich das Ausbreiten von Spaltzugrissen ermöglicht. Zudem liegt der Verbund aufgrund der Betonierichtung nach EN 1992-1-1 [24] im mäßigen Verbundbereich. Der Versuchsaufbau, sowie ein in die Prüfmaschine eingebauter Probekörper sind in **Abb. 16** angeführt. Die zugehörigen Verbund-Schlupf Kurven für Versuche mit einem Schraubendurchmesser von 13 mm sind in **Abb. 17** dargestellt.

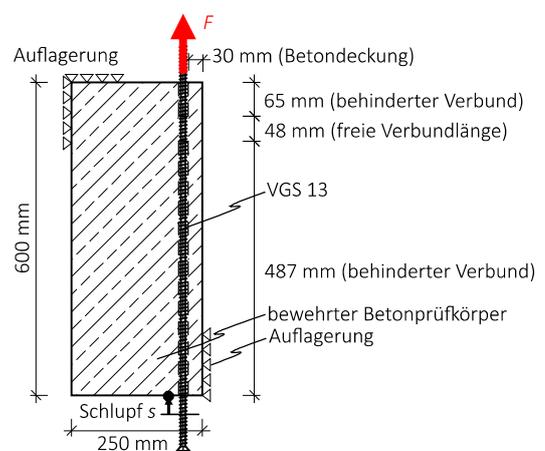


Abb. 16: Beam-End-Tests zur Ermittlung der Verbundfestigkeit

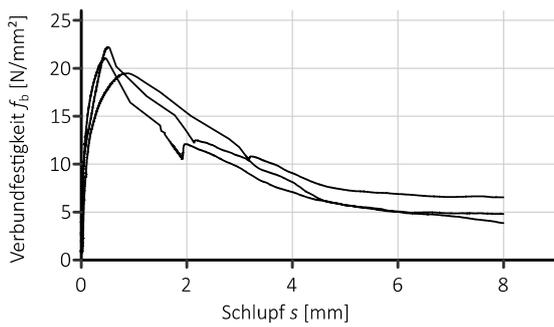


Abb. 17: Verbund-Schlupf Diagramme für Vollgewindeschrauben, $d = 13 \text{ mm}$

Basierend auf diesen Versuchen konnte die charakteristische Verbundfestigkeit der Vollgewindeschrauben gemäß [27] mit Durchmessern 9, 11 und 13 mm für die Betongüte C25/30 auf $12,5 \text{ N/mm}^2$ bestimmt werden. Für die Gewindestangen mit Holzgewinde (RTR) gemäß [27] wurden experimentell $9,0 \text{ N/mm}^2$ ermittelt.

Mittels dieser Versuche konnten Verbindungen für 4-Punkt-Biegeversuche konstruiert werden, um das Tragverhalten der Verbindung zufolge einer Biegebeanspruchung zu untersuchen. Dabei wurde die Verbindung zwischen zwei CLT-Elementen hergestellt, wobei nur Verbindungsmittel in der Zugzone des Versuchs angeordnet wurden. In diesem Beitrag werden zwei Serien aus Stieb et al. [28] präsentiert, wo auch noch weitere Versuche sowie eine detaillierte Darstellung der verwendeten Materialien zu finden sind. Auf den in **Abb. 18** gezeigten Prüfkörper mit einer Spannweite von $5,04 \text{ m}$ wird die Belastung F jeweils in den Drittelpunkten aufgebracht. Neben den globalen Durchbiegungen in Feldmitte, die mittels induktiver Wegaufnehmer aufgezeichnet wurden, kam auch ein zweidimensionales optisches Messsystem zum Einsatz, um den Bereich des Stoßes genauer zu erfassen. Diese Messergebnisse können unter anderem dazu verwendet werden, die analytischen Ansätze zur Ermittlung der Tragfähigkeit zu validieren [28].

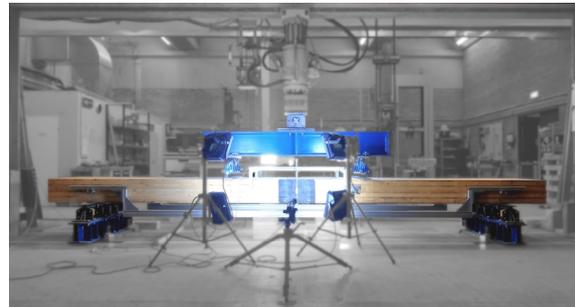
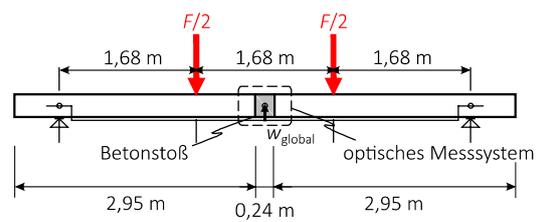


Abb. 18: 4-Punkt-Biegeversuche – Versuchsaufbau

In den **Abb. 19** und **Abb. 20** sind die untersuchten Verbindungen dargestellt. Als Material wurde 9-lagiges CLT, mit einer Stärke von 280 mm mit dem Aufbau: $20|40|20|40|40|20|40|20$ und einer Breite von 800 mm verwendet. Die äußeren Lamellen sind der Festigkeitsklasse T14 (C24) zuzuordnen. Wobei die Serie 1 (**Abb. 19**) mit Decklamellen in Richtung der Spannrichtung des Plattenstreifens, und die Serie 2 (**Abb. 20**) mit Decklamellen quer dazu geprüft wurde. Für den Beton wurde die Güte C25/30-XC1 mit einem Größtkorn von 16 mm verwendet. In beiden Serien kamen Vollgewindeschrauben mit einem Durchmesser von 13 mm und einer Länge von 1000 mm als Verbindungsmittel zum Einsatz. Der Abstand der Verbindungsmittel wurde in Serie 1 mit 100 mm und in Serie 2 mit 200 mm gewählt.

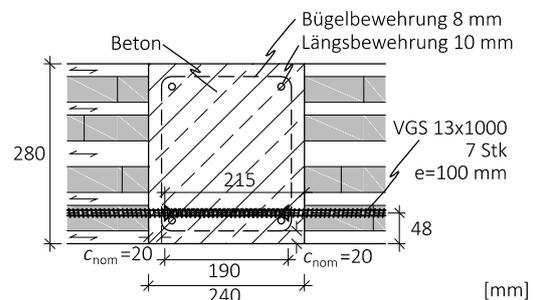


Abb. 19: 4-Punkt-Biegeversuche – Serie 1

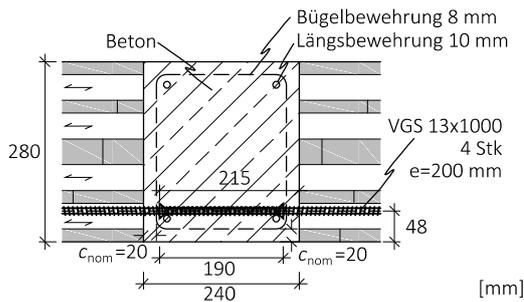


Abb. 20: 4-Punkt-Biegeversuche – Serie 2

In **Abb. 18** sind die Last-Verformungskurven der beiden Serien dargestellt. Die dargestellte Verformung bezieht sich auf die vertikale Verschiebung des Hydraulikzylinders. Die Ergebnisse sind auch in **Tab. 2** zusammengefasst. Dabei konnte mit der Serie 1 und einem Verbindungsmittelabstand von 100 mm eine mittlere Momenten-Tragfähigkeit von 126,8 kNm/m ($COV = 5\%$) erreicht werden. Bezogen auf die charakteristischen Tragfähigkeiten konnten somit ca. 70 % der ungestoßenen Platte erreicht werden. Mit der Serie 2 und einem größeren Verbindungsmittelabstand von 200 mm wurden etwas geringere Tragfähigkeiten erreicht ($m_{max,mean} = 71,1$ kNm/m, $COV = 1\%$). Aufgrund der Lagenorientierung der CLT-Elemente ergab sich hier ein geringerer Hebelarm zwischen der Verbindungsmittelreihe und der obersten Längslage. Dennoch konnten etwa 30 % der charakteristischen Tragfähigkeit der ungestoßenen Platte erreicht werden.

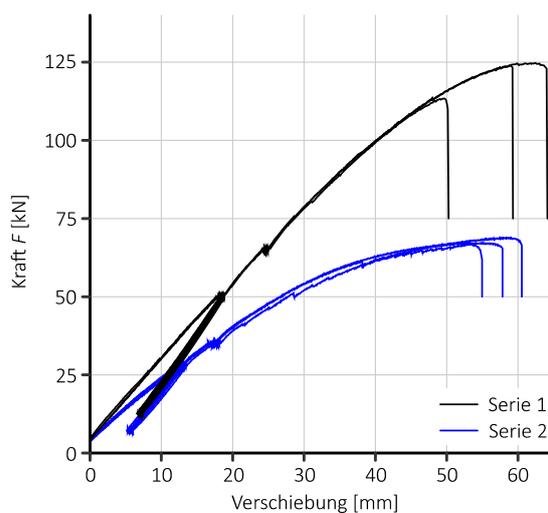


Abb. 21: Kraft-Verformungsdiagramme der Biegeversuche

Tab. 2: 4-Punkt-Biegeversuche am Plattenstoß - Tragfähigkeit

Serie	ID	F_{max} kN	M_{max} kNm	Statistische Auswertung:	
				COV:	
1	#1	113,6	95,4	COV:	5 %
	#2	123,9	104,1	M_{mean} :	101,4 kNm/m
	#3	124,7	104,8	$M_{Rk}^{1)}$:	86,0 kNm/m
2	#1	67,2	56,5	COV:	1 %
	#2	67,2	56,4	M_{mean} :	56,9 kNm
	#3	68,8	57,8	$M_{Rk}^{1)}$:	48,6 kNm

¹⁾ nach [10]

Bei allen Versuchen kam es zu einem Stahlzugversagen der Schrauben im Übergangsbereich zwischen dem Beton und der CLT-Schmalfläche. Bei zwei Versuchskörpern der Serie 1 kam es auch bereits zu Abplatzungen des Betons im Bereich des Übergreifungsstoßes. Ein Kraftabfall wurde jedoch erst beim Stahlzugversagen der Schrauben beobachtet. Bei den Versuchskörpern der Serie 2 konnte keine Beschädigung des Betons und des CLT festgestellt werden. Eine detaillierte Darstellung der aufgetretenen Versagensmechanismen ist in [28] zu finden.



Abb. 22: Versagensmechanismen der Biegeversuche – Abplatzungen im Bereich des Übergreifungsstoßes und Stahlzugversagen der Vollgewindeschrauben

Wie bereits aus der Parameterstudie ersichtlich, ist neben der Tragfähigkeit der Verbindung auch die Rotationssteifigkeit von besonderem Interesse. Diese Steifigkeit wird benötigt, um das Tragverhalten der Decke für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit möglichst genau abbilden zu können. Aus den 4-Punkt-Biegeversuchen kann diese Steifigkeit durch den Vergleich der Durchbiegungen der gestoßenen Platten mit Referenzversuchen an den ungestoßenen Platten ermittelt werden [29]. Die Ergebnisse sind in **Tab. 3** zusammengefasst. Vor dem Belasten der Probekörper bis zum Versagen wurde ein Be- und Entlastungszyklus im Bereich zwischen

10 % und 40 % der geschätzten Höchstlast aufgebracht. Anhand dieses Belastungszyklus können sowohl die Erstbelastungssteifigkeit $k_{\varphi,1}$ als auch die Wiederbelastungssteifigkeit $k_{\varphi,2}$ ermittelt werden, wobei diese beiden Steifigkeiten deutlich voneinander abweichen. Es wird davon ausgegangen, dass durch die Anordnung der Schrauben nur im Zugbereich der Verbindung beim Einbau der Probekörper in die Prüfmaschine bereits eine leichte Vorschädigung der Verbindung aufgetreten ist. Versuche mit zusätzlichen Verbindungsmitteln im Druckbereich der Verbindung erreichten höhere Biegesteifigkeiten [29]. Des Weiteren zeigten numerische Vergleichsrechnung, dass die Wiederbelastungssteifigkeit $k_{\varphi,2}$ die gemessene Eigenfrequenz deutlich genauer widerspiegelt. Trotzdem zeigt der Vergleich mit den in **Abb. 12** und **Abb. 13** dargestellten Ergebnissen der Parameterstudie, dass eine Erhöhung der bereits aus den Erstbelastungspfaden erreichten Rotationssteifigkeiten $k_{\varphi,1}$ nur einen geringen Einfluss auf die Durchbiegung und die Eigenfrequenz des Deckenfelds hat.

Tab. 3: 4-Punkt-Biegeversuche am Plattenstoß - Steifigkeit

Series ID	$k_{\varphi,1}$ kNm/(rad·m)	$k_{\varphi,2}$ kNm/(rad·m)
1 #1	6130	12680
1 #2	6470	12820
1 #3	6890	13820
Mittelwert:	6490	13110
2 #1	3650	9030
2 #2	3700	8530
2 #3	3460	8340
Mittelwert:	3580	8440

Versuche zur Schubbeanspruchbarkeit

Neben der Biegebeanspruchung muss der Plattenstoß auch Schubbeanspruchungen sowohl in, als auch aus der Plattenebene aufnehmen können. Für die Schubbeanspruchung aus der Plattenebene wurden sogenannte asymmetrische 4-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Das entsprechende Versuchsssetup ist in **Abb. 23** dargestellt. Der wesentliche Vorteil dieses Versuchsaufbaus besteht darin, dass im Verbindungs-

bereich die Momenten Beanspruchung minimal gehalten wird. Um die gewünschte Verteilung der Kräfte (75 % in Feldmitte und 25 % am Kragarmende) zu erhalten, wird der Zylinder exzentrisch im Viertelpunkt an der Lasteinleitungstraverse positioniert. Dadurch ergibt sich für den Stoß selbst eine Querkraft in der Höhe von 50 % der aufgebrauchten Zylinderkraft F . Die Schwerachse der Verbindung wird im Nulldurchgang der Biegemomentenlinie platziert. Zusätzlich zu den Verformungen an den Lasteinleitungspunkten wurden in diesen Versuchen auch die Bereiche des Stoßes mit einem zweidimensionalen optischen Messsystem für weitere Auswertungen aufgezeichnet.

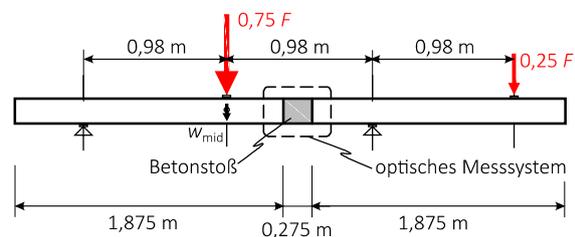


Abb. 23: Asymmetrische 4-Punkt-Biegeversuche - Versuchsssetup

In diesem Beitrag werden 3 Serien mit jeweils 3 Versuche vorgestellt (siehe **Abb. 24** bis **Abb. 26**). Die verwendeten Materialien unterscheiden sich nicht von den in Abschnitt 3.3 erläuterten Biegeversuchen. Allerdings wurden in diesem Versuchsprogramm anstatt von Vollgewindeschrauben Gewindestangen mit einem Holzgewinde (Durchmesser 16 mm, Länge 550 mm) gemäß [27] verwendet. Der Verbindungsmittelabstand wurde bei allen Serien mit 200 mm festgelegt. Die Breite des Betonkörpers beträgt 275 mm. Zwischen den Serien 1 und 2 wurde lediglich die Orientierung der Lagen geändert. In Serie 3 wurden zusätzlich zu den Gewindestangen drei unter 45° geneigt angeordnete Vollgewindeschrauben ($d = 9$ mm, Länge 320 mm) in der Schwerachse des

CLT-Elements angeordnet, um die Verbindung zu verstärken.

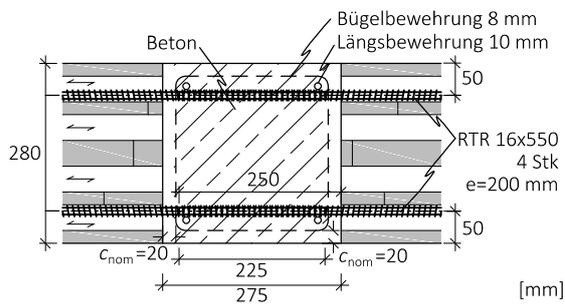


Abb. 24: Schubversuche – Serie 1

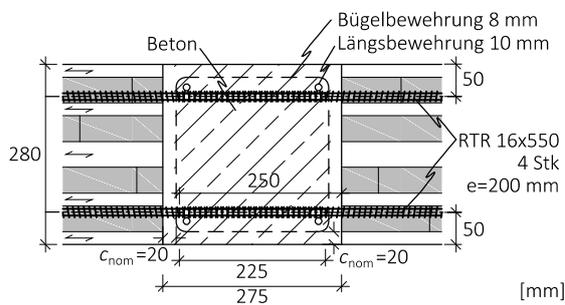


Abb. 25: Schubversuche – Serie 2

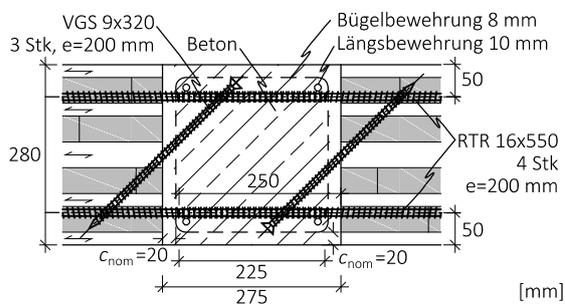


Abb. 26: Schubversuche – Serie 3

In **Abb. 27** werden die Last-Verformungskurven der drei Serien zusammengefasst, wobei die Durchbiegung unter der mittleren Lasteinleitung als Verformung w aufgetragen wird. Die Ergebnisse werden in **Tab. 4** zusammengefasst. Da es bei den meisten Versuchen zu keinem abrupten Lastabfall kam, wird die Maximalkraft F_{max} entweder nach einem Kraftabfall von mehr als 20 %, oder einer Verformung w von 10 mm angenommen. Die Serien 1 ($F_{max,mean} = 165,0$ kN/m, $COV = 5$ %) und 2 ($F_{max,mean} = 168,2$ kN/m, $COV = 4$ %) erreichen ähnli-

che Maximallasten. Hier kann lediglich ein Unterschied im Verhalten nach den ersten Kraftabfällen, ab Verformungen von ca. 5 mm festgestellt werden. Wobei anzunehmen ist, dass sich die Querlagen als Decklamellen der Serie 2 hier positiv auswirken. Ein deutlicher Unterschied in Bezug auf Steifigkeit und Tragfähigkeit ist bei Serie 3 zu erkennen. Durch die drei geneigt angeordneten Vollgewindeschrauben je Seite konnte die Tragfähigkeit um ca. 80 % gesteigert werden.

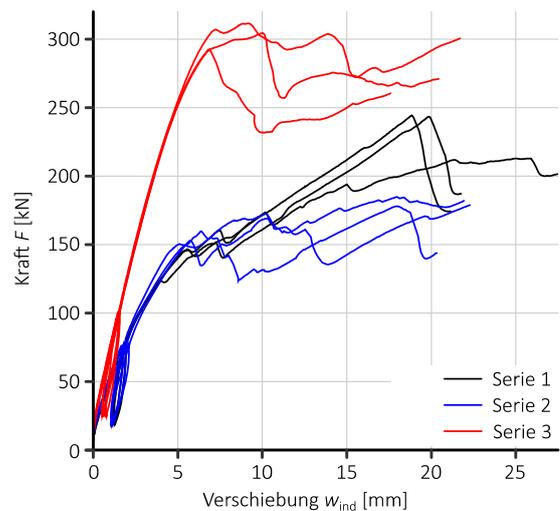


Abb. 27: Kraft-Verformungsdiagramme der Schubversuche

Tab. 4: Schubversuche am Plattenstoß - Tragfähigkeit

Serie	ID	F_{max} kN	V_{max} kN	Statistische Auswertung:	
				COV:	
1	#1	168,3	84,2	5 %	F_{mean} : 165,0 kN
	#2	155,3	77,7		
	#3	171,4	85,7		
2	#1	171,5	85,8	4 %	F_{mean} : 168,2 kN
	#2	161,1	80,6		
	#3	172,1	86,1		
3	#1	311,6	155,8	3 %	F_{mean} : 302,7 kN
	#2	292,0	146,0		
	#3	304,4	152,2		

¹⁾ nach [10]

Die Versagensmechanismen in den Serien 1 und 2 verliefen ähnlich. Ab einer Verformung von etwa 5 mm kam es im Bereich der Lasteinleitung zu einem Querkzugversagen. Dieses Versagen trat auf Höhe der Verbindungsmittel in Richtung des beanspruchten

Randes auf. Es wurde keine Beschädigung des Betons auf Höhe dieser Verbindungsmittel am Ende des Versuchs festgestellt. Im Anschluss an dieses Querzugversagen traten auch Abplatzungen des Betons an den Verbindungsmittelreihen, die an den unbeanspruchten Rändern des CLT-Elements liegen auf (siehe **Abb. 28**). In Serie 3 war das Ausziehversagen der geneigten Schrauben entscheidend für den Lastabfall was letztendlich zu ähnlichen Versagensbildern wie in den Serien 1 und 2 führte.

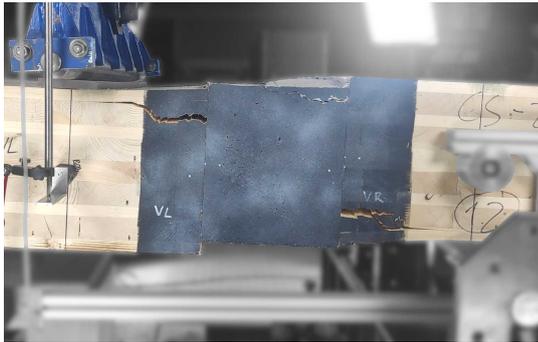


Abb. 28: Versagensmechanismen der Schubversuche – Querzugversagen im CLT und Abplatzungen des Betons auf Höhe der Verbindungsmittel zum beanspruchten Rand

Bemessungsansatz

Um die Verbindung unter einer Biegebeanspruchung bemessen zu können, ist es erforderlich, die Zugkraft in den Verbindungsmitteln zu bestimmen. Dies kann über einen Ansatz nach der Elastizitätstheorie erfolgen bei dem das Biegemoment in ein Kräftepaar aufgeteilt wird. Die Validierung dieses Ansatzes sowie die entsprechenden Formeln finden sich in [28]. Als konservativen Ansatz und um möglichen Schwindverformungen in den Querlagen Rechnung zu tragen, sollte nur den Längslagen eine Druckfestigkeit zur Aufnahme der Druckkomponente des Kräftepaars zugewiesen werden. Sobald die Zugkraft in den Verbindungsmitteln bestimmt ist, können alle erforderlichen Nachweise für die Beigebeanspruchung geführt werden. Die Bemessung des Übergreifungsstoßes oder die Verankerung der Verbindungsmittel im Beton, sollte gemäß den Vorgaben von [24] mit den in Abschnitt 3.3 erwähnten Verbundfestigkeiten erfolgen. Für die Nachweise der Verbindungsmittel im CLT, Ausziehversagen und Stahlzugversagen, können die Regelungen von [12] oder der entsprechenden ETA der Verbindungsmittel herangezogen werden.

Basierend auf dem Bemessungsansatz erweist sich das Stahlzugversagen der Schrauben als maßgebend für die in diesem Beitrag vorgestellten Serien. Unter Verwendung der in [27] vorgegebenen Gleichungen zur Bemessung der Verbindungsmittel in CLT ergibt sich eine charakteristische Biegetragfähigkeit von $M_{Rk,S1} = 74,1$ kNm für die Prüfkörper der Serie 1 und $M_{Rk,S2} = 39,5$ kNm für die Serie 2. Die Tragfähigkeiten aus dem Bemessungsansatz liegen somit auf der sicheren Seite im Vergleich zu den experimentell ermittelten Werten. Umgerechnet auf einen Meterstreifen ergeben sich bei gleichem Verbindungsmittelabstand und gleichen Randbedingungen charakteristische Biegetragfähigkeiten von 99,6 kNm/m (Serie 1) und 49,2 kNm/m (Serie 2).

Für die Bemessung der Verbindung unter einer Querkraftbeanspruchung kann die auftretende Belastung gleichmäßig auf die einzelnen Verbindungsmittelreihen aufgeteilt werden. Der Widerstand des einzelnen Verbindungsmittels kann grundsätzlich nach der Johansen-Theorie für dicke Stahlbleche gemäß [12] bestimmt werden. Reibversuche an Prüfkörpern mit Holz und Beton haben gezeigt, dass das Aufbringen einer Folie, wie sie in den Versuchen verwendet wurde, die Reibung zwischen den Bauteilen stark einschränkt (Reibbeiwerte $< 0,1$) [30]. Daher sollte der Seileffekt, auf der sicheren Seite liegend, nicht berücksichtigt werden. Wenn, wie in den hier gezeigten Serien lediglich die Mindestbetondeckung eingehalten wird, kann es dazu kommen, dass die erforderlichen Mindestabstände zum beanspruchten Rand ($a_{4,t,erf}$) gemäß [27] unterschritten werden. Um dieser Unterschreitung Rechnung zu tragen sollte die Tragfähigkeit $F_{v,Rk}$ dieser Verbindungsmittel nach Gleichung (2) entsprechend dem tatsächlichen Abstand $a_{4,t}$ abgemindert werden.

$$F_{v,Rk,eff} = F_{v,Rk} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \\ \frac{a_{4,t}}{a_{4,t,erf}} \end{array} \right. \quad (2)$$

Neben dieser Reduktion wurde auch das auftretende Biegemoment in der Fuge zwischen CLT und Beton bei den Schubversuchen berücksichtigt. Die Interaktion aufgrund einer gleichzeitigen Beanspruchung der Verbindungsmittel auf Ausziehen und Abscheren wird über einen quadratischen Ansatz berücksichtigt.

Die Tragfähigkeiten der einzelnen Verbindungsmittelreihen werden dabei addiert. Daraus ergibt sich als charakteristische Belastung der Schubversuche aus dem Bemessungsansatz eine Maximallast von $F_{Rk,S1} = 106,4$ kN für die Serie 1 und $F_{Rk,S2} = 105,4$ kN für die Serie 2. Ohne Berücksichtigung von Biegemomenten in der Fuge kann nach dem Bemessungsansatz die Verbindung mit einem Verbindungsmittelabstand von 200 mm eine Querkraft von $v_{xz} = 70$ kN je Laufmeter Plattenstoß übertragen werden. Sollte diese Tragfähigkeit nicht ausreichen, so kann die Verbindung mit geneigt angeordneten Schrauben verstärkt werden. Berücksichtigt man die vertikale Komponente des Ausziehwidestands der Schrauben, kann die Tragfähigkeit am Meterstreifen um 43,9 kN/m auf 113,9 kN/m gesteigert werden. Für den Versuchskörper ergibt sich daher nach dem gezeigten Bemessungsansatz eine charakteristische Maximallast von $F_{Rk,S3} = 158,3$ kN. Ein Vergleich mit den in **Tab. 4** erreichten Maximallasten zeigt, dass der Bemessungsansatz auch bei Schubbeanspruchungen zu konservativen Ergebnissen führt. Die Laststeigerung durch die Verstärkung mit Vollgewindeschrauben kann mit den derzeitigen Bemessungsansätzen nur auf der sehr sicheren Seite abgedeckt werden.

Der hier beschriebene Bemessungsansatz wird zusammen mit Ansätzen für die Berücksichtigung weiterer Plattenschnittgrößen und der Verbundfestigkeit der Verbindungsmittel im Beton auch in der ETA [31] sowie in [30] dargestellt.

4 Praxisbeispiel

Die beiden Lösungen, die in diesem Beitrag präsentiert werden – der Systemverbinder für die punktuelle Lasteinleitung und der Plattenstoß mit der Holz-Beton-Verbund Verbindung - wurden bereits in mehreren Projekten erfolgreich eingesetzt. Eines dieser Projekte befindet sich in Kirchheim unter Teck in der Nähe von Stuttgart (D). Bei diesem Projekt der Stadtwerke Kirchheim unter Teck wurden sowohl der Systemverbinder (*SPIDER-Connector*) als auch der Beton-Plattenstoß umgesetzt. Mit der Planung war BANKWITZ beraten planen bauen GmbH aus D-73230 Kirchheim unter Teck beauftragt, die statischen Berechnungen hat die Tragwerksplaner GmbH Furche

Geiger Zimmermann aus D-73240 Wendlingen am Neckar übernommen. Die Universität Innsbruck war hier unterstützend tätig. Es handelt sich um einen dreigeschoßigen Anbau an ein bestehendes Gebäude mit einer Bruttogrundfläche von 880 m². Im Erdgeschoß befinden sich Empfangs- und Besprechungsräume, während sich in den beiden oberen Stockwerken Büroräumlichkeiten eines Kommunalbetriebs befinden. Die Aussteifung des Gebäudes erfolgt über einen Treppenhauskern aus Beton. Der restliche Anbau erfolgte in Skelettbauweise und nicht-tragenden Holzrahmenbauwänden als Außenwände.



Abb. 29: Außenansicht Bauvorhaben

Die Deckenfelder aus CLT mit einer Größe von ca. 24,5 x 7,3 m und einer Stärke von 240 mm wurden an acht Punkten aufgelagert, was ein Stützenraster von 7,0 x 4,8 m ergibt. Für die Stützen wurden Brett-schichtholzstützen (GL28h, 300 x 300 mm) verwendet. Die punktuelle Lasteinleitung wurde durch den Einsatz von *SPIDER-Connector* Systemverbindern verstärkt. Um die Spannweite von 4,8 m zwischen den beiden Stützenreihen zu überbrücken, wurden die CLT Elemente mit der vorgestellten Holz-Beton-Verbund Verbindung biegesteif verbunden. In diesem Projekt wurden daher für jedes Deckenfeld 49 m Plattenstoß realisiert. Um die herstellungsbedingte Maximallänge der CLT-Elemente nicht zu überschreiten, mussten diese auch in dieser Richtung gestoßen werden. Diese Plattenstöße wurden versetzt angeordnet und gelenkig, mittels Vollgewindeschrauben unter einem Winkel von 45°, miteinander verbunden (siehe **Abb. 30**).

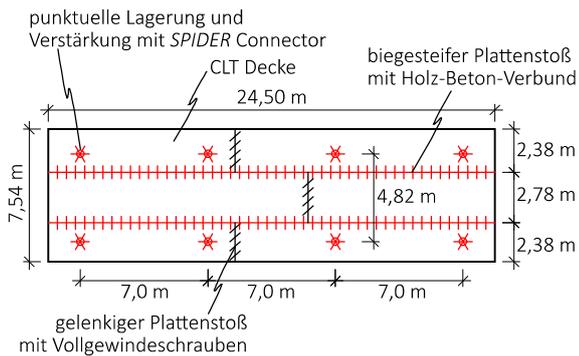


Abb. 30: Deckenplan, Skizze

Für die Herstellung der 275 mm breiten Betongasse wurden bereits werkseitig die Gewindestangen mit Holzgewinde eingebracht. Anschließend wurden die Platten auf der Baustelle mit einem Kran versetzt und der Bewehrungskorb auf einer Seite angebracht. Die zweiten Platte wurde dann seitlich eingefädelt und in Position gebracht (Abb. 31). Während der Aushärtezeiten des Betons musste die Decke unterstellt werden (Abb. 32).



Abb. 31: Vorfertigung und Montage des Plattenstoßes



Abb. 32: Versetzen der Deckenelemente mit SPIDER-Connector und Holz-Beton-Verbindung (Plattenstoß)

Im Rahmen der Fertigung wurden die untersten Lamellen der CLT-Elemente als verlorene Schalung für die Betongasse verwendet. Auf diese Weise konnte eine vollständige Holzuntersicht der punktgestützten Flachdecke realisiert werden (Abb. 33).



Abb. 33: Ansicht punktgestützte Flachdecke (Rohbau)

5 Zusammenfassung und Ausblick

Für beide Detailpunkte die sich bei der Konstruktion einer punktgestützten Flachdecke in Holz ergeben, der punktuellen Lasteinleitung als auch der biegesteifen Verbindung konnten in diesem Beitrag Lösungen präsentiert werden. Mit diesen Lösungen ist es nun möglich, punktgestützte Flachdecken aus Brettsperrholz mit Spannweiten zu realisieren, die auch im Betonbau üblich sind.

Für die punktuelle Lasteinleitung wurde ein Systemverbinder vorgestellt, der neben der Querdruck- und Rollschubverstärkung auch eine Lastdurchleitung und höhere Biegemomenten Beanspruchung ermöglicht. Zur Ausbildung des Plattenstoßes wurde eine Lösung mit einem Holz-Beton-Verbund System präsentiert, die das Ausbilden einer zweiachsig gespannten Decke ermöglicht. Die Tragfähigkeit beider Lösungen wurde durch experimentelle Untersuchungen bestätigt und ihre praktische Umsetzbarkeit anhand eines Projekts demonstriert.

Obwohl beide Lösungen bereits umfassend untersucht wurden, gibt es noch weitere Aspekte, die derzeit genauer betrachtet werden. Auf Seiten des Systemverbinders wird derzeit sein biaxiales Tragverhalten und die Momenten-Rotationskapazi-

tät für die Erdbebenbemessung untersucht [32]. Bezüglich des Plattenstoßes laufen weitere Untersuchungen, die sich insbesondere mit dem Langzeitverhalten und der zweiachsigen Wirkung der Verbindung befassen [30]. Es sei jedoch angemerkt, dass durch den hier vorgestellten Plattenstoß eine unlösbare Verbindung zwischen den Elementen hergestellt wird, die durch den Einsatz von Beton auch zusätzliche Feuchtigkeit in die Konstruktion einträgt und durch die Aushärtezeiten auch entsprechende Bauzeiten mit sich bringt. Aus diesen Gründen wird derzeit auch an einem Systemverbinder auf Basis von mikroverzahnten Stahlplatten geforscht. Mit diesem kann eine trockene, biegesteife Verbindung zweier CLT-Platten mit kurzen Installationszeiten und ohne weitere Aushärtezeiten realisiert werden [33].

6 Literaturverzeichnis

- [1] Bogensperger, T. & Silly, G. (2014): Zweiachsige Lastabtragung von Brettsperrholzplatten. *Bau-technik* 91(10)
- [2] Mestek, P. (2012): Punktgestützte Brettsperrholz-konstruktionen - Schubverstärkungen mit Vollgewindeschrauben, in: Görlacher, R. (Hrsg.): *Karlsruher Tage: Holzbau – Forschung für die Praxis*, KIT Scientific Publishing, ISBN 978-3-86644-913-8
- [3] Bejtka, I. (2005): Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben. Dissertation Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
- [4] Dietsch, P.; Rodemeier, S. & Blaß, H.J. (2019): Transmission of perpendicular to grain forces using self-tapping screws, in: *Proceedings of the 6th meeting of INTER, Paper 57-7-11*, Tacoma, USA
- [5] Maderebner, R.; Rathien, L.; Stieb, T. & Tomasi, R. (2024): Reinforcements for compression perpendicular to grain of CLT elements with fully threaded screws: experimental validation of the design model, in: *Proceedings of the 11th meeting of INTER, Paper 57-7-11*, Padova, Italy
- [6] Fast, P. (2016): Case Study: An 18-storey tall timber hybrid student residence at the University of British Columbia, Internationales Holzbau Forum, Garmisch-Partenkirchen, Deutschland.
- [7] Muster, M. (2020): Column-Slab Connection in Timber Flat Slabs. Dissertation, ETH Zürich
- [8] Maderebner, R. (2017): Verbindungsvorrichtung zum Auflagern eines Holzelements. International Patent WO 2017/093490; Invention disclosure 2011
- [9] Maurer, B. (2020): Lösungsansätze für punktgestützte Flachdecken aus Brettsperrholz. Dissertation, Universität Innsbruck
- [10] EN 14358: 2016-10. Holzbauwerke - Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte
- [11] Maurer, B. & Maderebner, R. (2020): Cross Laminated Timber under Concentrated Compression Loads – Methods of Reinforcement. *Engineering Structures* Vol. 245, 112534
- [12] ÖNORM EN 1995-1-1:2019-06. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)
- [13] ETA-19/0700 (2020): SPIDER connector und PIL-LAR connector. ROTHOBLAAS SRL. Österreichisches Institut für Bautechnik. Wien, Österreich
- [14] Stieb, T.; Maurer, B., Bestler, M.; Dietsch, P. & Maderebner, R. (2023): Solutions for edge connections to build two-way spanning cross laminated timber slabs. In *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023)*, Oslo, Norway (pp. 1322-1329)
- [15] Arnold, M.; Maderebner, R.; Dietsch, P. & Winter, S. (2023): Diagonallagenholz (DLH) – Ressourceneffizienz durch diagonale Orientierung einzelner Lagen: Bestimmung der Steifigkeitsparameter und Verformungsanalysen. *Bautechnik*, 100(8), 444-462
- [16] ÖNORM EN 1990:2013-03. Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung) (konsolidierte Fassung)
- [17] Asselstine, J.; Lam, F. & Zhang, C. (2021): New edge connection technology for cross laminated timber (CLT) floor slabs promoting two-way action, *Engineering Structures* 233
- [18] Wallner-Novak, M.; Koppelhuber, J. & Pock, K. (2013): *Brettsperrholz Bemessung: Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode*, proHolz Austria
- [19] Zöllig, S.; Frangi, A.; Franke, S. & Muster, M. (2016): Timber structures 3.0—new technology for multi-axial, slim, high performance timber structures. In *Proc. 14th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016)*, Vienna, Austria

- [20] Bathon, L.; Bletz-Mühldorfer, O.; Diehl, F.; Schmidt, J.; Wagner, A. & Weil, M. (2014): Anwendungen von eingeklebten Lochblechen unter statischen sowie ermüdenden Einwirkungen. In 20. Internationales Holzbau-Forum IHF 2014, Garmisch, Germany
- [21] Maurer, B.; Maderebner, R.; Zingerle, P.; Färberböck, I. & Flach, M. (2018): Point-supported flat slabs with CLT panels. In Proc. 15th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2018), Seoul, Korea
- [22] Bestler, M. (2021): Plattenstoßausführungen von Brettsperrholz: ein Beitrag für punktgestützte Flachdecken aus Brettsperrholz, Masterarbeit, Universität Innsbruck
- [23] Loebus, S.; Dietsch, P. & Winter, S. (2017): Transmission of perpendicular to grain forces using self-tapping screws, in: Proceedings of the 4th meeting of INTER, Paper 50-12-7, Kyoto, Japan
- [24] ÖNORM EN 1992-1-1:2015-02. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)
- [25] Wildermuth, A. (2013): Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb Heft 609
- [26] ÖNORM EN 10080:2005-09. Stahl für die Bewehrung von Beton - Schweißgeeigneter Betonstahl - Allgemeines
- [27] ETA-11/0030:2022-01-18. Rotho Blaas Self-tapping screws and threaded rod, ETA-Danmark A/S
- [28] Stieb, T.; Maderebner, R. & Dietsch, P. (2023): A Timber–Concrete–Composite Edge Connection for Two-Way Spanning Cross-Laminated Timber Slabs—Experimental Investigations and Analytical Approach. *Buildings*, 13(12), 3004
- [29] Stieb, T. (2024): Biegesteifer Plattenstoß zwischen Brettsperrholzelementen – eine Lösung mit Holz-Beton-Verbund, Doktorandenkolloquium Holzbau Forschung + Praxis, Stuttgart, Deutschland
- [30] Stieb, T.: Biegesteife Verbindungen von Brettsperrholzelementen (Arbeitstitel), Dissertation, Universität Innsbruck, Stand Juli 2024
- [31] ETA-22/0806:2023-05-26. Rotho Blaas Timber-Concrete Fusion System TC Fusion, ETA-Danmark A/S
- [32] Jahn, L. (2024): Biaxiale Beanspruchbarkeit einer Auflagerverstärkung für punktgestützte Flachdecken aus Brettsperrholz, Masterarbeit, Universität Innsbruck
- [33] Tabelander, R.: Lösungsansätze für eine trockene biegesteife Verbindung von Brettsperrholzelementen (Arbeitstitel), Dissertation, Universität Innsbruck, Stand Juli 2024

Danksagung

Die Autoren möchten sich bei den Projektpartnern der beiden Forschungsprojekte »*SPIDER*« und »*STS – slab to slab*« bedanken die diesen Themenkomplex behandelt haben, der *Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG)* und dem Industriepartner *ROTHOBLAAS SRL* aus Kurtatsch, Italien. Für das Durchführen der experimentellen Untersuchungen sei den Mitarbeitern der *Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt (TVFA)* der Universität Innsbruck gedankt.

Autoren

Dipl.-Ing. Dr. techn. Roland Maderebner
Dipl.-Ing. Thomas Stieb

Universität Innsbruck
Institut für Konstruktion und
Materialwissenschaften –
Arbeitsbereich Holzbau
Technikerstraße 13
A-6020 Innsbruck

Dipl.-Ing. Dr. techn. Bernhard Maurer
Köppl Ingenieure
Steinböckstraße 1
D-83022 Rosenheim

Kontakt:
roland.maderebner@uibk.ac.at

Pragmatische Ansätze für eine Wiederverwendung von tragenden Holzbauteilen aus selektivem Rückbau

Matthias Frese, Judith Herrmann und Philipp Dietsch

Zusammenfassung

Im Bauwesen vollzieht sich ein Paradigmenwechsel. Nachhaltigkeit und Klimaschutz verlangen dem Bau eine neue Form der Ressourcenschonung ab, die sich zukünftig nur unterstützt durch ein zirkuläres Wirtschaften verwirklichen lässt. Eine auf den Holzbau übertragene Kreislaufwirtschaft bedeutet, dass vor einem selektiven Rückbau der Wert von verbautem Holz rechtzeitig erkannt wird. Dann sollte solches Holz schonend geborgen und für eine Wieder- und Weiterverwendung beurteilt und aufbereitet werden.

Das Referat informiert über Ergebnisse eines vom Ministerium für Landesentwicklung und Wohnen BW finanzierten Projekts zur Wieder- und Weiterverwendung von bestimmten Bauprodukten u. a. aus Holz. Der Schwerpunkt liegt auf der Beurteilung der Biegetragfähigkeit von Nadel-schnittholz, die mit einfachen Mitteln nachgewiesen werden kann. Einige grundsätzliche Aspekte zur Tragfähigkeitsbeurteilung von Brettschichtholz und OSB-Platten aus selektivem Rückbau werden ebenfalls angesprochen.

Der Vortrag ist in einem mit den Zuhörerinnen und Zuhörern interaktiven Format angelegt, so dass sich am Thema Interessierte mit Ihren Erfahrungen einbringen können. Damit soll der Auffassung Rechnung getragen werden, dass ein zunehmendes zirkuläres Wirtschaften vor allem auch durch Kräfte aus der Handwerks- und Ingenieurpraxis befördert wird.

Stichworte Holzbauteile, Wiederverwendung, selektiver Rückbau, Tragfähigkeitsbeurteilung

1 Einleitung

Eine tatsächlich praktizierte Ressourcenschonung ist eine entscheidende Voraussetzung für Nachhaltigkeit im Bauwesen. Zirkuläres Wirtschaften schont Ressourcen und trägt damit zu einer nachhaltigen Entwicklung bei. Immer drängender wird die Notwendigkeit, allgegenwärtig anzutreffende Bekenntnisse zur Nachhaltigkeit durch ein entsprechendes Handeln auch aktiv zu leben. Viele Beispiele belegen, dass sich das Bauwesen für mehr Nachhaltigkeit, eine Wende und einen Umbruch im Bau entschieden hat und dies auch in gewissen Bereichen bereits umsetzt, z. B. [1] - [4]. Das betrifft das Material und die Herstellung von Bauprodukten, die Planung, den Entwurf, das Bauen selbst und das überdurchschnittlich langfristige Betreiben des Gebäudebestands. Wenn sich der so wichtige Erhalt des Bestands nicht durchsetzen lässt, weil Bemühungen für eine weitere Nutzung ausbleiben oder scheitern, erfolgt in vielen Fällen ein selektiver Abbruch oder Rückbau. Dann erfordert das zirkuläre Wirtschaften u. a., so viele tragende Bauteile wie technisch möglich schonend zu demontieren und sie im Sinne des zirkulären Wirtschaftens wiederzuverwenden. Bei näherer Betrachtung – was die praktische Umsetzung betrifft – ist das eine sehr schwierige und auch umfangreiche Aufgabe. Gegenwärtig stattfindende selektive Abbruch- und Rückbauprozesse sind in der Regel alles andere als schonende Demontagen, auch weil Abbruchunternehmen mit ihrem Instrumentarium und der personellen Ausstattung für jene nur selten ausgerüstet und ausgerichtet sind. Immer noch Standard ist der selektive Abbruch von Dachwerken mit dem kombinierten Abbruch- und Sortiergreifer, vgl. **Abb. 1**.



Abb. 1: Verlust eines innerstädtischen Gebäudeflügels bzw. der darin gebundenen baulichen Wertschöpfung

Bei ausgereiften Holzkonstruktionen, die nach dem jeweils geltenden Stand der Technik entworfen, berechnet, ausgeführt und errichtet wurden, kann davon ausgegangen werden, dass Holzbauteile keine nennenswerten äußeren und inneren einwirkungsbedingten Schäden aufweisen. Sind auch keine außergewöhnlichen nutzungs-, instandhaltungs- und alterungsbedingten Schäden vorhanden, ist die Arbeitshypothese gerechtfertigt, dass solche Bauteile nach einer schonend durchgeführten Demontage ein zweites langes „Leben“ haben können. Damit wird neben der Güte-, Sortier- oder Festigkeitsklasse des Materials vor allem die Frage nach vorhandenen äußeren und inneren Schäden an wieder- und weiterzuverwendenden Bauteilen zum primären Gegenstand einer Bewertung für die Wiederverwendung. Inwiefern und inwieweit solche Schäden die technische Integrität eines Holzbauteils für ein zweites „Leben“ tatsächlich herabsetzen, ist dann ein essenzieller sekundärer Gegenstand einer Bewertung. Um hier zu angemessenen Entscheidungen zu gelangen, sind umfangreiche praktische und teilweise anspruchsvolle theoretische Aufgaben zu lösen. Dazu sollte man sich das vorhandene Wissen um Kriterien und Bedingungen für technische Integrität von Holzbauteilen vor Augen führen und für den konkreten Wiederverwendungsfall sinngemäß, mit Bedacht, aber auch mit Pragmatismus anwenden. Für ein solches vom Wesen her ingenieurtechnisch-sparsames Vorgehen zu werben, ist die Absicht dieses Referats. Hinweis: Wiederverwendung (ein weiteres Mal mit der ursprünglichen Funktion) und Weiterverwendung (ein weiteres Mal in einer anderen Funktion) sind zweierlei. Aus Gründen der Lesbarkeit wird nachfolgend der Begriff Wiederverwendung synonym für beides verwendet.

2 Wiederverwendung im Holzbau

Die für die Gegenwart relevanten Aspekte zur Wiederverwendung von tragenden Holzbauteilen werden im Bericht des Umweltbundesamtes [1] bereits weitgehend erschöpfend dargestellt. Baustoffübergreifende Feststellungen finden sich dort im Abschnitt 1, S. 16ff, im Abschnitt 6, S. 79 und jene, die das Holz im Einzelnen betreffen, im Abschnitt 6.3, S. 104ff. Es gibt zu denken, dass die dort angeführten Erkenntnisse und Handlungs-

empfehlungen bereits zehn Jahre alt sind. Zwischenzeitlich erschienene umfangreiche Werke zum Thema sind [5] - [19]. Einen aktuellen Überblick, nicht nur über die Situation in der Schweiz, gibt Steckel [20]. Trotz des mittlerweile sehr gut erforschten Umfelds und neuerer Handlungsempfehlungen, z. B. [15], ist das Maß der Wiederverwendung von Holzbauteilen und Holzbaustoffen für tragende Zwecke heute noch gering. Dieser Zustand ist direkt beeinflusst und bedingt durch:

- Gesellschaft (u. a. Haltung gegenüber dem Bestand; Bewusstsein und Gewissen der Bauherrenschaft; gegenwärtige Wertschätzung für baulich gebundene Ressourcen und diesbezügliche Wahrnehmungslücken; Wechselwirkung aus Akzeptanz gegenüber Kreislaufprodukten und Ausbau des Angebots)
- Abbruchindustrie und starke etablierte Entsorgungs- und Verwertungswege, die keine bzw. wenig Kompatibilität mit einer Wiederverwendung besitzen
- Bautechnik des Bestands (Fügen und Verbinden) → technischer Einfluss auf Demontage und die demontagebedingten Zusatzschäden und Verluste
- Kosten-, Zeit- und Personalaufwand als Entscheidungskriterium für das Ausbleiben/Durchführen einer schonenden Demontage und behutsamen Bergung
- Verfügbarkeit, Eignung und Nutzen demontierter Bauteile für neue tragende Zwecke (Angebot, Relevanz und Nachfrage)
- Fehlende oder unvollständige erforderliche Daten
- Ungewissheit hinsichtlich Qualität und durchzuführender Prüfungen für Bauteileigenschaften
- Unklarheit bezüglich Gewährleistungs- und Haftungsfragen
- Beprobung von Baumaterialien und -stoffen im Zusammenhang mit heute nicht mehr zulässigen oder unerwünschten Holzschutzmitteln
- Fehlende Prozesskette und logistische Herausforderungen (Bergung, Transport, Inventarisierung, Lagerung und Vertrieb) und Aufwand für Aufbereitung

- Derzeitiger Erfahrungsschatz im Zusammenhang mit Wiederverwendungsprojekten
- Aufklärung zu Vor- und Nachteilen von wieder- und weiterzuverwendenden Holzbaustoffen
- Bislang noch unzureichend genutzte ökologische Vorteile der Wieder- und Weiterverwendung, die aus Einsparpotenzial an Rohstoff und Energie resultieren
- Neuauslegung der gestalterischen Freiheit beim Bauen mit Holzbauteilen und Holzbaustoffen aus dem selektiven Abbruch bzw. Rückbau
- Normen für Wiederverwendung und labelbestimmte Einflussfaktoren, z. B. aus diversen Gebäude-Zertifizierungen

Im Zusammenhang mit der zirkulären Bauwirtschaft gibt es seit Mitte der 1990er Jahre Bauteilbörsen, Kataster und Angebote im Internet. So genannte Baustoffbörsen wie beispielsweise restado, Concular oder allgemein ebay vermitteln oder verkaufen gebrauchte Baustoffe, wobei Holzbaustoffe und Holzbauteile für tragende Zwecke, siehe **Abb. 2**, eher selten auf den Angebotsseiten anzutreffen sind. Solche Börsen bieten vor allem mannigfaltige Baustoffe und Bauteile für den nicht tragenden Bereich an. Gut organisiert über den Unternehmerverband Historische Baustoffe e. V. ist seit 1992 der Handel u. a. mit entsprechenden Holzbauteilen. Da Unternehmen, Verbände und Börsen private Interessen, unternehmerische Absichten und gesellschaftliche Anliegen relativ schnell erkennen bzw. pragmatisch umsetzen können, sind ihre Formate, z. B. [21] - [23], schon heute ein Vorbild für die Organisationsstrukturen des zukünftigen Handels bzw. des Arbeitens mit gebrauchten Bauteilen.

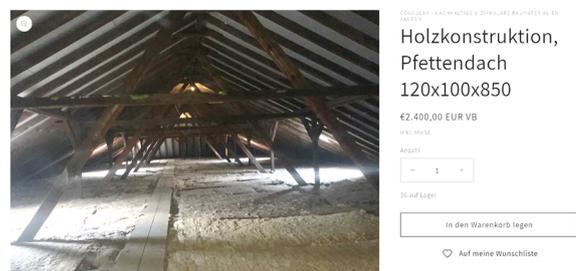


Abb. 2: Beispiel eines Concular-Angebots für eine Holzkonstruktion, Quelle: Concular (2024)

3 Selektive Abbrüche mit Potenzial

3.1 Einführung

Gegenwärtige Verfahren beim selektiven Abbruch oder selektiven Rückbau stehen noch im Widerspruch zur Kreislaufwirtschaft. Betrachtet man sie aber genau, zeigen sich Chancen und Potenziale, die sie für Holztragwerke heute schon mit sich bringen können. Vier selektive Abbruch- bzw. Rückbauprozesse, die im Karlsruher Stadtgebiet stattgefunden haben, belegen das nicht nur für den Holzbau. Sie wurden im Zuge einer nicht kontrollierbaren Erhebung entdeckt, beschrieben und analysiert, um für Handlungsmöglichkeiten zu sensibilisieren und Lösungen zur Überwindung von begleitenden Problemen anzustoßen. Sie zeigen vor allem, dass die zimmermanns- und ingenieurmäßige Wahrnehmung für die baulichen Gegebenheiten und für die gebundenen Baustoffe zu einer Wertschätzung und einem Umdenken beim selektiven Abbruch führen können. Daher müssen Verfahren eines schonenden selektiven Rückbaus und einer behutsamen Bergung der Holzbauteile sowie Regeln einer technischen Bewertung für die Wiederverwendung aufeinander abgestimmt sein. Die zweite Wertschöpfung beginnt im materiellen Sinne mit dem Zeitpunkt der Demontage zum Zwecke einer Wiederverwendung. Zuvor muss im baulich intakten Zustand das quantitative und qualitative Wiederverwendungspotenzial erahnt und festgestellt worden sein. Daraus ergibt sich dann, welche Bauteile schonend demontiert, behutsam geborgen und für die Wiederverwendung technisch zu bewerten sind. Die Transformation eines heute praktizierten selektiven Abbruchs hin zu einer schonenden Demontage mit behutsamer Bergung sollte – wo erforderlich und möglich – zügig begonnen bzw. verbessert werden. Es ergibt keinen Sinn, jetzt Zeit verstreichen zu lassen, bis heute bereits gegebene pragmatische Möglichkeiten der Reklassifikation erst mittelbar zu ressourcenschonenden Veränderungen bei den Abbruch- und Rückbauprozessen führen werden, siehe [20]. Die vier nachfolgend vorgestellten Studienobjekte zeigen fallweise ein gutes quantitatives und/oder qualitatives Wiederverwendungspotenzial auf. Sie sollen ein ausdrücklicher Anreiz für die Beschleunigung der beschriebenen Transformation sein. Im Mittelpunkt des Wiederverwendungspotenzials stehen Kantholz und Brettschichtholz.

3.2 Siedlungshaus, Neureut

In Neureut wurde im Sommer 2023 ein um 1932 errichtetes Siedlungshaus mit Holzbalkendecken selektiv abgebrochen, siehe **Abb. 3**. Aufgrund der verständnisvollen Unterstützung durch die Bauherrenschaft, die das Haus zu Gunsten eines Neubaus entfernen ließ, konnten von den insgesamt 36 Dach- und Deckenbalken drei Dachbalken (rund $12 \times 20 \times 860 \text{ cm}^3$) und ein Kellerdeckenbalken (rund $12 \times 22 \times 740 \text{ cm}^3$) einigermaßen schonend mit dem Sortiergreifer aus dem Bauegefüge „entnommen“ werden.

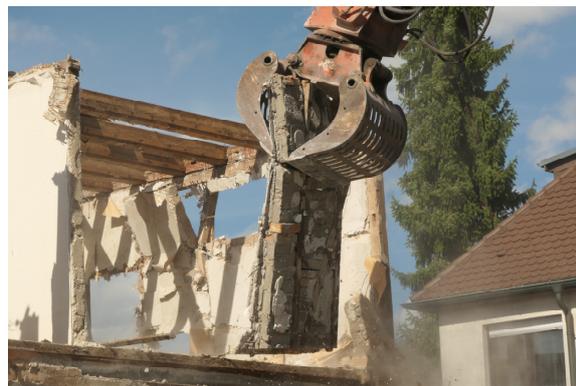


Abb. 3: Siedlungshaus in Stockwerksbauweise im OG und Abbruchprozess

Sie wurden behutsam für Prüzzwecke geborgen, siehe **Abb. 4**. Weitere zwölf Balken wurden für ein studentisches Bauvorhaben beiseitegelegt, danach zur zukünftigen Baustelle transportiert und dort sachgerecht gelagert.



Abb. 4: Brustriegel, Ständer, Dach- und Kellerbalken für Prüzzwecke

Die gesamte Holzmenge der Dach-, Erd- und Keller-geschossbalken betrug etwa 7 m^3 . Da die Dachbalken nur mit Dollen auf den Rähmen fixiert waren und die übrigen in Aussparungen und Mauernischen lagen, konnten sie mit etwas „Gefühl“ vom Baggerführer

aus dem Gefüge gehoben werden. Ausbauschäden ließen sich dabei nicht gänzlich vermeiden, hielten sich aber im Sinne einer Wiederverwendung in Grenzen. Das für Prüfzwecke gesicherte Material wurde vor Ort von den seitlich aufgenagelten Latten befreit, gesäubert und je nach Zustand für gut befunden. Davon abhängig wurde das Material sofort nach DIN 4074-1 (2012) [24] sortiert.

3.3 Markgräflichen Palais, Innenstadt

Die Fotografien in **Abb. 5** und **Abb. 6** zeigen den im Sommer 2023 durchgeführten selektiven Abbruch des Dachwerks über dem Ostflügel, einem von zwei Seitenflügeln des Markgräflichen Palais' am Rondellplatz, vgl. **Abb. 1**. Ursprüngliches Baujahr der Seitenflügel ist 1960. Nachweislich **60 m³** dem Augenschein nach technisch einwandfreies trockenes Bauholz wurden aus dem Gefüge der beiden Dachwerke gerissen, in Containern gesammelt und mutmaßlich thermisch verwertet. Bei der zweimaligen Begehung des Dachwerks und der handnahen Begutachtung der Hölzer zeigten sich diese in einem tadellosen Zustand.



Abb. 5: Ostflügel nach dem Entfernen der Schiefereindeckung



Abb. 6: Dachwerk des Ostflügels während des Abbruchs

Mit qualifiziertem Personal und Hilfskräften hätte sich der Anschauung nach mit einer schonenden Demontage ein großer Teil des verbauten Kantholzes für eine Wiederverwendung realisieren lassen können.

3.4 Caritas Waldheim, Hardtwald

Im Frühjahr 2024 liefen die selektiven Abbrucharbeiten des im Jahre 1969 in Betrieb genommenen Waldheims. Eine Besonderheit waren die baugleich ausgeführten Gespärre, deren Dachschub über Stahlbetonbalken an den Traufen und -zugglieder kurzgeschlossen werden, siehe **Abb. 7**. In den Gespärren der ursprünglich neun Gebäudeteile sind insgesamt rund 480 ähnlich bearbeitete Kanthölzer mit einem Querschnitt von 12 x 24 cm² verbaut worden.



Abb. 7: Blick unter die Gespärre

Ausnahmen sind die Dachflächen mit Oberlichtern. Jeweils ein Sparren wird hier über den First hinweg verlängert. Die Sparren messen zwischen Firstgelenk und Ende Fußpunkt ungefähr 4,6 m. Das Gesamtvolumen des Holzes beträgt damit rund **65 m³**. Die Kanthölzer stammen nach stichprobenartiger Sichtung aus einem zweistieligen Einschnitt und sind daher spannungs- bzw. rissarm geschwunden. Die vorgefundenen Ästigkeiten, Baumkanten und Faserabweichungen lassen keine Zweifel an S10 aufkommen. Drehwuchs war nicht zu beobachten. Der technische Zustand wirkt einwandfrei. Sehr nachteilig im Sinne der Wertschöpfung für eine Wiederverwendung ist das Verfahren mit dem kombinierten Abbruch-Sortiergreifer. Das Zerreißen des Bolzens im Firstpunkt eines Gespärres oder das Abreißen der Winkelverbindung (mit Nagel) zwischen der Sparrenklaue und der Mauerlatte führten in vielen Fällen zu einer starken Entwertung der Kanthölzer am First und Fußpunkt, vgl. **Abb. 8**. Angesichts der relativ

niedrigen Höhe des Firstpunktes böte sich alternativ ein Lösen des Bolzens oder Abtrennen an.



Abb. 8: Ausbauschaden infolge Zerreißen der Verbindung am First

3.5 Pavillon KA300, Schlosspark

Anlässlich des 300. Karlsruher Stadtgeburtstags wurde im Schlosspark nördlich des Schlosses der so genannte Pavillon KA300 errichtet. Neben etlichen Tonnen Stahl wurden **338 m³** Brettschichtholz verbaut. Die Standzeit des Bauwerks beschränkte sich auf die Sommermonate im Jahr 2015. Die Montage begann im Frühjahr 2015; der Abbau erfolgte im darauffolgenden Herbst, siehe **Abb. 9**. Das grau lasierte Brettschichtholz war etwa acht Monate lang der Witterung ausgesetzt, erfuhr dadurch eine gewisse Verschlechterung, war aber deshalb keinesfalls wertlos geworden.



Abb. 9: Selektiver Abbruch im November 2015

Aus einem Teil der nach dem Abbruch realisierten Brettschichtholzträger wurden quaderförmige Sitzbänke hergestellt, die im Karlsruher Stadtgebiet aufgestellt wurden. Rückwirkend betrachtet sind der selektive Abbruch des Pavillons und die Wiederverwendung ein wichtiger Beleg dafür, dass bei gegebenem Willen und Inkaufnahme von demontage-

bedingten Verlusten Mittel und Wege gefunden werden, Holz- und Holzwerkstoffe für die Wiederverwendung zu realisieren. Der selektive Abbruch zeigt auch, dass hinsichtlich der Demontage neben verlustbehafteten Sägeschnitten, vor allem dem Lösen von Verbindungsmitteln Aufmerksamkeit zu schenken ist. Wenn man von der Verschlechterung durch die mehrmonatige Bewitterung einmal absieht, spricht eine kurze erste Nutzungsdauer des Materials mit Herstellung unmittelbar vor 2015 für eine einfache Reklassifikation im Sinne einer zweiten Wertschöpfung.

3.6 Fazit

Die Kurzanalysen zeigen, dass schonende Demontage und anschließende behutsame Bergung mit kleinen oder großen Mengen an bisweilen qualitativ hochwertigem Material belohnt wird. Es wird in Form von Kollektiven vorliegen, wobei große Stückzahlen gleichartiger Holz- und Holzwerkstoffe mit jeweils konstanten Querschnittsmaßen und Längen für ein hohes Wiederverwendungspotenzial entscheidend sind. In der Regel wird eine obligatorisch durchzuführende Reklassifikation vor einer Wiederverwendung durch die Tatsache erleichtert, dass angetroffenes Nadelschnittholz vor der Erstverwendung in S10 sortiert wurde oder im Zuge einer Nachsortierung in nennenswerten Teilen der Sortierklasse S10 entsprechen wird. Bei Brettschichtholz wird im Zuge der Herstellung in der Regel eine entsprechende Sortierung stattgefunden haben. Angesichts der nach einer Bergung häufig zu erwartenden Kleinkollektive ist es wünschenswert, über pragmatische, zerstörungsfreie und damit verlustarme Verfahren zur Reklassifikation zu verfügen.

3.7 Empfehlungen

Aufgrund der mit den Studienobjekten gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse wird zur zügigen Veränderung der gegenwärtig praktizierten selektiven Abbruchprozesse empfohlen, siehe auch [25]:

- 1 Vor-Ort Begehung mit dem Ziel der Einschätzung des Potenzials zur Wiederverwendung. Erstprüfung, ggfs. ergänzt durch Detailprüfung
- 2 Baustoffanalyse (Schad- und Störstofferkundung) in Abhängigkeit vom erwarteten quantitativen und qualitativen Wiederverwendungspotenzial,

- z. B. durch Beprobung im Labor auf Basis von Bohrkernen oder durch mobile Laboreinheit [26]
- 3 Entscheidung für oder gegen eine behutsame Bergung unter Berücksichtigung von Ausschlusskriterien (z.B. Holzschutzmittel, Anstriche, Harnstoffharz, siehe Abs. 4.3) und der Lösbarkeit von Verbindungsmitteln
 - 4 Entscheidung dagegen → Abbruch/Rückbau
 - 5 Entscheidung dafür → weiter mit Schritt 6
 - 6 Massenermittlung, Holzqualität, verwendete Verbindungsmittel
 - 7 Organisatorische, technische und handwerkliche Planung der schonenden Demontage und der behutsamen Bergung. Auf einen durchgängigen Schutz der Holzbauteile gegen Niederschläge ist zu achten
 - 8 Abtransport in ein naheliegendes Lager zur weiteren Untersuchung und Aufbereitung

4 Möglichkeiten der Reklassifikation

4.1 Vorbemerkung

Prüfverfahren vor einer Wiederverwendung können im Zusammenhang mit drei unterschiedlichen Fallkonstellationen gesehen werden, die sich angesichts der im Abschnitt 3 beschriebenen selektiven Abbruch- und Rückbauprozesse im Holzbau immer einmal wieder einstellen werden. Die den Fallkonstellationen zugrundeliegende mengenmäßige Unterteilung hat zunächst einen sondierenden Charakter.

- Im Zuge einer schonenden Demontage werden Kleinkollektive geborgen, die jeweils einige wenige gleichartige Bauteile enthalten (insbesondere *b/h/ℓ*/Holzart/Holzwerkstoff identisch). Der Umfang beträgt bis zu 100 Stück.
- Es werden zahlenmäßig sehr umfangreiche Kollektive geborgen, die unter Umständen mehrere Tausend gleichartige Bauteile enthalten.
- Der Umfang der Kollektive liegt zwischen demjenigen der Fallkonstellationen 1 und 2.

Wer Ressourcenschonung tatsächlich praktizieren will, sollte einfache zerstörungsfreie Prüfverfahren

anwenden. Bei Kleinkollektiven gilt das allemal, weil der Schwund an Bauteilen nicht vertretbar ist, wenn man einen Prüfumfang von mindestens 20 oder sogar 40 festlegt, um einen 5%-Quantilwert verteilungsfrei auszuweisen, siehe z. B. DIN EN 384 (2010) [27]. Auch die Kosten für Bauteilprüfungen müssen im Verhältnis zum Ertrag stehen. Vor der Anwendung der im Folgenden beschriebenen Verfahren sind die Bauteile auf Ausschlusskriterien wie unerwünschte Holzschutzmittel oder Anstriche zu prüfen.

4.2 Auswirkung abträglicher Einflüsse auf die Bauteilwiderstände und die physikalischen und mechanischen Eigenschaften

Zerstörende Prüfverfahren vor einer Wiederverwendung werden grundsätzlich mit jenen in DIN EN 408 (2012) [28] zur Ermittlung von Bauteilwiderständen, physikalischen und mechanischen Eigenschaften von Bauholz und Brettschichtholz identisch sein. Sie werden im Zusammenhang mit der Wiederverwendung jedoch ihr ursprüngliches Ziel verfehlen, wenn Stücke geprüft werden, die aufgrund der Erstverwendung z. B. durch Bohrungen, Zapfenlöcher und Schlitz entsprechende Schwachstellen aufweisen und/oder nicht natürlicher Abnutzung unterlagen. Die Stücke werden sehr wahrscheinlich auch durch Demontage, Bergung und Transport weitere Verschlechterungen erfahren, die auf diesbezügliche Schäden zurückzuführen sind. Diese drei Einflüsse führen zu einer Verringerung der Bauteilwiderstände und daher zu einer schwer zu quantifizierenden Veränderung insbesondere der mechanischen Eigenschaften. In **Abb. 10** sind in der ersten Zeile diese drei abträglichen Einflüsse in der zeitlichen Abfolge dargestellt, in der sie zu wirken beginnen. Die Ebenen 2 und 3 der **Abb. 10** zeigen Vorschläge für Maßnahmen, wie diesen Einflüssen bei einer Wiederverwendung zu begegnen ist.

Es sollte nicht das Ziel einer Baustoff- und Bauteilprüfung sein, zum Zwecke der Bewertung eines geborgenen Kollektivs eine Stichprobe von Baustoffen oder Bauteilen mit Schwachstellen und/oder den vorgenannten Verschlechterungen zu prüfen. Da die zu erwartenden Schwachstellen aus der Erstverwendung und die Verschlechterungen infolge nicht natürlicher Abnutzung und ab Demontage vielfältig sind, werden entsprechende Kollektive hinsichtlich der qualitativ unterschiedlichen Einflüsse auf die

technische Integrität zu heterogen sein. Eine Übertragbarkeit von der Stichprobe auf das Kollektiv wird daher nicht gegeben sein. Ein solches Übertragungsproblem ließe sich auch nicht mit der Berücksichtigung von statistischen Unsicherheiten zuverlässig lösen, z. B. in Anlehnung an Abminderungsfaktoren in DIN EN 384 (2010) [27]. Auch die Auswirkungen solcher Schwachstellen und Verschlechterungen auf die Bauteilwiderstände und Baustoffeigenschaften lassen sich nicht pauschal abschätzen.

Mit Prüfverfahren sollten daher nur physikalische und mechanische Eigenschaften und Bauteilwider-

stände solcher Baustoffe bzw. Bauteile ermittelt werden, die sich lediglich infolge natürlicher Abnutzung über die Jahre hinweg verschlechtert haben. Den entsprechenden Zusammenhang zwischen Wirksamkeit der Prüfverfahren, Verschlechterung nur infolge natürlicher Abnutzung und Quantifizierung der Auswirkungen zeigt **Abb. 10** in der ersten Ebene in Grün. Nur in diesem Zusammenhang sind die nachfolgend dargestellten Prüfverfahren zu sehen und gültig. Das Niveau der physikalischen und mechanischen Eigenschaften und der Bauteilwiderstände sollte primär durch zerstörungsfreie Verfahren ermittelt oder durch Erwartungswerte ausgedrückt werden.

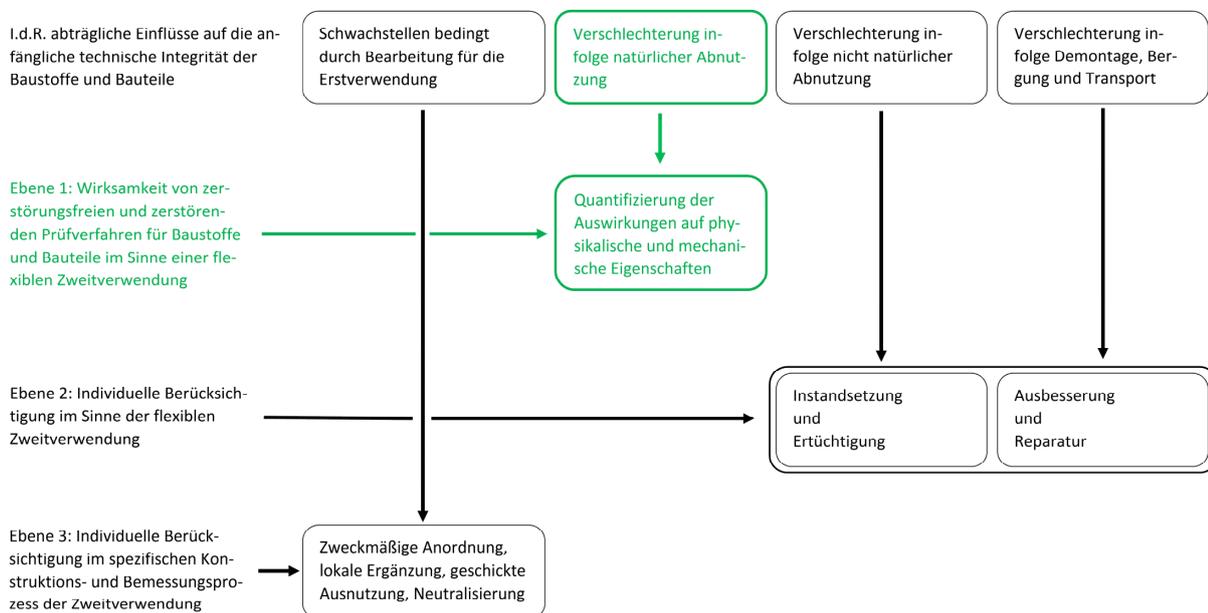


Abb. 10: Drei Ebenen des technischen Umgangs mit Holzbaustoffen und -bauteilen aus dem selektiven Abbruch oder Rückbau

4.3 Zerstörungsfreie Prüfungen

Es ist zu erwarten, dass in den kommenden Jahren vor allem Kantholz und Brettschichtholz in nennenswertem Maße im selektiven Abbruch oder Rückbau anfallen werden. Zerstörungsfreie Verfahren für eine (Re)Klassifikation von Nadelschnittholz und Brettschichtholz sollten zum jetzigen Zeitpunkt an pragmatischen, wirtschaftlichen und ganzheitlichen Gesichtspunkten ausgerichtet werden. Bei unspezifischem Nadelschnittholz ist mindestens eine visuelle Sortierung erforderlich. Bei Brettschichtholz sollte die ursprüngliche Klassifikation herausgefunden oder – falls keine Informationen vorhanden sind – konser-

vativ geschätzt werden. Der Schwerpunkt zerstörungsfreier Verfahren liegt bei Brettschichtholz dann auf der Feststellung einer etwaigen Verschlechterung infolge natürlicher Abnutzung. Die Holzfeuchte sollte für beide Holzprodukte nach dem Verfahren der elektrischen Widerstandsmessung ermittelt werden.

Visuelle Sortierung von Nadelschnittholz

Für Bretter und Bohlen ist DIN 4074-1 (2012) [24] anzuwenden. Ein auf die Wiederverwendung abzielendes zusätzliches Sortierkriterium muss vor allem ausschließen, dass in unmittelbarer Nähe zu Einzellasten oder im 15-cm-Bereich von Astansammlungen dem Augenschein nach tragfähigkeitsmindernde

Schwächungen infolge Erstnutzung oder vor allem Verschlechterungen infolge Ausbauschäden vorliegen. Andernfalls würde die visuelle Sortierung an Wirksamkeit im Zusammenhang mit der Tragfähigkeit einbüßen. Das erfordert noch aufzubauende Erfahrung. Alle anderen Schwächungen infolge Erstnutzung oder Verschlechterungen infolge Ausbauschäden dürfen dem Augenschein nach die Tragfähigkeit nicht stärker als die größte Ästigkeit herabsetzen. Der Anschauung nach wird man viele solcher Schwächungen oder Verschlechterungen nicht tragfähigkeitsneutral reparieren können. Für vorwiegend hochkant beanspruchte Bretter und Bohlen sowie für Kantholz gilt bei einer alleinigen visuellen Sortierung nach DIN 4074-1 (2012) [24] das vorgenannte zusätzliche Sortierkriterium sinngemäß, vgl. **Abb. 11**. Ein Beispiel für einen oberflächlichen und daher unkritischen Ausbauschaden verdeutlicht das Foto in **Abb. 12**. Teil der visuellen Sortierung zur (Re)Klassifikation von Nadelholz nach DIN 4074-1 (2012) [24] sind auch Verfärbungen, Fäule und Insektenfraß.

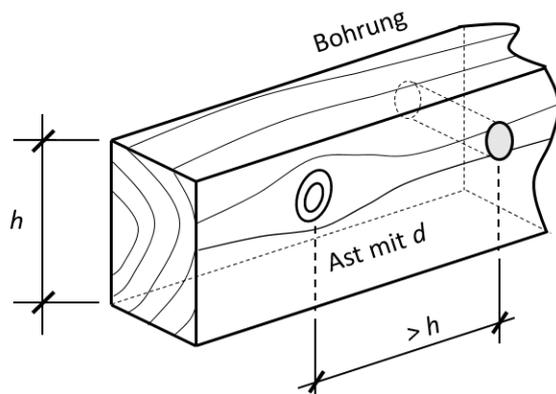


Abb. 11: Beispielhafte Empfehlung für Mindestabstände zwischen Ast und mittlerer Bohrung infolge Erstnutzung, hier: hochkant beanspruchtes Kantholz



Abb. 12: Ausbauschaden an Kantholz, bei S10 tolerierbar

Kombinierte visuelle und maschinelle Sortierung von Brettern, Bohlen und Kantholz

Aus der maschinellen Sortierung eignen sich für Bretter, Bohlen und Kantholz zusätzlich zur visuellen Sortierung nach DIN 4074-1 (2012) [24] die Ermittlung der Bruttoreohdichte mit einer Waage und die anschließende Ermittlung des dynamischen Elastizitätsmoduls auf Grundlage einer Längsschwingung 1. Ordnung. Das vorgenannte zusätzliche Sortierkriterium gilt auch hier sinngemäß.

Mit dieser Kombination ist die Möglichkeit gegeben, für Bretter und Bohlen (jeweils flachkant beansprucht) und Kanthölzer mit einem relativ einfachen Instrumentarium für jedes individuelle Stück einen Erwartungswert der Biegefestigkeit zu berechnen. Dieser Erwartungswert muss zur Berücksichtigung des statistischen Rauschens zu einem Lagemaß im Bereich des 5-%-Quantils verringert werden. Das Ergebnis entspricht dann einem individuellen Rechenwert bzw. einer individuellen charakteristischen Biegefestigkeit, damit im Sinne des Sicherheitskonzepts während der ferneren Nutzungsdauer eine angemessene Zuverlässigkeit gewährleistet bleibt. Das Format des individuellen Rechenwerts ist nicht neu. Es liegt beispielsweise dem Pilodyn-basierten Verfahren zur Bestimmung des 5-%-Quantils der Rohdichte eines individuellen Nadelholzes aus Fichte, Tanne oder Kiefer zugrunde, siehe [29] und [30].

Aus der Forschungsarbeit [31] ist die Regressionsbeziehung (1) bekannt. Mit ihr kann der Erwartungswert der Biegefestigkeit ($f_{m,p}$ in N/mm^2) von Fichtenbrettern, -bohlen und -kantholz in Übereinstimmung mit der Biegefestigkeit (f_m in N/mm^2) nach DIN EN 408 (2012) [28] berechnet werden. Erklärende Variablen sind die Querschnittsbreite (b in mm), Querschnittshöhe/-dicke (h in mm), Bruttoreohdichte (ρ_{brutto} in kg/m^3) und der dynamische Elastizitätsmodul (E_{dyn} in N/mm^2), ermittelt aus einer Längsschwingung 1. Ordnung. Antwortvariable ist die Biegefestigkeit nach DIN EN 408 (2012) [28].

$$f_{m,p} = 13,4 - 0,0132b - 0,0449h - 0,0414 \rho_{brutto} + 0,00454E_{dyn} \quad (1)$$

Die Regressionsbeziehung (1) beruht auf einer multiplen linearen Regressionsanalyse. Der Mittelwert der

Abstandsquadrate der zufälligen Fehler e_i beträgt 86,84. Das entspricht einer Normalverteilung mit Mittelwert 0 und Standardabweichung $s_e = 9,32 \text{ N/mm}^2$ der zufälligen Fehler. Gleichung (1) gilt für S10-sortierte Bretter bzw. Bohlen mit Breiten von 100-220 mm und Dicken von 20-48 mm und S10-sortierte Kanthölzer mit Breiten von 50-80 mm und Höhen von 100-240 mm. Der Gesamtumfang der ausgewerteten Beobachtungen beruht auf 274 Brettern und 127 Kanthölzern.

Zur exakten Ermittlung des Erwartungswerts und des Lagemaßes im Sinne eines individuellen Rechenwertes der Biegefestigkeit ist folgendermaßen vorzugehen: Das Nadelschnittholz ist so schonend wie möglich auszubauen und zu bergen und sofort unter Dach trocken zu lagern. Es ist gemäß DIN 4074-1 (2012) [24] in S10 und besser einzusortieren. Die Holzfeuchte ist mittels elektrischer Widerstandsmessung zu ermitteln. Es werden Breite (b), Höhe/Dicke (h), Länge (ℓ), Masse (m) und die Frequenz einer Längsschwingung 1. Ordnung (f_0) gemessen. Die Bruttorechtdichte und der dynamische Elastizitätsmodul sind nach Gleichung (2) bzw. (3) zu berechnen.

$$\rho_{\text{brutto}} = m / (bh\ell) \quad (2)$$

$$E_{\text{dyn}} = (2f_0\ell)^2 \rho_{\text{brutto}} \quad (3)$$

In Gleichung (4) wird von jedem Erwartungswert ein Vielfaches (x) der Standardabweichung s_e der zufälligen Fehler abgezogen, so dass die „wahre“ unbekannte Biegefestigkeit den individuellen Rechenwert ($f_{m,\text{in}}$ in N/mm^2) mit einer festzulegenden geringen Wahrscheinlichkeit unterschreitet. Da Gleichung (1) auf einer Analyse mit 401 Schnitthölzern beruht, bleiben statistische Unsicherheiten unberücksichtigt.

$$f_{m,\text{in}} = 13,4 - 0,0132b - 0,0449h - 0,0414 \rho_{\text{brutto}} + 0,00454E_{\text{dyn}} - x \cdot s_e \quad (4)$$

Mit der Empfehlung $x = 1,65$ bzw. $x \cdot s_e = 1,65 \cdot 9,32 = 15,4 \text{ N/mm}^2$ beträgt die Unterschreitungswahrscheinlichkeit für jedes individuelle Stück nominell 5 %. Für die individuelle charakteristische Biegefestigkeit ($f_{m,\text{k,in}}$ in N/mm^2) gilt dann Gleichung (5).

$$f_{m,\text{k,in}} = 13,4 - 0,0132b - 0,0449h - 0,0414 \rho_{\text{brutto}} + 0,00454E_{\text{dyn}} - 15,4 \quad (5)$$

Zur einstweiligen Validierung wurden zwei als Zweifeldträger verbaute Dachbalken (D2 und D5) und ein als Zweifeldträger verbauter Kellerbalken (K2), die beim selektiven Abbruch des über 90 Jahre alten Siedlungshauses geborgen wurden (siehe Abschnitt 3.2), jeweils in eine Nord- und Südhälfte getrennt. An den Hälften wurden die für Gleichung (1) erforderlichen Werte der erklärenden Variablen gemessen bzw. ermittelt und individuelle Werte $f_{m,\text{k,in}}$ berechnet. Die Biegefestigkeit wurde für alle sechs Balkenhälften in Anlehnung an DIN EN 408 (2012) [28] in Vier-Punkt-Biegeversuchen bestimmt. **Tab. 1** enthält für jede Balkenhälfte die Ausprägungen der erklärenden Variablen, die individuelle charakteristische Biegefestigkeit und die Versuchswerte. Nur in einem Fall (in Rot) ist die experimentelle Festigkeit etwas geringer als der individuelle charakteristische Wert. Trotz Einflüssen aus Bearbeitung für die Erstnutzung, Verschlechterung und Ausbauschäden, liegt der Mittelwert der Versuchswerte deutlich über demjenigen der individuellen charakteristischen Werte.

Tab. 1: Gegenüberstellung zwischen individuellen Rechenwerten und Versuchswerten

Balken	b	h	ρ_{brutto}	E_{dyn}	$f_{m,\text{k,in}}$	f_m (Versuch)
D2/Nord	118	192	415	10580	18,7	<< 32,0
D2/Süd	118	192	380	10440	19,5	<< 30,1
D5/Nord	117	192	415	11610	23,4	<< 41,2
D5/Süd	117	191	409	10440	18,4	<< 29,1
K2/Nord	115	229	475	12230	22,1	<< 42,1
K2/Süd	115	229	462	13810	29,8	> 29,6
					MW: 22,0	< MW: 34,0
					MIN: 18,4	

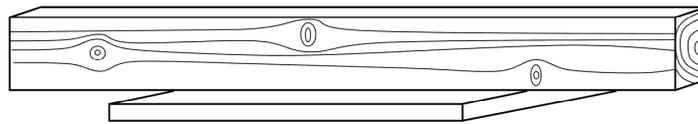
Mit dem auf individuellen Rechenwerten beruhenden Verfahren ist man in der Lage niedrige, aber auch hohe Festigkeitswerte stückbezogen auszuweisen. Da das Konstruieren und Bemessen mit Bauteilen aus dem selektiven Abbruch und Rückbau, verglichen mit neuen Baustoffen und Festigkeitsklassen, individueller ist, wird eine besondere Berücksichtigung der verfügbaren Bauteile mit ihren Eigenarten zur Voraussetzung. Die Kenntnis stückbezogener physikalischer und mechanischer Eigenschaften könnte dann ein gewisses Potenzial besitzen und eine weniger distanzierte Form des Gestaltens, was die Beziehung zwischen Mensch und Material betrifft, befördern, vgl. hierzu die Überlegungen zur „Architektur im Rückwärtsgang“ [32]. Für eine Bemessung sollte festgelegt werden: Die entsprechende Reklassifikation von Schnittholz erfolgt bei großer Streuung

der Rechenwerte unter Zugrundelegung des Minimalwerts (MIN) oder bei kleiner Streuung unter Zugrundelegung des Mittelwerts (MW) der Werte $f_{m,k,in}$ für ein geborgenes Kleinkollektiv. Im Falle der sechs untersuchten Kanthölzer, deren Rechenwerte zwischen 18,4 und 29,8 N/mm² liegen, entspräche der Mittelwert C22. Die Bruttorehdichte und der dynamische Elastizitätsmodul sind ebenfalls bekannt. Mit diesen Werten kann ein Festigkeitsprofil individuell vervollständigt werden. Es sind auch strengere Kriterien wie z. B. der Minimalwert der Rechenwerte für eine Klassifikation möglich. Eine Reklassifikation sollte im Sinne der jetzt gebotenen Ressourcenschonung mit einer angemessenen Zuverlässigkeit vorgenommen werden. Eine praktische Umsetzung des Verfahrens, z. B. in einem Unternehmen für gebrauchte Holzbauteile, könnte prinzipiell nach dem in **Abb. 13** dargestellten Ablauf erfolgen.

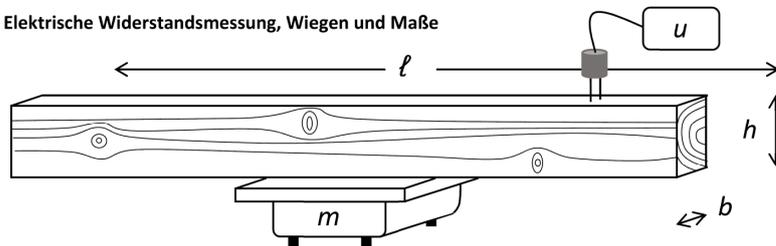
Brettschichtholz

Bretter für Brettschichtholz werden herstellungsbedingt in vielen Fällen bereits visuell oder maschinell sortiert worden sein. Soweit es gelingt, die ursprüngliche Klassifikation eindeutig festzustellen, liegt der Schwerpunkt zerstörungsfreier Verfahren auf der Feststellung einer etwaigen Verschlechterung der Klebfugen (Flächenverklebung und Keilzinken) und des Holzes infolge Rissbildung in Faserrichtung, Ringschäle, latente Risse, z. B. [33] und [34], oder Scherversagen. Damit sind Tragfähigkeitseinbußen zu quantifizieren. Feststellungen zur Verschlechterung der Klebfugen und des Holzes werden – soweit für sinnvoll und notwendig erachtet – ebenfalls für den Umfang und die Art und Weise von Instandsetzungs- und Reparaturarbeiten am BS-Holz-Bauteil ausschlaggebend sein.

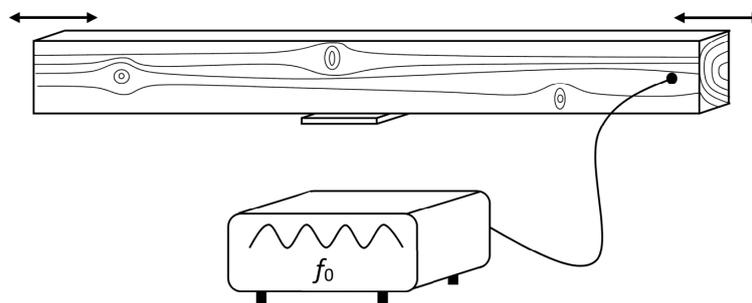
1. Visuelle Sortierung in S10



2. Elektrische Widerstandsmessung, Wiegen und Maße



3. Längsschwingung 1. Ordnung



4. Individuelle geometrische, physikalische und mechanische Eigenschaften

S10 nach DIN 4071-1

Holzfeuchte, Masse, Länge, Breite, Dicke → Bruttorehdichte

Frequenz → dynamischer Elastizitätsmodul ≈ 105 % des statischen Elastizitätsmoduls

→ Erwartungswert und Rechenwert der Biegefestigkeit in Übereinstimmung mit DIN EN 408

Abb. 13: Praktische Schritte der kombinierten visuellen und maschinellen Sortierung

Im Idealfall wird man Brettschichtholz demontieren und bergen können, das nach MBO [35] ein dauerhaft befestigtes und noch lesbares Übereinstimmungszeichen aus Aluminium o. ä. trägt. Sehr selten wird man kurz- und mittelfristig im selektiven Abbruch oder Rückbau bereits mit dem CE-Kennzeichen versehenes Brettschichtholz antreffen, vgl. **Abb. 14**. Das gilt auch deswegen, weil eine dauerhafte CE-Kennzeichnung seit dem Jahr 2013 nicht einheitlich gehandhabt wird. Selbstklebend am Hirnholz aufgebrachte Kennzeichen aus Papier werden relativ schnell abfallen oder unleserlich werden. In Zukunft ist daher bei entsprechendem Material, verbaut ab dem Jahr 2013, zunehmend mit Einschränkungen bei der unmittelbaren Identifikation der Festigkeitsklasse zu rechnen.



Abb. 14: Selbstklebend aufgebrachte CE-Kennzeichnung, GL24c

Beim dauerhaft am BS-Holzbauteil befestigten Ü-Zeichen hingegen ist eine Übereinstimmung mit einer technischen Regel o. ä. formal festgehalten. Zunächst sollten daher einfache Sichtkontrollen auf die Flanken, die Hirnholzflächen und die Decklamellen durchgeführt werden, um zu überprüfen, ob die im Ü-Zeichen angegebene Festigkeitsklasse plausibel erscheint. Neben der Holzfeuchte sind im Zweifelsfall die Bruttoroh-dichte und der dynamische Elastizitätsmodul in Längsrichtung in Übereinstimmung mit dem in **Abb. 13** dargestellten Verfahren zu ermitteln. Die Bruttoroh-dichte und der dynamische Elastizitätsmodul können dann einer Orientierung für eine Reklassifikation in Anlehnung an DIN EN 14080 (2013) [36] dienen. Dabei sind die Bruttoroh-dichte und der dynamische Elastizitätsmodul mit den Tabellenwerten $\rho_{g,mean}$ bzw. $E_{0,g,mean}$ zu vergleichen, siehe DIN EN 14080 (2013) [36] Tabelle 5 für homogenes Brettschichtholz. Bei kombiniertem Brettschichtholz wird der aus einer Längsschwingung ermittelte Elastizitätsmodul in der

Regel etwas geringer ausfallen als derjenige, der aus einer statischen Biegebeanspruchung herrührt. Die dadurch bedingte Unterschätzung des tatsächlichen Biege-Elastizitätsmoduls führt daher zu einer auf der sicheren Seite liegenden Reklassifikation.

Nach der Sichtkontrolle sind folgende Überprüfungen für die Beurteilung der Tragfähigkeit vor einer potenziellen Wiederverwendung unabdingbar. Hierbei wird zwischen zwei Quellen für Verschlechterungen und Ausschlusskriterien bzw. weiteren Einschränkungen unterschieden:

1. Einschränkungen infolge herstellungsbedingter Gegebenheiten und Verschlechterung infolge natürlicher Abnutzung

- außergewöhnlich große Ästigkeiten oder kritisch anmutende Häufungen von übereinanderliegenden Ästigkeiten in den ersten zwei Randlamellen
- offene Keilzinkenverbindungen in den Randlamellen
- äußere (nicht latente) Schwindrisse und offene Klebfugen, Empfehlung: $\leq b/8$ je Seite mit 0,1-mm-dicker Fühlerblattelehre gemessen
- Bei Verdacht auf umfangreichere, innere (latente) Schwindrissbildung oder Ringschäle, siehe **Abb. 15**, welche durch eine Begutachtung der Hirnholzflächen nur sehr eingeschränkt erkannt werden können, kann das in Abs. 5 beschriebene Verfahren angewendet werden.
- Verformungen wie Krümmungen u. Verdrehungen
- mechanischer Verschleiß, z. B. infolge Abrieb, Reinigung, Verkehr
- Verfärbung

2. Einschränkungen infolge nicht natürlicher Abnutzung

- Feuchteschäden, z. B. infolge Dachundichtigkeiten oder unplanmäßigem Tauwasser
- Pilzbefall bzw. Fäulnis
- Insektenbefall
- Beeinträchtigungen infolge nicht bestimmungsgemäßer Nutzung, z. B. Fahrzeuganprall

- Beeinträchtigungen infolge unzureichender Instandhaltung, z. B. Verschmutzung, abgeblätterte Anstriche, fehlende Verstöpselungen
- Schäden infolge Vernachlässigung/Vandalismus

3. Ausschlusskriterien und weitere Einschränkungen

- Brettschichtholz mit Harnstoffharz-Klebstoffen, d. h. Verbundbauteile mit UF-Klebfugen und mit für UF-Klebfugen abträglichen Nutzungsbedingungen wie vorausgegangenen hohen Feuchtebeanspruchungen, siehe [37]
- Holzschutzmittel und Anstriche
- innenliegende Störstoffe, die beim Auftrennen zu kleineren Bauteilen und beim Hobeln besonders zu berücksichtigen sind, z. B. eingeklebte Gewindestangen, abgebrochene Schrauben

Weiterführende Hinweise sind im Brettschichtholz-Merkblatt zur Bewertung von Klebfugen in Brettschichtholzbauteilen im Bestand zu finden [38].



Abb. 15: Prüfkörperquerschnitt eines Brettschichtholzes mit inneren (latent) Quersugrissen infolge äußerer Feuchteeinwirkung, Hirnholz abgedichtet, Rissbreite = jeweiliger Abstand zwischen zwei Markierungen, Quelle [33] (links) und Hirnholz eines im Alpenraum verbauten Brettschichtholzträgers mit natürlicher äußerer Rissbildung (rechts)

OSB-Platten

Ursprünglich geschraubte und sorgfältig von der Unterkonstruktion gelöste OSB-Platten sollten mit einfachen Sichtkontrollen und haptischen Tests geprüft werden. Sie dürfen nur bei augenscheinli-

cher technischer Integrität für eine Wiederverwendung in Betracht gezogen werden. Folgende Kriterien werden im anfänglichen Stadium der Wiederverwendung empfohlen:

- Platten nicht rissig, nicht wellig und nicht verzerrt
- farblich und geruchlich ohne nennenswerte Einschränkung
- Schnittkanten mit einheitlicher Dicke, nicht ausgefranst oder aufgequollen
- Holzspäne unmittelbar an der Oberfläche fest mit unteren Lagen verbunden und nicht „schuppig“
- Löcher aus Erstverwendung nicht übermäßig aufgeweitet oder ausgebrochen

4.4 Zerstörende Prüfungen im Holzbau

Zerstörende Prüfungen sollten vor der Wiederverwendung im Holzbau eine Ausnahme bleiben. Bevor diese als Basis für eine Quantifizierung der mechanischen Eigenschaften in Betracht gezogen werden, sollten Möglichkeiten geprüft worden sein, das Holz nicht tragend oder nur in untergeordneten tragenden Bauteilen einzusetzen. Wenn tatsächlich die Fallkonstellation 2 großer Kollektive gegeben ist, siehe Abschnitt 4.1, dann können aus Gesichtspunkten der Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit Prüfungen nach DIN EN 408 (2012) [28] und eine Klassifikation des Materials nach DIN EN 384 (2010) [27] zweckmäßig werden. Man stelle sich die fiktive Aufgabe vor, die Kanthölzer und Bretter in dem etwa 110 m langen Tonnendach über den Bahnsteigen des Bahnhofs Hamburg-Dammtor für eine Wiederverwendung zu klassifizieren, siehe **Abb. 16**.



Abb. 16: Blick in ein Viertel des Tonnendachs über dem Bahnhof Hamburg-Dammtor

In den 14 Bogenfeldern verlaufen jeweils neun halbkreisförmig angeordnete Kantholzstränge mit jeweils 18 Stücken. Die Anzahl der Kanthölzer beträgt dann: $14 \times 9 \times 18 = 2268$. Das spreche für Verhältnisse, unter denen ein nach fachkundiger Einschätzung und Auswahl definierter Bruchteil der Stücke zerstörend geprüft werden könnte. Da eine Reklassifikation von Schnittholz aus dem selektiven Abbruch bzw. Rückbau grundsätzlich außerhalb des Anwendungsbereichs der EN 384 (2010) [27] liegt, sind Probenauswahl und -umfang an pragmatischen Gesichtspunkten und an den gegebenen Voraussetzungen individuell auszurichten.

5 Entwurf, Bemessung und Konstruktion

Im Rahmen des Tragwerksentwurfs wird die Einhaltung der folgenden Empfehlungen die Zuverlässigkeit von Tragwerken und Konstruktionen aus wieder- und weiterzuverwendendem Holz günstig beeinflussen:

- Tragwerksentwürfe, deren globales Gleichgewicht insbesondere auf der Druck- und Biegetragfähigkeit in Faserrichtung beruht (günstige Interaktion bei Druck und Biegung)
- Konstruktionen mit Querdruckbeanspruchung
- Vermeidung von geometrie- oder lastbedingten Querkzugspannungen und Verzicht auf spaltgefährdete Verbindungen

Die Umsetzung der vorgenannten Punkte kann durch Angabe von reduzierten Festigkeitsprofilen befördert werden. Festigkeitsklassen für wieder- und weiterzuverwendendes Holz würden eingeschränkte Festigkeitsprofile erhalten, z. B. mit einer zu null gesetzten Querkzugfestigkeit oder reduzierten Schubfestigkeit zur Berücksichtigung außen erkennbarer oder latenter, innerer Schwindrisse, siehe auch [39], S. E46.

Abträgliche Einflüsse auf die Bauteilwiderstände, die aus der Bearbeitung für die Erstverwendung, aus nicht natürlicher Abnutzung und ab Demontage herrühren, ist mit den Maßnahmen auf den Ebenen 2 und 3, siehe **Abb. 10**, mit zweckmäßiger Anordnung, geschickter Ausnutzung, Neutralisierung, lokaler Ergänzung, Instandsetzung, Ertüchtigung, Ausbesserung und Reparatur zu begegnen.

Nachdem Material zur Wiederverwendung reklassifiziert wurde, kann es nach den Regeln des Eurocodes [40] zum Entwurf und zur Bemessung von Holzkonstruktionen verwendet werden. Potenzielle Unverträglichkeiten zwischen dem Umgebungsklima der früheren Nutzung und dem Umgebungsklima der vorgesehenen Nutzung sind für den individuellen Fall zu bewerten. Auch eine Gegenüberstellung der Vorbelastung (Hauptbelastung) und der geplanten (Haupt-)Belastung sollte Teil der Planungen sein. Um der Vorbelastung aus dem ersten im zweiten „Leben“ Rechnung zu tragen, sollte bei der Einwirkungsdauer *ständig* der Modifikationsbeiwert k_{mod} um 10 % reduziert werden, siehe [25] und [41].

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die materiellen Voraussetzungen für die Wiederverwendung schaffen wir, indem wir den imaginären Film über die Lieferung von Bauteilen zur Baustelle und die Montage rückwärts laufen lassen. Am besten mit genügend Zeit, um den Wert der Bauteile für die neuen Zwecke zu erahnen und richtig einzuschätzen. Wenn Bauteile weiterhin tragfähig und nutzbar sind, werden sie dementsprechend schonend und verlustarm demontiert.

Wir sollten uns bei einer Wertinventur nicht nur von der Anmutung einer Oberfläche leiten lassen, sondern müssen uns vor allem auf die technische Integrität im Inneren eines Bauteils verlassen können. Das setzt Erfahrung, auch in der sicheren Bewertung der Tragfähigkeit, voraus.

Bringen Sie sich daher mit Ihrer Erfahrung, Ihrem Können und Ihren Fachkenntnissen ein. Handeln Sie, wenn Sie sehen, dass sich im Zuge eines selektiven Abbruchs oder Rückbaus Baustoffwerte offenbaren, die in einer neuen Konstruktion verwendet werden können. Wagen Sie es, die technische Integrität eines Bauteils selbst nachzuweisen. Wenn man das nicht tut, wird man das Geschäft anderen überlassen. Und wenn die anderen es auch nicht tun, ändert sich nichts.

Zur Beurteilung und Bewertung der physikalischen und mechanischen Eigenschaften und der Bauteilwiderstände stiftet das Referat einige Impulse, die in vielen Fällen zum pragmatischen Nachweis einer Eignung

als Bauprodukt für ein zweites „Leben“ führen können. Wichtig dabei ist, dass man neben den Stärken des Holzes, das sind z. B. die Druckfestigkeit in und quer zur Faserrichtung, auch die Schwächen des Holzes kennt. Insofern ist bei Brettschichtholz die Beurteilung von äußeren und inneren Rissen in Faserrichtung und die Bewertung der Schub- und Querkzugfestigkeit verantwortungsvoll und faktenbasiert durchzuführen. Lieber sollte man bei Zweifeln Tragsysteme wählen, deren globales Gleichgewicht nicht von hoher Schub- oder Querkzugfestigkeit abhängt.

Die Wiederverwendung wird uns Phantasie, Kreativität und Erfindungsgabe abverlangen, auch einen neuen Dialog mit Zimmerleuten, Architektinnen und Architekten. Ein Teil der alten Bauteile wird im Zuge der Bemessung für ein zweites „Leben“ aufgrund ihrer technischen Integrität nach Standardverfahren zu behandeln sein, weil sie die materiellen Voraussetzungen dafür offensichtlich erfüllen werden. Ein anderer Teil der alten Bauteile aber braucht unsere besondere Zuwendung: Sie in neuen Konstruktionen unterzubringen, wird uns möglicherweise an den Ursprung zurückführen, wofür wir als Zimmerleute, Ingenieurinnen und Ingenieure ausgebildet wurden. Konstruktionen sind nicht nur nach unserem freien Willen oder nach den in Normen vorgezeichneten Wegen zu entwerfen und zu bemessen, sondern entsprechend dem wahren Vermögen des Materials zu gestalten. Diese Aufgabe kann Freude bereiten und zu einem lange währenden und damit zufriedenstellenden Ergebnis führen.

7 Literaturverzeichnis

- [1] Dechantsreiter, U., Horst, P., Mettke, A., Asmus, S., Schmidt, S. Knappe, F., Reinhardt, J., Theis, S., Lau, J. J.: Instrumente zur Wiederverwendung von Bauteilen und hochwertigen Verwertung von Baustoffen. TEXTE 93/2015. Umweltbundesamt, Dessau-Roßlau, 2015
- [2] Das Haus der Erde – Positionen für eine klimagerechte Architektur in Stadt und Land. 3. Auflage, Bund Deutscher Architektinnen und Architekten BDA, Berlin, 2020
- [3] Zukunft Bau Kongress 2021 BAUWENDE – klimabewusst, erhalten, erneuern, bauen. Zukunft Bauen - Forschung für die Praxis, Bd. 31; Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (Hrsg.), Bonn, 2022
- [4] Zukunft Bau Kongress 2023 BAUWENDE – umbruch aufbruch. Zukunft Bauen - Forschung für die Praxis, Bd. 33; Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (Hrsg.), Bonn, 2024
- [5] Meetz, M., Mettke, A., Liesemeier, B., Schmidt, S., Verheyen, F.: Brandenburger Leitfaden für den Rückbau von Gebäuden (Broschüre). Ministerium für Ländliche Entwicklung, Umwelt und Landwirtschaft des Landes Brandenburg (Hrsg.), 2015
- [6] Risse, M., Richter, K.: CaReWood – Cascading Recovered Wood - Teilvorhaben: Ökologische und ökonomische Bewertung der kaskadischen Holznutzung. Schlussbericht der Technischen Universität München, 2018
- [7] Leitfaden Nachhaltiges Bauen. Bundesministerium des Innern, für Bau und Heimat (Hrsg.), Berlin 2019
- [8] Hauke, B., Lemaitre, C., Röder, A., (Hrsg.): Nachhaltigkeit, Ressourceneffizienz und Klimaschutz. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2021
- [9] John, V., Stark, T.: Wieder- und Weiterverwendung von Baukomponenten (RE-USE). Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (Hrsg.), Bonn, 2021
- [10] Küpfer, C., Fivet, C.: Selektiver Rückbau – Rückbaubare Konstruktion: Studie zur Förderung

- der Abfallreduktion und der Wiederverwendung in der Baubranche. Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne, Lausanne/Freiburg, 2021
- [11] Müller, D., Moser, D.: Rückbau und Wiederverwendung von Holzbauten. Studie, durchgeführt von PIRMIN JUNG Schweiz AG, im Auftrag des Bundesamtes für Umwelt, Bern, 2022
- [12] Schuster, S., Geier, S.: circularWOOD Paradigmenwechsel für eine Kreislaufwirtschaft im Holzbau. Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (Hrsg.), Bonn, 2023
- [13] Reuse und Recycling. zuschnitt 23, Nr. 88, 2023
- [14] Padalkina, D., Schäufele, J., Teuffel, P.: Geschäftsmodelle für zirkuläres Bauen und Sanieren. Deutsche Energie-Agentur GmbH (Hrsg.), Berlin, 2023
- [15] Wiederverwertung von Bauholz für tragende Zwecke. Lignatec-Mitteilung 36/2023
- [16] Weigl-Kuska, M.: Kreislaufwirtschaft im Holzbau. Holzforschung Austria 21 (2023), Heft 4, S. 3-5
- [17] Weigl-Kuska, M., Schomakers, J.: Strategien für Massivholzkreisläufe. Holzkurier (2023), Nr. 35, S. 21
- [18] Lampugnani, V. M.: Gegen Wegwerfarchitektur. Verlag Klaus Wagenbach, Berlin, 2023
- [19] Hebel, D.E., Wappner, L., Blümke, K., Bytomski, S., Calavetta, V., Häberle, L., Hoffmann, P., Holtmann, P., Hoss, H., Lenz, D., Schneemann, F. (Hrsg.): Sortenrein Bauen – Methode Material Konstruktion. Detail, München, 2023
- [20] Steckel, V.: Auch Wiederverwendung bedeutet Innovation. Holz-Zentralblatt (2024), Nr. 9, S. 152-155
- [21] Trinkert, A.: Ressourcenschonend seit Jahrzehnten. Der Zimmermann (2023), Nr. 8, S. 30-33
- [22] Ryll, C.: Holz bleibt. Mikado (2022), Nr. 9, S. 14-15
- [23] Ryll, C.: Upcycling lohnt sich – für Umwelt und Handwerk. Mikado (2023), Nr. 5, S. 38-40
- [24] DIN 4074-1:2012-06. Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit - Teil 1: Nadelschnittholz. DIN, Berlin
- [25] Leitfaden zur Wiederverwendung von bestimmten Bauprodukten des Holz- und Stahlbaus, Ministerium für Landesentwicklung und Wohnen - Baden-Württemberg (Hrsg.), Stuttgart, 2024
- [26] Kooperatives Baustofflabor für nachhaltige Material-Kreisläufe. Abstract Band, Online-Seminar 11. Oktober 2022, Wien
- [27] DIN EN 384:2010-08. Bauholz für tragende Zwecke – Bestimmung charakteristischer Werte für mechanische Eigenschaften und Rohdichte. DIN, Berlin
- [28] DIN EN 408:2012-10. Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften. DIN, Berlin
- [29] Görlacher, R.: Zerstörungsfreie Prüfung von Holz: Ein „in situ“-Verfahren zur Bestimmung der Rohdichte. Holz als Roh- und Werkstoff 45 (1987), S. 273-278
- [30] Görlacher, R., Eckert, H.: Historische Holztragwerke – Untersuchen, Berechnen und Instandsetzen. Sonderforschungsbereich 315 „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke“ Universität Karlsruhe, 1999
- [31] Blaß, H. J., Frese, M.: Sortierverfahren für die kombinierte maschinelle und visuelle Festigkeitssortierung. Holz als Roh- und Werkstoff 62 (2004), S. 325-334
- [32] Devlieger, L.: Architektur im Rückwärtsgang. Bauwelt 14 (2018), S. 32-37
- [33] Möhler, K., Steck, G.: Untersuchungen über die Rissbildung in Brettschichtholz infolge Klimabelastung. Bauen mit Holz 82 (1980), Nr. 4, S. 194-200
- [34] Erläuterung zu DIN 1052, Blatt 1 und 2 – Holzbauwerke – Ausgabe Oktober 1969. Arbeitsgemeinschaft Holz e.V. (Hrsg.), Düsseldorf, 1971
- [35] Musterbauordnung – MBO – Fassung November 2002. Zuletzt geändert durch Beschluss der Bauministerkonferenz vom 23./24.11.2023

- [36] DIN EN 14080:2013-09. Holzbauwerke - Brett-schichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen. DIN, Berlin
- [37] Aicher, S.: Langzeitbeständigkeit und Sicherheit Harnstoffharzverklebter tragender Holzbauteile. Abschlussbericht zum DIBt-Forschungsvorhaben ZP 52-5- 13.179-1246/07. Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart, Stuttgart, 2021
- [38] Merkblatt zur Bewertung von Klebfugen in Brettschichtholzbauteilen im Bestand. Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V., Wuppertal, 2021
- [39] Erläuterungen zu DIN 1052, Blatt 1 und 2 – Holzbauwerke – Ausgabe Oktober 1969. Arbeitsgemeinschaft Holz e.V.
- [40] DIN EN 1995-1-1:2010-12. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. DIN, Berlin.
- [41] Crews, K., Hayward, D., MacKenzie, C.: Interim Industry Standard – Recycled Timber – Visually Stress Graded Recycled Timber for Structural Purposes. Forest and Wood Products Australia, Melbourne, 2008

Autoren

Matthias Frese

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

Kontakt:
matthias.frese@kit.edu

Judith Herrmann

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

Kontakt:
judith.herrmann@student.kit.edu

Philipp Dietsch

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

Kontakt:
dietsch@kit.edu

Hohe Häuser aus Holz – von der Forschung zur Praxis

Stefan Winter mit Beiträgen von Thomas Engel, Norman Werther, Christoph Kurzer, Michael Merk

Zusammenfassung

Auf der Grundlage jahrzehntelanger Forschung, hunderter Gespräche mit den Bauaufsichten aller Länder, Vorreitern wie der Schweiz und Norwegen, der Weiterentwicklung der Holzbauwerkstoffe und -technologien und auf Grund der gesellschaftlichen Diskussionen zum nachhaltigeren Bauen, sind im letzten Jahrzehnt zunehmend vielgeschossige Häuser aus Holz entstanden. Der Artikel verweist auf einige besondere Beispiele echter Hochhäuser aus Holz, befasst sich aber vorrangig mit dem „Brot und Butter“-Geschäft der mehrgeschossigen Holzbauten bis zur Hochhausgrenze. Durch die erneut überarbeitete Muster-Holzbau-Richtlinie (MHolzBauRL:2024) und die Anpassungen der Technischen Baubestimmungen wird das Bauen mit Holz bis zur Hochhausgrenze in Deutschland geregelt und abweichungsfrei ermöglicht. Die entsprechenden Regeln und Hintergründe werden dargestellt. Abschließend wird auf mögliche Weiterentwicklungen, wie den Einsatz biogener Dämmstoffe oder Treppenräume aus Holz, hingewiesen.

Stichworte mehrgeschossiger Holzbau, Muster-Holzbau-Richtlinie, technische Baubestimmungen, hybride Holz-Hochhäuser

1 Einleitung

Hohe Gebäude aus Holz sind vor allen Dingen durch die im wahrsten Sinne des Wortes herausragenden Beispiele im internationalen Raum ins Gespräch gekommen. Gemeint sind echte Hochhäuser aus Holz mit einer Höhe des obersten Geschoßfußbodens von mehr als 22m über der mittleren, festgelegten Geländehöhe. Als besondere Beispiele sind in den folgenden Abbildungen „Mjøstårnet“ in Norwegen, das „HoHo“ in Wien oder „Sara Kulturhuset“ in Schweden gezeigt. Das erste deutsche Holz-Hochhaus ist das „Skaio“ in Heilbronn, anlässlich der Bundesgartenschau vollendet.



Abb. 1: Mjøstårnet in Norwegen, Brummundal, Höhe 85m, 2019 (Daniel Schmidt, Lauterbach)

Natürlich sind alle Hochhäuser gesprinklert. In den Gebäudebereichen unterhalb der Hochhausgrenze, will man dies insbesondere in den D-A-CH Ländern vermeiden, während die nordischen Länder durchaus auch in niedrigeren mehrgeschossigen Gebäuden und nicht nur im Holzbau auf Sprinklerungen zur Schadensbegrenzung setzen.



Abb. 2: HoHo in Österreich, Wien, Höhe 84m, 2019



Abb. 3: Sara kulturhus in Schweden, Skellefteå, Höhe 80m, 2019

Die meisten der Hochhäuser aus Holz sind in Mitteleuropa hybride Konstruktionen, die Kerne bestehen oft aus brandschutztechnischen Gründen und zur Unterstützung der Aussteifungskonstruktion aus Beton. In den nordischen Ländern wird teilweise auf Fachwerkkonstruktionen zur Aussteifung zurückgegriffen (Mjøstårnet), teilweise auf Brettsperrholzkerne (Sara kulturhus).



Abb. 4: Skaio in Deutschland, Heilbronn, Höhe 34m, 2019
(© Foto: Häfele, bauart)

Bei der Höhe gibt es Nachholbedarf in Deutschland, wenn man das Ganze denn als Wettbewerb sehen will. Aber die Chancen stehen gut, schließlich ist in Karlsruhe das hybride Holzhochhaus der Kreisverwaltung im Bau, welches mit 98 m Höhe sicher zur Spitze zählen wird. Natürlich sind diese Hochhausbauten – und es gibt in Europa und der Welt noch eine ganze Menge mehr – so etwas wie die „Formel 1“ des Holzbaus. Sie weisen nach, dass aus technisch-konstruktiver Sicht und unter Beibehaltung des brandschutztechnischen Sicherheits- und Risikoniveaus der Länder diese Bauwerke auch in Holz möglich sind. Sie stellen wie alle Holzbauwerke durch ihren Kohlenstoffspeicher und den verhältnismäßig geringen Primärenergiebedarf bei der Errichtung einen wesentlichen Beitrag zur Dämpfung des Klimawandels dar und sie erfreuen die Nutzer, man kann gerne mal auf die Bewertungen der Hoteleinheiten in den Hochhäusern der **Abb. 1 bis 3** schauen.

In der großen Breite aber sind (hybride) Holz-Hochhäuser sicher die Ausnahme. Eine viel größere Bauweise wird in den darunter liegenden, mehrgeschossigen Bauwerken der Gebäudeklasse 4 und 5 geschaffen. Und hier will man ohne große Abweichungen, ohne intensive Diskussionen um Brandschutzkonzepte, möglicherweise erforderliche materielle Abweichungen vom Baurecht oder komplizierte Nachweise der Bauprodukte und Bauarten bis hin zu Zustimmungen im Einzelfall oder vorhabenbezogenen Bauartgenehmigungen einfach planen und bauen können. Um dies in Zukunft auch in Deutschland ermöglichen zu können, wurde weiter

intensiv geforscht und auf der Grundlage wissenschaftlicher Erkenntnisse noch intensiver mit den Vertretern der Bauaufsicht, der Feuerwehren und der anderen interessierten Kreise diskutiert.

Die Ergebnisse dieser Forschungen und der aus den vielfältigen Diskussionen resultierende Stand zur Fortschreibung des Baurechts wird nachfolgen dargestellt.



Abb. 5: „Brot und Butter“ Mehrgeschossige Holzbauten unter der Hochhausgrenze in Deutschland, München – Prinz Eugen Park, Höhe bis 27m, 2019

Eines der Forschungsvorhaben war das Verbundforschungsvorhaben TIMpuls [1] der Technischen Universität München, der Technischen Universität Braunschweig, der Hochschule Magdeburg-Stendal und dem Institut für Brand- und Katastrophenschutz Heyrothsberge. Es hatte die Erarbeitung des wissenschaftlich begründeten Nachweises zum Ziel, die unbedenkliche Verwendbarkeit tragender und raumabschließender Holzbaukonstruktionen in mehrgeschossigen Gebäuden bis zur Hochhausgrenze zu ermöglichen. Auf Basis umfangreicher experimenteller und numerischer Untersuchungen wurden die erforderlichen Grundlagen zur Fortschreibung bauaufsichtlicher Brandschutzregelungen für eine erweiterte Anwendung des mehrgeschossigen Holzbaus erarbeitet.

Den gesamten Schlussbericht des Verbundforschungsvorhabens TIMpuls [1] finden Sie unter <https://doi.org/10.14459/2022md1661419>.

2 Grundlagen I – das Abbrandverhalten von Holz

2.1 Vorbemerkungen

Das Holz brennt, ist eines der Ur-Erkenntnisse der Menschheit. Das Brennen und der Abbrand folgen sehr gut beschreibbaren Gesetzen und das Holz kann vor dem unmittelbaren Mitbrennen durch Bekleidungen geschützt werden. Beide Fälle, also geschützte und ungeschützte Oberflächen liegen in den mehrgeschossigen Holzbauweisen vor. Ungeschützte Oberflächen tragen allerdings zur Brandentwicklung bei, was im Gesamtkontext zu beachten ist. Nachfolgend werden die Gesetzmäßigkeiten zum Abbrand dargestellt, die Besonderheiten bei verklebten Bauprodukten wie Brettsperrholz dargestellt und auf die neue, angepasste Betrachtung der Schutzzeiten von Bekleidungen hingewiesen.

2.2 Abbrandverhalten von Holz

Mit dem Baustoff Holz sind alle gewünschten Feuerwiderstandsdauern durch Dimensionierung erreichbar. Die maßgebende Größe für die Bestimmung ist der Abbrand. Holz bildet unter Brandeinwirkung eine Holzkohleschicht, die sich wie eine Schutzschicht verhält. Der Verkohlungsprozess verzögert den Abbrand des Restquerschnitts, weil dieser die thermische Zersetzung nach innen langsamer fortschreiten lässt. Dies liegt u. a. an der geringen Wärmeleitfähigkeit der Holzkohle und des Holzes. Normativ wird die Grenztemperatur zwischen Holzkohleschicht und nicht verbranntem Querschnitt (Abbrandgrenze) durch die DIN EN 1995-1-2 [2] mit 300 °C festgelegt. Als Abbrandgrenze wird dabei der Bereich benannt, der keine Verkohlung mehr aufweist, jedoch braun verfärbt ist, vgl. **Abb. 6**. [3]. Die wesentliche Kenngrößen bei der normativen Bemessung der Tragfähigkeit von brandbeanspruchten Holzbauteilen ist die Abbrandrate. Als Abbrandrate β wird die Geschwindigkeit der Umwandlung von Holz zu Holzkohle bezeichnet. Aus der Abbrandrate lässt sich unter Beachtung der auftretenden Abbrandphasen der verbleibende Restquerschnitt zu jeder Branddauer bestimmen.

Der normative Bemessungsansatz der DIN EN 1995-1-2 [2] für Vollholz entspricht einer konstanten Abbrandrate, die je nach Beanspruchungsszenario und

Holzart zwischen 0,65 und 0,8 mm/min liegt. Dieses Modell kann für Vollholz, Brettstapelbauteile und üblicherweise auch für Brettschichtholz herangezogen werden.

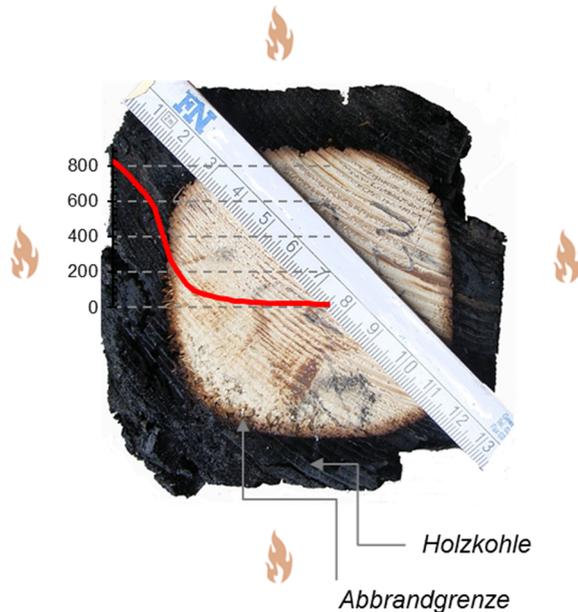


Abb. 6: Darstellung der Abbrandgrenze mit zugehörigem Temperaturgradienten

Das Abbrandmodell von Brettsperrholz kann dagegen von dem zuvor beschriebenen linearen Ansatz abweichen und durch produktspezifische Eigenschaften und die Einbaubedingungen beeinflusst werden. Brettsperrholz besteht aus mehreren kreuzweise flach miteinander verklebten Brettlagen. Anders als bei liegend eingebautem Brettschichtholz und Vollholz liegen die Klebefugen parallel zum Abbrand und folglich parallel zur Ausbildung der Kohleschicht, vgl. **Abb. 7**.

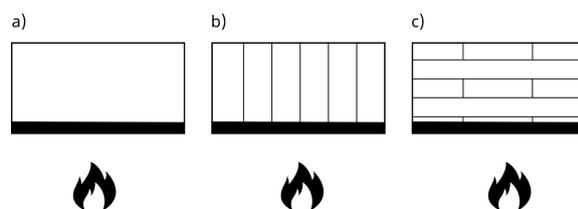


Abb. 7: Darstellung des jeweiligen Abbrandes von a) Vollholz, b) Brettschichtholz, liegend, c) Brettsperrholz mit Ausbildung einer Holzkohleschicht (schwarz)

Das thermische Verhalten der Flächenverklebung, die Abmessung der Brettlamellen, der Aufbau der Elemente, die unterschiedlichen Schwindmaße sowie die Ausrichtung der Bauteile bestimmen das Abbrandverhalten des Brettspertholzes. Eine allgemeingültige Anwendung des bekannten Konzepts einer konstanten Abbrandrate ist damit nicht grundsätzlich gegeben und nur für Brettspertholz möglich, bei dem das thermische Verhalten der Flächenverklebung äquivalent zu Vollholz bewertet werden kann. [4]

Hintergrund sind Erkenntnisse aus Brandversuchen, die zeigen, dass verkohlende Brettlamellen abfallen können und damit die schützende Funktion der Holzkohle („Schutzschicht“) für den dahinterliegenden Querschnitt verloren geht (**Abb. 8**). Dies führt so lange zu einer erhöhten Abbrandrate (Phase 3 nach **Abb. 8b**), bis wieder eine ausreichend dicke Holzkohleschicht (25 mm) gebildet ist [2]. Ein wesentlicher Grund für ein Abfallen der schützenden Holzkohleschichten ist die eingeschränkte thermische Beständigkeit der Flächenverklebung zwischen den einzelnen Brettlamellen im Brandfall. Aufgrund der Bauteilorientierung und der Schwerkraft ist dieses Abfallverhalten bei Brettspertholz-Deckenbauteilen ausgeprägter als bei Brettspertholz-Wänden mit gleicher Konfiguration. [4]

Diesem Verhalten wird über einen Bemessungsansatz (Stufenmodell) Rechnung getragen. **Abb. 8** stellt den linearen Ansatz bzw. das Stufenmodell dar. Hier wird entweder auf eine lineare Abbrandrate (**Abb. 8a**) oder auf einen stufenförmigen Abbrand (**Abb. 8b**), der die erhöhte Abbrandrate direkt nach dem Abfallen der Holzkohleschicht einer Brettlamelle berücksichtigt, zurückgegriffen. Im letztgenannten Fall kombiniert das Stufenmodell [5] einen Bemessungswert der Abbrandrate von $\beta_0 = 0,65$ mm/min (Normalwert) mit einem Erhöhungsfaktor, um nach dem Abfallen der verkohlten Brettlamelle die beschleunigte Abbrandrate bis zum erneuten Erreichen einer Dicke der Holzkohleschicht von 25 mm abzubilden (Phase 3 nach **Abb. 8b**). Anschließend verlangsamt sich die Abbrandrate bis zum Erreichen der nächsten Klebstoffuge wieder auf den Normalwert. Für Brettspertholz-Decken resultiert in der Phase des erhöhten Abbrands eine Abbrandrate von 1,3 mm/min. Für Brettspertholz-Wände, bei denen es zum Abfallen von verkohlenden Schichten kommt,

liegt im Stufenmodell in der Phase des erhöhten Abbrands eine Abbrandrate von 0,85 mm/min vor. [4], [6]

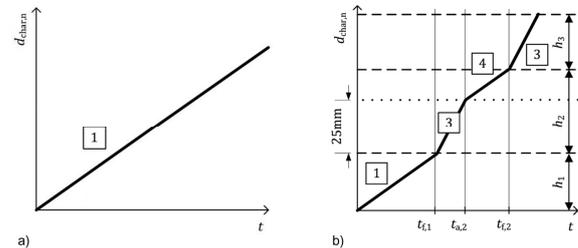


Abb. 8: Phasen des Abbrands (d = Abbrand, t = Zeit) für ungeschützte Brettspertholzbauteile, wenn a) die Klebefuge keinen Einfluss auf das Abbrandverhalten hat, b) die Klebefuge einen Einfluss auf das Abbrandverhalten hat. Phase 1 = normaler Abbrand, Phase 3 = erhöhter Abbrand, Phase 4 = konsolidierter Abbrand nachdem die Holzkohleschicht eine Dicke von 25 mm erreicht hat [4]

Je nach verwendetem Produkt und entsprechend der technischen Spezifikationen und Nachweise für das Produkt (abZ, aBG, DoP/ETA) erfolgt die Bemessung des Abbrands bei Brettspertholz damit entweder äquivalent zu Vollholz oder als lagenartiges zusammengesetztes Holzbauteil, sofern im Brandfall ein Abfallen der verkohlenden Brettlamellen zu erwarten ist.

3 Grundlagen II – Schutzwirkung von Brandschutzbekleidungen

3.1 Vorbemerkungen

In der brandschutztechnischen Bewertung von Holzbauteilen und Konstruktionen nimmt das Bekleiden der Holzbauteile einen wichtigen Stellenwert ein. Neben dem Erscheinungsbild der Bauteiloberflächen wird über Bekleidungen das brandschutztechnische Verhalten der Bauteile positiv beeinflusst. Die Schutzwirkung der Bekleidungen ermöglicht eine Optimierung der Bemessung von Holzbauteilen oder schließt sogar die Beteiligung der Holzbauteile am Brandgeschehen aus. Üblicherweise werden hierzu nichtbrennbare Plattenwerkstoffe, wie Gipskarton-, Gipsfaser-, Kalziumsilikat-, - oder Lehm- bzw. Gipsplatten als Bekleidungen eingesetzt. Je nach Anwendungsbe- reich oder Quelle werden bisher in der Praxis zur Benennung entsprechender Bekleidungen unter-

schiedliche Begriffe genutzt, was auf die bisher unterschiedlichen Schutzziele oder die Unschärfen im Sprachgebrauch der Anwender zurück zu führen ist. So finden sich unter anderem Begriffe, wie Brandschutzbekleidung, brandschutztechnisch wirksame Bekleidung, Kapselbekleidung oder Schutzbekleidung. Besonders für die Anwendung im mehrgeschossigen Holzbau spielt die genaue Definition und einheitliche Benennung der eingesetzten Bekleidung eine entscheidende Rolle, um die gewünschte Schutzfunktion für die Holzbauteile sicherzustellen.

Das Schutzvermögen entsprechender Bekleidungs-systeme ist eine Eigenschaft, die durch die Materialität der Bekleidung und deren konstruktiven Aufbau (Dicke, Befestigung, Ausbildung der Fugen, Hinterlegungsmaterial) definiert wird. Hinsichtlich der Schutzwirkung kann zwischen zwei Arten von Bekleidungen differenziert werden. Neben Bekleidungen mit klassifizierter Brandschutzfunktion (brandschutztechnisch wirksamen Bekleidung) auf Basis der DIN EN 13501-2 [7] wird weiterhin in Schutzbekleidungen nach DIN EN 1995-1-2 [2] unterschieden. Beide Arten von Bekleidungen werden nachfolgend hinsichtlich ihrer Eigenschaften beschrieben.

3.2 Wand- und Deckenbekleidungen mit klassifizierter Brandschutzfunktion (brandschutztechnisch wirksame Bekleidung - „Kapselung“)

Zielsetzung einer solchen Bekleidung ist es, dahinterliegende Holz- und Holzwerkstoffe vor Schäden, wie Entzündung oder Verkohlung, vollständig zu schützen. Jedweder Beitrag der Holzbauteile am Brandgeschehen soll so für eine festgelegte Zeit ausgeschlossen werden. Grundlage hierzu sind die sogenannten „Kapselklassen“ z.B. K₂30 (30 Minuten) oder K₂60 (60 Minuten) nach DIN EN 13501-2 [7] auf Basis einer Prüfung nach DIN EN 14135 [8]. Neben der flächigen Schutzwirkung wird hierbei auch der Einfluss von Verbindungsmitteln bewertet, die zu einer vorzeitigen lokalen Verkohlung (Temperaturerhöhung) am zu schützenden Bauteil führen können. Versuchsergebnisse zeigen jedoch, dass bei Einsetzen einer Verkohlung an den Verbindungsmitteln die Temperaturen in der Fläche in der Regel um mehr als 100 K unterhalb der zulässigen Grenztemperaturerhöhung (250 K / 270 K) liegen, vgl. **Abb. 9**. Für die

meistverwendeten Bekleidungen aus Gipskartonfeuerschutz- und Gipsfaserplatten resultieren auf dieser Basis für die Klasse K₂30 typischerweise Bekleidungs-dicken von 18 mm und für K₂60 typischerweise Bekleidungs-dicken von 2 × 18 mm, vgl. MHolzBauRL [9]. Wesentlich für die Erreichung der Schutzzeiten ist eine adäquate Befestigung.

3.3 Schutzbekleidungen im Sinn der DIN EN 1995-1-2

Mit diesen Bekleidungen wird das globale Ziel verfolgt, einen positiven Beitrag zum Feuerwiderstand des Holzbauteils zu leisten. Die Schutzwirkung der Bekleidung wird einerseits über den Wert t_{ch} (Zeit bis zum Beginn des Abbrandes hinter der Bekleidung) und andererseits durch den Werte t_f (Versagenszeit/Abfallen der Schutzbekleidung) beschrieben. Ein Nachweis der Schutzfunktion kann aktuell für ausgewählte generische Produkte der DIN EN 1995-1-2 [2] entnommen werden. Produktspezifisch lassen sich entsprechende Kennwerte auf Basis einer Prüfung nach DIN EN 13381-7 [10] ableiten. Auf Basis der nächsten Generation der prEN 1995-1-2 [5] werden neben den Schutzzeiten t_{ch} für Gipsplatten auch Kennwerte für Lehmbauplatten und für die Schutzzeit t_f bis zum Abfallen der Bekleidungen angegeben, wodurch für den Zeitraum zwischen t_{ch} und t_f ein reduzierter Abbrand berücksichtigt werden kann, vgl. **Abb. 10**. In der praktischen Anwendung zeigt sich, dass mit einer Bekleidung aus 2 × 18 mm Gipskartonfeuerschutzplatten oder Gipsfaserplatten eine Schutzzeit t_{ch} von bis zu 90 Minuten erreicht werden kann. Vergleichbar dazu ergibt sich für die nach MHolzBauRL [9] geforderte einlagige 18 mm dicke Bekleidung auf Massivholzelementen eine rechnerische Schutzzeit nach [2] von mehr als 36 Minuten.

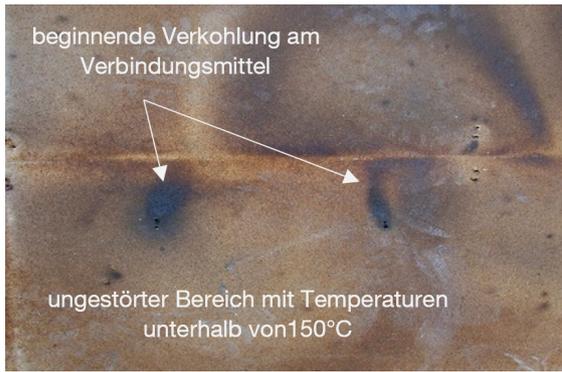


Abb. 9: Verfärbungs- und Verkohlungsbild im normativen Brandversuch auf der Trägerplatte

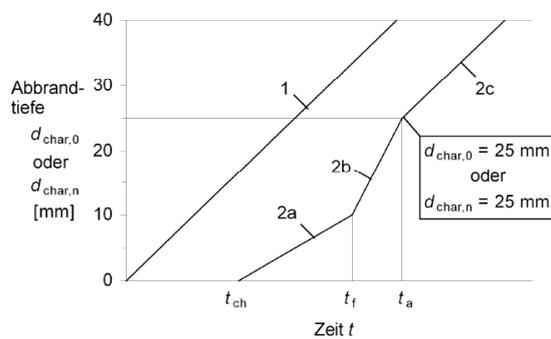


Abb. 10: Abbrandmodell [2] mit 1 = Abbrand ungeschütztes Bauteil, t_{ch} = Schutzzeit der Bekleidung, 2a = verminderter Abbrand bis zum Zeitpunkt t_f auf Grund der teilweise noch vorhandenen Teile der Bekleidung, 2b = kurzzeitig erhöhter Abbrand, 2c = „normaler“ Abbrand wie ungeschütztes Bauteil

Eine Gegenüberstellung der Schutzfunktionen der beiden Bekleidungstypen kann nachstehender Tabelle 1 entnommen werden.

Auch wenn für beide Arten von Bekleidungen unterschiedliche spezifische Schutzziele definiert sind, kann ihre Leistungsfähigkeit hinsichtlich der flächigen Schutzwirkung und damit bezüglich des Ausschlusses der Holzbauteile am Brandgeschehen (Temperaturkriterium) als vergleichbar angesehen werden. Ein Einfluss resultierend aus der vorzeitigen Verfärbung und pyrolytischer Zersetzung an den Verbindungsmitteln auf die Branddynamik im Raum ließ sich innerhalb der im Rahmen des Forschungsprojektes TIMpuls durchgeführten Versuche nicht ableiten [1]. Verdeutlicht wird dies ebenso bereits durch den geringen Flächenanteil, den entsprechende Verbindungsstellen im Vergleich zur Gesamtläche einnehmen, vgl. **Abb. 11** und **Abb. 12**.

Ergänzend zu brandschutztechnisch wirksamen Bekleidungen „K“ können somit auch Schutzbekleidungen aus dem Anwendungsbereich der DIN EN 1995-1-2 [2] für den mehrgeschossigen Holzbau hinreichende Eigenschaften liefern, um einen flächigen Mitbrand der Holzbauteile und eine Beteiligung am Brandgeschehen im Raum auszuschließen. Neben dem Ausschluss des Mitbrandes der Holzbauteile kann über die entsprechende Charakterisierung der Schutzbekleidung auch der Beitrag der Bekleidung zum Feuerwiderstand der Gesamtkonstruktion und deren Abfallzeit benannt werden.

Auf Basis der Differenzierung und Beschreibung des thermischen Versagenskriteriums zur Beurteilung der Schutzbekleidung für Holzbauteile (t_{ch}) wurde es im Rahmen des Forschungsprojektes TIMpuls möglich, die Leistungsfähigkeit von Schutzbekleidungen unter verschiedenen Brandszenarien miteinander zu vergleichen. [1]

Tab. 1: Vergleich der Schutzwirkungen von Bekleidungen nach DIN EN 1995-1-2 und DIN EN 13501-2

Beurteilungskriterium	Brandschutztechnisch wirksame Bekleidung nach DIN EN 13501-2	Schutzbekleidung nach DIN EN 1995-1-2
Begrenzung der Temperatur(-erhöhung) hinter der Bekleidung	Temperaturerhöhung über Ausgangstemperatur - im Mittel um nicht mehr als 250 K - im Maxima um nicht mehr als 270 K	als Grenztemperatur für t_{ch} (Beginn des Abbrandes) gelten 300°C
Ausschluss von verbranntem oder verkohltem Material hinter der Bekleidung	Auch im Bereich von Befestigungsmitteln und Fugen (visuelle Wertung nach dem Versuchsende)	Nur in der Fläche (Fugen werden gesondert betrachtet, Befestigungsmittel bleiben unberücksichtigt)
Abfallen der Bekleidung	Ein Abfallen oder Zusammenbrechen (selbst von Teilen) ist unzulässig.	Zeitpunkt bis zum Abfallen der Bekleidung mit dahinter liegendem reduziertem Abbrand durch t_f charakterisiert

Aus der so geschaffenen Möglichkeit zum Vergleich der üblicherweise unter ETK-Beanspruchung ermittelten Schutzwirkungen für Bekleidungen aus Gipsplatten mit der Schutzwirkung im Naturbrand (Naturbrand 1 TIMpuls [1]) lässt sich erstmals ein Bezug herstellen, von welcher Schutzwirkung für die Holzbauteile in einem realen Vollbrand ausgegangen werden kann, ohne dass eine Beteiligung der geschützten Holzbauteile am Brandgeschehen erfolgt, vgl. **Abb. 13**. Hierbei wurde exemplarisch die im Forschungsprojekt genutzte Naturbrandkurve 1 in Bezug genommen. Diese Kennwerte lassen sich wiederum in Bezug zu den Eingriffszeiten der Feuerwehr setzen und erlauben so eine leistungsbezogene Bemessung der Bekleidung.



Abb. 11: Verbindungsmittel nach Entfernen der Brandschutzbekleidung, Versuch V0 aus TIMpuls



Abb. 12: Verfärbungen an den Befestigungspunkten am Ständer einer Holztafelbauwand, Versuch V4 aus TIMpuls

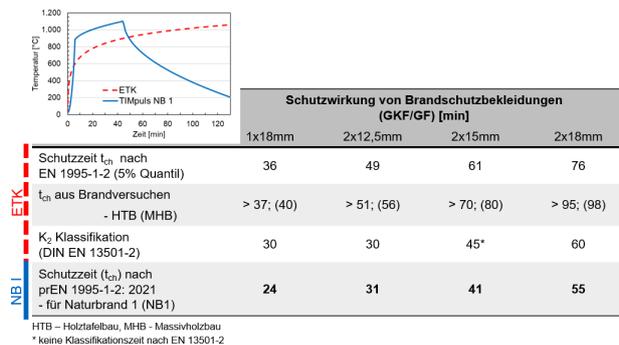


Abb. 13: Schutzwirkung von Gipsbekleidungen bei verschiedenen Brandszenarien

4 Grundlagen III – Einfluss ungeschützter Holzoberflächen auf die Brandraumdynamik und die Brandeinwirkung auf die Fassade

Ungeschützte bzw. nur anfänglich durch eine Brandschutzbekleidung geschützte Holzoberflächen stellen eine zusätzliche immobile Brandlast (Brandlast aus der Konstruktion) dar. Sie haben in Abhängigkeit ihrer Masse, ihrer geometrischen Anordnung, des Öffnungsfaktors der Räume (Ventilationsbedingungen) und der Raumgröße Einfluss auf die Branddynamik, wie z.B. Zeitpunkt des Flashovers, die Branddauer und die Brandeinwirkung außen entlang der Fassade. [1]

Für die Untersuchung der Brandraumdynamik in Räumen mit ungeschützten bzw. nur anfänglich geschützten Holzoberflächen wurden innerhalb des Verbundforschungsvorhabens mehrere Versuchsreihen durchgeführt.

Ein Beispiel hierfür sind die in Braunschweig realisierten mittelmaßstäblichen Brandversuche im Room Corner-Versuchsstand nach ISO 9705-1 [11]. Aus den durchgeführten Room Corner Versuchen ist ersichtlich, dass ein Vorhandensein von immobiler Brandlast eine Änderung der Brandraumdynamik bei sonst ausschließlich mobiler Brandlast (Brandlast aus Einrichtung und Ausstattung z.B. Schrank, Bücher etc.) zur Folge hat. [1], [12]

Mit den experimentellen Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass sich durch die immobile Brandlast eine kürzere Brandentwicklungsdauer bis zum Eintritt des Flashovers und eine Steigerung der Wärmefreisetzungsrate ergibt. Zudem kann durch die zusätzliche immobile Brandlast früher ein ventilationsgesteuertes Brandregime im Brandverlauf erreicht werden, was wiederum eine geringere maximale Wärmefreisetzungsrate aber eine längere Branddauer im Brandraum zur Folge hat. Die immobile Brandlast verursacht ergänzend die Verlängerung der Abkühlphase eines Raumbrandes. Zudem erhöht sich das Ausmaß der aus der Öffnung schlagenden Flammen mit zunehmender ungeschützter Holzoberfläche, da die freigesetzten Pyrolysegase erst mit dem Sauerstoff außerhalb des Brandraumes oxidieren können. [1], [12]

In der TIMpuls Versuchsreihe konnte jedoch ein Selbstverlöschen massiver Holzbauteile beim Verlöschen der mobilen Brandlast (Stützfeuer) zuverlässig beobachtet werden, sofern nur die Decke oder eine Wand als ungeschützte Holzoberfläche ausgeführt wurde. [1], [12]

Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurde im Rahmen der fünf abschließenden Realbrandversuche (Belegversuche) der Einfluss der immobilisierten Brandlast auf die Brandraumdynamik im Raum weiter untersucht. Die Versuche wurden mit einer sehr hohen, mobilen Brandlastdichte (1085 MJ/m²/ 90%-Quantil gemäß [13]) durchgeführt. Während der erste Versuch in ei-

nem vollständig gekapselten (nicht brennbaren äquivalent Stahlbeton, Mauerwerk) Raum durchgeführt wurde, wurde die Menge der freiliegenden Holzflächen anschließend vergrößert [1], [14], [15]. Einen Überblick über die Versuchskonfigurationen gibt **Tab. 2**.

Tab. 2: Versuchsübersicht der abschließenden Realbrandversuchsreihe (Belegversuche TIMpuls)

Versuch	V0	V1	V2	V3	V4
Raumgröße (B x L x H)	4,5 m x 4,5 m x 2,4 m			4,5 m x 9,0 m x 2,4 m	
Grundfläche	20,25 m ²			40,5 m ²	
Öffnungsgröße (B x H)	2,4 m x 2,2 m			4,2 m x 2,2 m	
Öffnungsfaktor	0,094 m ²				
Brandlastdichte	1085 MJ/m ²				
Wand 1	100 mm BSP 2x25 mm GKF	100 mm BSP 18 mm GF	150 mm BSP	140 mm HTB 2x12,5 mm GF	150 mm BSP
Wand 2	100 mm BSP 2x25 mm GKF	100 mm BSP 18 mm GF	140 mm HTB 2x18 mm GF	140 mm HTB 2x18 mm GF	140 mm HTB 2x18 mm GF
Wand 3	100 mm BSP 2x25 mm GKF	100 mm BSP 18 mm GF	150 mm BSP	140 mm HTB 2x18 mm GF	140 mm HTB 2x18 mm GF
Wand 4	100 mm BSP 2x25 mm GKF	100 mm BSP 18 mm GF	140 mm HTB 2x18 mm GF	140 mm HTB 2x18 mm GF	140 mm HTB 2x18 mm GF
Decke	180 mm BSH 2x25 mm GKF	180 mm BSH	220 mm HTB 2x18 mm GF	180 mm BSH	180 mm BSH
Lineare Bauteile	-	-	-	-	2x Stütze 1x Unterzug
Sichtbare Holzoberfläche*	-	35 %	37 %	42 %	58 %

BSP – Brettspertholz; HTB – Holztafelbau mit Steinwolle gedämmt; BSH – Brettschichtholz; GKF – Gipskartonfeuerschutzplatte; GF – Gipsfaserplatte; Stütze – 300x300 mm² BSH; Unterzug – 300x200 mm² BSH

*bezogen auf alle vorhandenen Wand- und Deckenflächen ohne Öffnung

Anhand dieser Versuchsreihe wird deutlich, dass die Brandraumtemperaturen in der Brandentwicklungsphase infolge identischer mobiler Brandlastdichte und identischem Zündvorgang keine Unterschiede aufwiesen. Die ab ca. der 10. Versuchsminute einsetzende Vollbrandphase zeigte bis zur 40. Versuchsminute ebenso nur geringfügige Unterschiede im Temperaturverlauf ($\Delta T < 150$ K), vgl. **Abb. 10**. Der Einfluss der ungeschützten bzw. anfänglich geschützten Holzbauteile war erst nach der 40. Versuchsminute sichtbar. Zusammenfassend können bei der Betrachtung der Temperatur-Zeit-Verläufe folgende Ergebnisse festgehalten werden [1], [14], [15]:

- Der Anteil an sichtbaren Holzoberflächen hatte in diesen Versuchen keinen messbaren Einfluss auf die Verläufe der Brandraumtemperaturen in der Aufheizphase.
- Bei allen Versuchen waren die höchsten Temperaturen im Bereich von 1.200 °C.
- Die Brandentwicklung (u.a. Zeit bis Flashover) ist bei allen Versuchen ähnlich schnell verlaufen, lediglich die Erhöhung der Raumgröße hatte einen geringen, aber erkennbaren Einfluss. Grund für dieses Verhalten in der Brandentwicklungsphase im Raum ist die zuvor erwähnte und für diese

Versuche gewählte sehr hohe mobile Brandlastdichte. Damit ein Einfluss der zusätzlichen brennbaren Oberflächen (immobiler Brandlast) zum Tragen kommen könnte, wären mehr Sauerstoff bzw. eine noch größere Öffnungsfläche erforderlich gewesen [1], [14], [15]. Auch bei einer Reduktion der mobilen Brandlast würde ein entsprechender Einfluss der Holzoberflächen deutlich mehr hervortreten.

- Bei der Abkühlphase der Realbrandversuche ist hingegen ein deutlicher Einfluss der sichtbaren bzw. lediglich anfänglich geschützten Holzoberflächen erkennbar. Die zusätzlich vorhandenen Brandlasten (immobiler Brandlast) tragen dazu bei, dass die Abkühlphase länger anhält, die Brandraumtemperaturen also langsamer sinken oder sogar leicht ansteigen. [1], [14], [15]

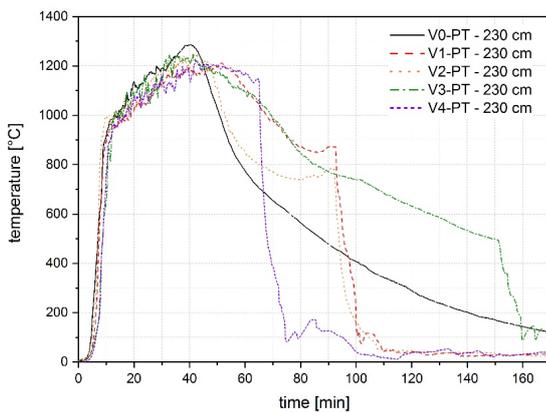


Abb. 14: Darstellung der Temperaturen im Brandraum gemessen an einem Plate-Thermoelement in 230 cm Höhe [16]

Ein weiteres Ziel der TIMpuls Studie war die Untersuchung der Veränderung der Brandeinwirkung durch ungeschützte Holzoberflächen oder nur anfänglich geschützte Holzbauteile auf die Fassade. [16]

Grundlage für die Untersuchung stellen ebenfalls die fünf Realbrandversuche dar [14], [15], [16]. Der Einfluss von freiliegenden bzw. nur anfänglich geschützten Holzoberflächen auf die Brandeinwirkung auf die Fassade wurde anhand der gemessenen Gastemperatur, Wärmefreisetzungsrate, Temperatur an der Fassade,

Flammenhöhen, Wärmestrom und Strömungsgeschwindigkeiten entlang der Fassade untersucht, siehe auszugsweise **Abb. 15** und **Abb. 16**.

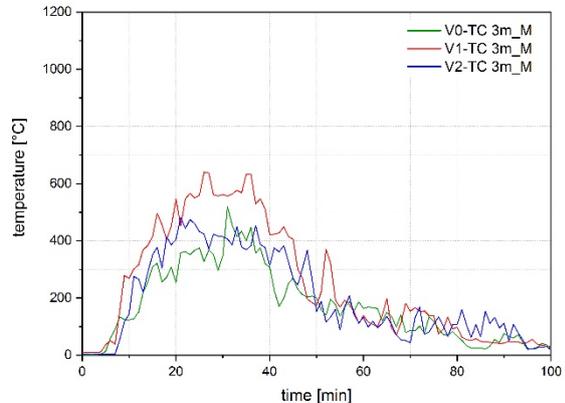


Abb. 15: Temperaturen an der Fassade 3 m über Sturz der Öffnung für Versuche V0, V1, V2 [16]

In der Wachstumsphase (Brandentwicklung bis Vollbrand Peak) des Brandes gibt es fast keine Unterschiede bei den Gastemperaturen und in der Vollbrandphase entstehen bezogen auf das Gesamt-Temperaturniveau geringe Unterschiede in den Temperaturkurven. Der wesentliche Einfluss der immobilen Brandlast wurde ebenso wie im Raum erst in der Abkühlphase sichtbar. Der Verlauf der Gastemperatur in der Abklingphase wird also in erster Linie durch die freiliegenden bzw. nur anfänglich geschützten Holzoberflächen bestimmt, die sich am Brand beteiligen (immobiler Brandlast). [16]

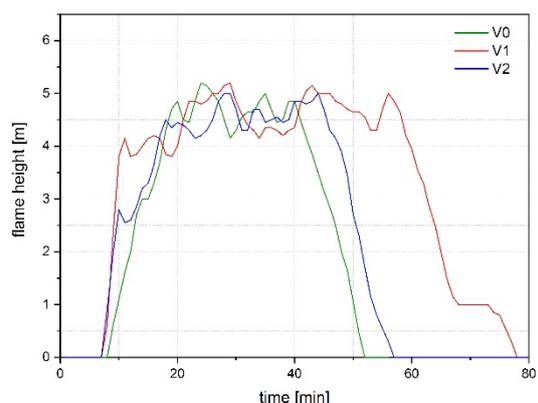


Abb. 16: Flammenhöhen an der Fassade über Sturz der Öffnung für Versuche V0, V1, V2 [16]

Die vorgenannten geringen Unterschiede der Temperaturen an der Fassade in der Vollbrandphase bei zusätzlicher immobiler Brandlast lassen sich im Vergleich zum Raum mit vollständig geschützter Oberfläche mit ca. 120 - 200 °C benennen, vgl. **Abb. 15**. Eine freiliegende Holzmassivdecke hat hier augenscheinlich jedoch einen größeren Einfluss auf die Fassade als freiliegende Holzmassivwände. Der spezifische Einfluss einer exponierten Decke auf die Brandbeanspruchung der Fassade sollte daher weiter untersucht werden. [16]

Es gibt keinen signifikanten Unterschied in der Flammenhöhe zwischen den Versuchen. Aufgrund der zusätzlichen immobilen Brandlast verlängert sich der Brandverlauf jedoch zeitlich. Der verlängerte Brand verursacht länger anhaltend höhere Flammen an der Fassade, vgl. **Abb. 16**. [16]

Eine freiliegende Massivholzdecke führt zu höheren Wärmeströmen an der Fassade als eine freiliegende Massivholzwand. Ergebnisse anderer Versuche zum einwirkenden Wärmestrom auf die Fassade zeigten etwa dreifache Werte für eine Holzmassivdecke gegenüber einer nicht brennbaren Decke [16], [17]. Entsprechende Größenordnungen konnten in dieser Versuchsreihe nicht bestätigt werden. Der Grund hierfür kann wiederum in den sehr hohen Brandlastdichten innerhalb der TIMpuls Versuche und der großen Breite der Öffnung gesucht werden. [16]

Darüber hinaus stützen die Ergebnisse der Strömungsmessungen an der Fassade die Hypothese, dass die Gasgeschwindigkeiten mit zunehmender immobiler Brandlast ansteigen. [16]

Insgesamt zeigt sich, dass die national und international vorliegenden Erkenntnisse aus Realbrandversuchen derzeit noch nicht ausreichen, um den Einfluss der immobilen Brandlast auf das Brandgeschehen im Raum und an der Fassade abschließend zu beschreiben. Da viele Faktoren, wie Geometrie, Öffnungsfläche, Anordnung der Holzoberflächen, Brandlastdichte, Raumgröße, Schutzzeiten von Bekleidungen etc. eine entscheidende Rolle spielen, können derzeit keine generellen Aussagen getroffen werden. Um dieses wichtige Thema weiter zu untersuchen und zu quantifizieren, sind zusätzliche Versuche in Originalgröße notwendig. Ablesbar ist jedoch, dass je

mehr mobile Brandlast vorhanden ist, desto geringer wird der Einfluss der baulichen Brandlast in der Brandentwicklungs- und Vollbrandphase. [16]

5 Grundsätzliche Anwendbarkeit von Decken und Wänden in Holztafelbauweise in der Gebäudeklasse 5 unterhalb der Hochhausgrenze

Die aktuelle Nichtberücksichtigung der Holztafel-/Holzrahmenbauweise für Bauteile abweichend zu feuerbeständig aus brennbaren Baustoffen ist mit Blick auf die Ergebnisse des Verbundforschungsvorhabens TIMpuls [1] aus brandschutztechnischer Sicht nicht weiter begründbar. Es bestehen keine Bedenken, entsprechende Bauteile und Anschlüsse für einen Feuerwiderstand von 90 Minuten auszubilden, sofern die bewährten Ausführungsregeln der M-HFH-HolzR [18] bzw. die der MHolzBauRL [9] adaptiv für die Gebäudeklasse 5 bis zur Hochhausgrenze in gleicher Weise übernommen werden.

Holztafelbauwände und -decken sind gemäß MHolzBauRL [9] mit mineralischer, nichtbrennbarer formstabiler Dämmung (Schmelzpunkt $\geq 1000^\circ\text{C}$) mit Übermaß voll ausgedämmt herzustellen, vgl. **Abb. 17**. Die raumseitig aufgebraute brandschutztechnisch wirksame Bekleidung mit der Klassifizierung K₂60 verhindert eine Brandbeanspruchung der Holzkonstruktion von mindestens 60 Minuten. Bezüglich der flächigen Schutzwirkung werden bei entsprechender Ausführung der Brandschutzbekleidungen aus 2 x 18 mm Gipskartonfeuerschutz- oder Gipsfaserplatten jedoch sogar Überkapazitäten der Schutzzeiten (t_{ch}) bei ETK-Normbrandbeanspruchung, mit bis zu 90 Minuten erreicht, vgl. **Abb. 13**. Eine Beteiligung der Holzrippen (Schwelle, Ständer, Rähm) am Brandgeschehen und Hohlraumbrände werden so ausgeschlossen. Nach dem Versagen der Brandschutzbekleidung werden die Holzrippen im Holztafel-/Holzrahmenbau innerhalb der Gefache durch den Gefachdämmstoff (nicht brennbare Dämmung mit einem Schmelzpunkt $\geq 1000^\circ\text{C}$) geschützt, wodurch nur ein einseitiger Abbrand an der Schmalseite stattfinden kann und ein seitlicher Einbrand

bzw. Hohlraumbrände verhindert werden, vgl. **Abb. 18.** [1]



Abb. 17: Holztafelbauwand Steinwolldämmstoff im Gefach – vor dem Aufbringen der Bekleidung



Abb. 18: Schutzwirkung der Steinwolldämmung für die Gefache, V2 aus TIMpuls

Der mögliche Beitrag der Tragkonstruktion von Holztafelbauteilen nach Versagen der Brandschutzbekleidung zur Branddynamik im Raum ist gegenüber

Massivholzbauteilen als gering anzusehen, was durch die Versuchsbeobachtungen in [1] verdeutlicht wird. Dies lässt sich bereits auch aus dem Vergleich der Flächenanteile ableiten, da die typischerweise 60 mm breiten Holzrippen nur in einem Abstand von 625 mm vorliegen. In Folge der nichtbrennbaren, formstabilen Dämmung ist nur von einem Abbrand der Schmalseiten der Konstruktionshölzer auszugehen. Bei Verwendung von Holzwerkstoffen zur Aussteifung hinter der Brandschutzbekleidung kann sich der Einfluss auf die Brandraumdynamik zwar erhöhen, bleibt aber im direkten Vergleich zur Massivholzbauteile nach wie vor gering, da die geringe Dicke der Holzwerkstoffplatten nur einen zeitlich sehr begrenzten Beitrag zur Wärmefreisetzung liefert. [1]

Basierend auf den durchgeführten Versuchen [1] war ebenso ersichtlich, dass Anschlüsse im Holztafelbau und Massivholzanschlüsse prinzipiell als gleichwertig angesehen werden können. Entsprechend brandschutztechnisch sichere Anschlüsse können somit auch für den Holztafelbau erreicht werden.

6 Verifizierung von Anschlussprinzipien unter Realbrandbeanspruchung

Bauteilanschlüsse und Elementfüugungen gehören brandschutztechnisch mit zu den kritischsten Übertragungswegen und bedürfen somit einer eingehenden Planung oder Ausführung, um eine vorzeitige Brandausbreitung auszuschließen. Hierbei muss sichergestellt werden, dass im Anschlussbereich der Bauteile der gleiche Feuerwiderstand wie an den flächigen Wand- oder Deckenbauteilen erreicht wird. Besonders im Bereich des mehrgeschossigen Holzbau hat dieser Aspekt in den letzten Jahren immer wieder zu Diskussionen und Bedenken geführt, wodurch zugehörige Untersuchungen zu dieser Thematik auch in das Forschungsprojekt TIMpuls [1] einfließen. Aufbauend auf den Erkenntnissen aus früheren Forschungsvorhaben, wie beispielsweise dataholz [19] oder aus dem Projekt HolzbauRLBW [20] wurden in den TIMpuls Versuchen entsprechende Bauteilanschlüsse und Elementfüugungen integriert. Infolgedessen konnte die entwickelte und bisher unter ETK-Beanspruchung untersuchte Systematik [21] auch unter Realbrandbeanspruchungen hinsichtlich ihrer Gültigkeit überprüft werden.

In **Abb. 19**, **Abb. 20** und **Abb. 21** ist eine Auswahl von Wand-Decken-Anschlüsse aus den Belegversuchen dargestellt. Es wird immer die geplante Ausführung und das dokumentierte Endresultat beim Rückbau gezeigt.

Bei den Realbrandversuchen konnte kein Versagen, der nach den bekannten Konstruktionsregeln [19], [29], [21] handwerklich einwandfrei ausgeführten Bauteilanschlüsse und Elementfügungen während der Versuchsdauer beobachtet werden. Ebenso trat bei entsprechender Ausführung kein zusätzlicher Abbrand größer als der der flächigen Bauteile auf. Einzig gezielt mangelhaft ausgeführte Anschlüsse mit z.B. fehlender kraftschlüssiger Verbindung oder mit konvektiver Durchströmung im Fugenspalt führten zu kritischen Zuständen. [1] Die Ergebnisse bestätigen nochmals, dass brandschutztechnisch sichere Bauteilanschlüsse in Holztafel- und Massivholzbauweise auf Basis bekannter Konstruktionsregeln erreicht werden und so die Brandausbreitung (Feuer und Rauch) sowie ein negativer Einfluss auf die Standsicherheit ausgeschlossen sind.

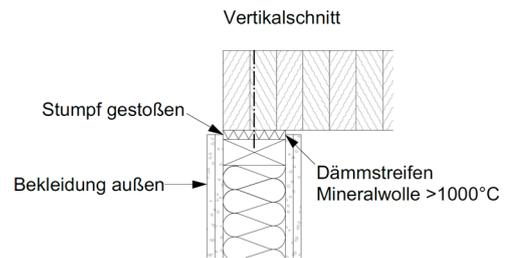


Abb. 20: Bauteilanschluss Decke-Wand 3, V4 aus TIMpuls

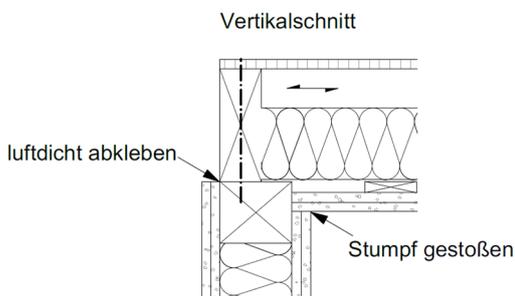


Abb. 19: Bauteilanschluss Decke-Wand 4, V2 aus TIMpuls

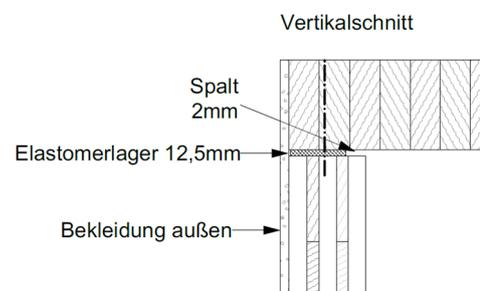


Abb. 21: Bauteilanschluss Decke-Wand 3, V4 aus TIMpuls

Die zur Verfügung stehenden Anschlussprinzipien der MHolzBauRL [9] sind aktuell noch sehr begrenzt. So ist beispielweise kein Prinzip für die Ausbildung eines Schallschuttlagers (Elastomer) im Wand-Decken-Anschluss dargestellt. Das Informationsdienst Holz Heft „Leitdetails für Bauteilanschlüsse in den Gebäudeklassen 4 und 5 Holz“ [21] bietet für abweichende Anschlüsse eine gute Orientierungshilfe für brandschutztechnisch sichere Prinzipien. Zu beachten bleibt jedoch der Abschnitt 3.1 MHolzBauRL(2020) „Soweit Anschlüsse nicht in dieser Richtlinie beschrieben sind, bedarf es eines Anwendbarkeitsnachweises gemäß § 16a MBO“. [9] Der Weg über vorhabenbezogene Bauartgenehmigungen ist daher so lange anzuwenden, bis neue technische Baubestimmungen hierfür vorliegen, siehe nachfolgende Kapitel.

7 Holzfassaden – Weiterentwicklungen

Zwar nicht im Rahmen von TIMpuls aber in anderen Vorhaben und Studienarbeiten wurden weitere Erkenntnisse zu brandsicheren Fassaden aus Holz gewonnen. Im Grundsatz bleiben bis auf wenige Modifikationen die Grundregeln auch in der neuen MHolzBauR bestehen, siehe nachstehend, einige Sonderfragen tauchen aber immer wieder auf.

Im Rahmen der Planungen von diversen Bauvorhaben und den daraus resultierenden Anfragen zeigte sich, dass die Kombination von Regenfallrohren und den horizontalen Brandsperren aktuell nicht abschließend geklärt ist, vgl. **Abb. 22**. Der Einbau eines brennbaren Regenfallrohrs (z.B. Polyethylen) oder beispielsweise eines Kupfer- oder Aluminium-Regenfallrohrs innerhalb der Brandsperre stellt keine brandschutztechnisch sichere Lösung dar.

Als brandschutztechnisch sichere Lösung wird angesehen:

- Regenfallrohr aus Stahlblech mit einem Blechdurchmesser $\geq 1,5$ mm
- Abstand des Regenfallrohrs und der Durchführung von ≥ 50 mm zur Holzschalung
- Ringspalt zwischen Regenfallrohr und Brandsperre ≤ 2 mm

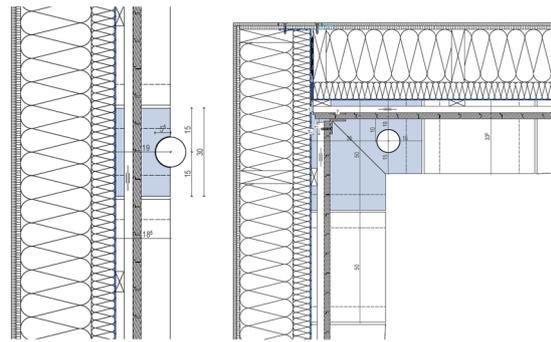


Abb. 22: Horizontalschnitt mit Verlauf eines Regenfallrohrs durch eine horizontale Brandsperre entlang des Gebäudes und in der Innenecke

Holzfassade - Brandsperre - Aluminium

Ein weiterer immer wieder auftretender Punkt ist die Ausführung von Brandsperren oder Fassadenkonstruktionen wie Rollschienen oder Befestigungen von Fassaden aus Aluminium. Aluminium besitzt einen Schmelzpunkt von ca. 660°C und ist daher kein geeigneter Baustoff für Brandsperren. Auch die Verwendung von Aluminium-Rollschienen für Teile der Holzfassade oder von Aluminium-Befestigungselementen für Holzfassade können durch das frühzeitige Herabfallen von Fassadenteilen im Brandfall zu brandschutztechnisch kritischen Ereignissen führen. Aluminium sollte daher im Bereich von Holzfassaden nicht für maßgebende baukonstruktive Maßnahmen herangezogen werden.

8 Fortschreibung der MusterHolzbauRichtlinie (MHolzBauR)

8.1 Grundlagen und Verfahren der Fortschreibung

Die oben beschriebenen Untersuchungen bilden zusammen mit den laufenden internationalen Arbeiten und normativen Fortschreibungen des Brandschutzteiles des Eurocodes 5 (DIN EN 1995-1-2) und von DIN 4102-4 (A1-Papier) die Grundlagen für die Modifikation der Muster-HolzbauRichtlinie (MHolzBauRL). Aus den Untersuchungen im Verbundforschungsvorhaben TIMpuls [1] wird ersichtlich, dass ein brandschutztechnisch sicheres Bauen mit Holz bis zur Hochhausgrenze möglich ist und die bisherigen Regelungen der MHolzBauRL [9] in Teilbereichen unter

Berücksichtigung des Sicherheitsniveaus weiterentwickelt werden könnten. Darüber hinaus sei auch die «Holzbauoffensive Baden-Württemberg» genannt, die mit ihren beauftragten Forschungsvorhaben zur Entwicklung einer Richtlinie für Konstruktionen in Holzbauweise, insbesondere [20] und [21], großen Input liefern konnte.

Eine der wesentlichen Empfehlungen ist, dass die Holztafelbauweise für das mehrgeschossige Bauen mit Holz bis zur Hochhausgrenze geeignet ist. Ebenso kann bestätigt werden, dass brandschutztechnisch sichere Anschlüsse, die bisher unter ETK-Normbrand hinsichtlich der Brandausbreitung (Feuer und Rauch) bewertet wurden auch unter Realbrandbedingungen voll funktionsfähig sind.

Nachdem Im Herbst 2019 die MBO 2002 erneut in Bezug auf die Verwendung brennbarer Baustoffe erweitert wurde, erfolgte die bauordnungsrechtliche Öffnung für den Holzbau in die Gebäudeklasse 5 bis zur Hochhausgrenze (bis 22 Meter bzw. rund acht Geschosse). Nahezu gleichzeitig wurde eine dahingehend erweiterte „Holzbaurichtlinie“, jetzt MHolzBauRL [9], veröffentlicht. Diese enthielt insbesondere die Konkretisierung von Bauteilen, die anstelle der feuerbeständigen Bauweise, auch unter Verwendung von brennbaren Baustoffen in den wesentlichen Bestandteilen zum Einsatz kommen dürfen. Dabei wurde für abweichend feuerbeständige Bauteile als einzige Bauweise die Massivholzbauweise (Brettsperrholz oder Brettschichtholz) zugelassen.

Um die neuen Erkenntnisse in eine Überarbeitung einfließen zu lassen, wurde Anfang 2021 im Auftrag der Bauministerkonferenz eine „Projektgruppe MHolzBauRL“ (PG MHolzBauRL) ins Leben gerufen. Als Ergebnis ihrer Richtlinienarbeit hat diese 2023 den jetzt vorliegenden Entwurf veröffentlicht. Die überarbeitete Richtlinie wurde im Mai 2024 an den Auftraggeber übergeben. Zum Zeitpunkt des Entstehens dieser Veröffentlichung laufen letzte Abstimmungen, anschließend soll das Europäische Notifizierungsverfahren eingeleitet werden. Ab Herbst 2024 könnte die Richtlinie seitens des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) veröffentlicht und als Muster den Bundesländern zur Verfügung gestellt. Wie schnell dann die einzelnen Bundesländer

die Richtlinie umsetzen, wird unterschiedlich sein. Grundsätzlich erfolgt die Einführung in jedem Bundesland durch die jeweiligen Technischen Baubestimmungen, die üblicherweise einmal jährlich veröffentlicht werden. Es ist vorstellbar, dass unabhängig davon Bauvorhaben bereits nach der neuen Richtlinie im Rahmen von Abweichungsanträgen geplant und ausgeführt werden können. Auch ist eine Vorablegitimierung im Rahmen von Vollzugshinweisen (wie z.B. in Bayern bereits 2021 im Zuge der MHolzBauRL 2020 vorgenommen) denkbar, bis dann über die Technischen Baubestimmung die endgültige Einführung erfolgt.

8.2 Fortgeschriebene Inhalte der Richtlinie

Die fortgeschriebene Richtlinie bietet nun vollständige Regelungen für den Umgang mit dem brennbaren Baustoff Holz bis zur Hochhausgrenze, also in der Regel bis zu acht Geschossen an. Dies gilt neu nun vollumfänglich für den Holztafelbau und wie schon in der Vorgängerversion für die verschiedenen Massivholzbauweisen. An vielen Stellen sollte damit das „Holzbauerleben“ deutlich leichter gemacht werden.

Neben dem reinen Neubau können mit der Holzbaurichtlinie Aufstockungen zur Nachverdichtung und Holzaußenwandbekleidungen auf Außenwandbauteilen zur energetischen Sanierung realisiert werden, auch auf mineralischen Außenwänden. Die nun weitreichendere Anwendbarkeit dieses Regelwerks lässt sich bereits am Inhaltsverzeichnis und der Beschreibung des Anwendungsbereiches erkennen.

Sonderbauten sind grundsätzlich nicht mehr ausgeschlossen. Ausgenommen werden nach derzeitigem Stand im Anwendungsbereich nur Gebäude mit Räumen oder Raumgruppen über 400 m² sowie Nutzungen, bei denen sich bestimmungsgemäß Personen mit eingeschränkter Selbstrettungsfähigkeit aufhalten (z.B. Schulen, Kindergärten, Pflegeeinheiten, etc.). Hier ist die Richtlinie zunächst nicht anwendbar, gut begründbare Ausnahmefälle sind aber durchaus im Rahmen von Brandschutznachweisen mit entsprechenden Abweichungsanträgen (materielle Abweichung nach § 67 MBO) denkbar und somit grundsätzlich nicht ausgeschlossen.

Neben den technischen Beschreibungen für die beiden Holzbauweisen Holztafelbau und Massivholzbau wurden erweiterte Regelungen für die Anordnung von Installationen aufgenommen.

Um ressourcenschonende und wirtschaftliche Konstruktionen zu ermöglichen, wurden Regelungen für reduzierte Brandschutzbekleidungen, insbesondere für die Holztafelbauweise aufgenommen. Dies bedeutet, dass der Holztafelbau unter definierten Rahmenbedingungen in der Gebäudeklasse 4 anstelle der bisher ausschließlich bekannten 2 x 18 mm mineralischen Gipsbekleidungen (Gipskartonfeuerschutz- und Gipsfaserplatten) jetzt auch reduziert mit 2 x 15 mm Gips- bzw. mit einer Holzwerkstoffplatte und einer Gipsplatte mit 1 x 18 mm auskommt. In der Gebäudeklasse 5 ist für den Holztafelbau eine Bekleidung mit 2 x 18 mm erforderlich.

Die Reduktion wurde durch die oben beschriebene Umstellung auf ein alternatives t_{ch} -Verfahren ermöglicht. Dadurch können vor allem vorhandene und bisher nicht genutzte Leistungsreserven bei den Gipsbekleidungen genutzt werden. Gleichzeitig bietet das t_{ch} -Verfahren die Möglichkeit, alternative Bekleidungswerkstoffe für die Holzbauweisen anwendbar zu machen. Die Umstellung der Beurteilung von einer K_2 -Leistung auf eine t_{ch} -Leistung kommt insbesondere dem ökologischen und nachhaltigen Bauen zugute. Hier ist zum Beispiel die künftige Möglichkeit der Beurteilung von Lehmbauplatten als Brandschutzbekleidung zu nennen. Auch andere, ggf. neuartige Bau- und Werkstoffe sind für eine Brandschutzbekleidung denkbar.

Für die Verwendung biogener Dämmstoffe in tragenden und/oder raumabschließenden Bauteilen nach der Richtlinie konnte noch keine Lösung gefunden werden. Auch wenn dazu in Baden-Württemberg bereits eine eingeschränkte Anwendung möglich ist, war auf Grund der negativen Erfahrungen aus Brandereignissen, insbesondere hinsichtlich der Löschbarkeit solcher Konstruktionen eine generelle Öffnung innerhalb der Richtlinienarbeit noch nicht möglich. Hier müssen weitere Erkenntnisse und Konstruktionsregelungen zum Umgang mit dieser Art der Dämmstoffe erarbeitet werden. Bei Vorliegen entsprechender Erkenntnisse besteht Konsens zu einer

weiteren Fortschreibung der MHolzBauRL, die diese Bauweisen zukünftig beinhalten kann.

Grundsätzlich ist an dieser Stelle darauf hinzuweisen, dass der Einsatz von biogenen bzw. normalentflammbaren Dämmstoffen in nichttragenden Außenwänden und Dachkonstruktionen (REI30 oder REI 0 bzw. F30-B oder ohne brandschutztechnische Anforderungen) bauordnungsrechtlich nicht ausgeschlossen ist! Durch intelligentes Planen kann der Einsatz biogener Dämmstoffe für Gebäude bis zur Hochhausgrenze abweichungsfrei zulässig sein. Der Ausschluss beschränkt sich lediglich auf die durch die Holzbaurichtlinie geregelten Bauteile, die tragend und/oder raumabschließend hochfeuerhemmend, abweichend zu hochfeuerhemmend oder abweichend feuerbeständig sein müssen. Nichttragende Außenwände sind beispielsweise von der Richtlinie nicht erfasst, ihr Feuerwiderstand muss nur 30 Minuten betragen und sie dürfen aus brennbaren Baustoffen sein (§28 (2), MBO 2022).

Die bereits seit der MHolzBauRL Fassung 2020 bewährten Regelungen zum Umgang mit brennbaren Bauteiloberflächen bleiben unverändert: In Nutzungseinheiten bzw. brandschutztechnisch abgetrennten Räumen oder Raumgruppen bis 200 m² dürfen Deckenuntersichten oder 25% aller Wandoberflächen holzsichtig bleiben. Sowohl die quantifizierbaren Auswirkungen dieser zusätzlichen immobilen Brandlasten auf die Brandausbreitungsgeschwindigkeiten als auch der negative Einfluss auf die Fassade über dem Brandgeschoss haben eine weitere Öffnung auf Basis des derzeitigen Wissensstandes nicht erlaubt.

Bezüglich der Ausbildung von Außenwandbekleidungen in Holz bis zur Hochhausgrenze wurden kleinere Konkretisierungen und Anpassungen vorgenommen. Zum Beispiel wurden Korrekturen bei Brettdicken (Zollschalung) oder der Tiefe der Hinterlüftungsebene vorgenommen. Damit stimmen die Regelungen der Holzbaurichtlinie nun auch mit den Fachregeln des Zimmererhandwerks überein.

Die Anforderungen an die geschossweise Unterbrechung der brennbaren Außenwandbekleidung bleiben unverändert. Neu hinzugekommen ist die Forderung, dass bei hohen, fensterlosen Gebäuden

(z.B. Kletterhallen), ein maximaler Abstand zwischen Brandsperren von 4 Meter eingehalten werden muss. Darüber hinaus wurden weitere Planungsgrundsätze, wie zum Beispiel die Regelung der Integration von Regenfallrohren mit aufgenommen, s.o.

Ein letzter Punkt in diesem Regelungsabschnitt ist die Konkretisierung der direkten Erreichbarkeit von Außenwandbekleidungen aus Holz für die Brandbekämpfung. Damit wird die Möglichkeit geschaffen, bei «niedrigeren» Mehrgeschossern (Gebäudeklasse 4) auch eine bodengestützte Brandbekämpfung zu ermöglichen. Das bringt den Verzicht auf notwendige Zufahrten und Bewegungsflächen für Einsatzfahrzeuge, z.B. für rückwärtige Gebäudeseiten, mit sich. Ergänzende Unterlagen wurden hierzu bereits durch die Vertreter der Feuerwehren (AGBF, DFV) [26] erarbeitet.

Als große Weiterentwicklung kann die Aufnahme von systematischen Regelungen zu Fügungen und Anschlüssen in dieser Richtlinie gewertet werden. Hier konnte das vorherige System, bestehend aus Prinzipskizzen für einzelne wenige Anschlüsse, auf allgemeingültige Konstruktionsregeln, mit denen nun jegliche Fügungen und Anschlüsse abbildbar sind, abgeändert werden. Die Veröffentlichung des INFORMATIONSDIENST HOLZ «Leitdetails für Bauteilanschlüsse in den Gebäudeklassen 4 und 5» [21] ist als zu Grunde liegendes Leitdokument zu verstehen.

Die Richtlinie bietet nun für die Bauarten des mehrgeschossigen Holzbaus ein vollständiges «Baukastensystem», welches grundsätzlich ermöglichen sollte, die unzähligen Einzelnachweise im Rahmen von Bauartgenehmigungen mehr oder minder auf ein Minimum zu reduzieren.

9 Leistungsnachweis von Bauteilen und brandschutztechnisch wirksamen Bekleidungen

Zu den neuen Anforderungen aus der MHolzBauR müssen die Regelungen auf der Nachweiseite für die Bauprodukte und Bauarten passen. Mit Einführung der MHolzBauRL im Jahr 2020 wurde seitens der Bauaufsicht angenommen, dass die Richtlinie als übergeordneter Rahmen für die Bauarten gilt und sich über

die eingeführten Technischen Baubestimmungen DIN 4102-4 [27] und DIN EN 1995-1-2 [2] aus brandschutztechnischer Sicht alle Nachweise erbringen lassen. Demzufolge wurden aus der Muster Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) sowohl die zuvor über die Zeit der M-HFHolzR genutzten Prüfzeugnisse (für hochfeuerhemmende Bauprodukte) nach Punkt C 3.21 gestrichen, als auch die «normalen» Prüfzeugnisse für Bauarten nach Punkt C 4.1 für die Bauteile im Geltungsbereich der MHolzBauRL ausgenommen. Diese Annahme war jedoch unzutreffend, für die Bauarten sind allgemeine bauaufsichtliche Prüfzeugnisse auch weiterhin sinnvoll und erforderlich.

In der Praxis führt die Streichung zu erheblichen Problemen in der Nachweisführung der Bauteile. Mit einer Laufzeit von fünf Jahren sind aktuell nahezu alle Prüfzeugnisse abgelaufen und können wegen des Ausschlusses auch nicht mehr verlängert werden. Dies hat zu einer vermehrten Anwendung von vorhabenbezogenen Bauartgenehmigungen (vBG) und Zustimmung im Einzelfall (ZiE) geführt, welche ursprünglich als in seltenen Fällen anzuwendende Nachweisformen für innovative bzw. außergewöhnliche Bauweisen vorgesehen sind. Dieser Umstand hat zu einer hohen Belastung für die Obersten Baubehörden der Länder geführt und für erhöhten Aufwand und Verzögerungen in der Bauvorpraxis geführt. Die Obersten Bauaufsichtsbehörden waren und sind derzeit bemüht, dafür eine Lösung zu finden. Eine Änderung der M-VVTB zur Wiedereinführung der allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnisse ist vorgesehen.

Grundsätzlich stellt auch die Fortschreibung der Holzbaurichtlinie, sobald sie eingeführt ist, die Grundlage für den Nachweis der Bauart nach § 85a (1) Satz 1 MBO dar (vgl. **Abb. 23**).

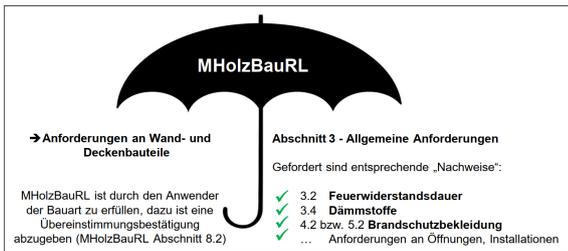


Abb. 23: Bauteilnachweis nach Technischer Baubestimmung MHOlzBauRL

Für Holzbauelemente sind die Feuerwiderstandsdauer zur Standsicherheit im Brandfall und/oder der Raumabschluss über den je nach Gebäudeklasse erforderlichen Zeitraum von 60 oder 90 Minuten sowie der ausreichende Schutzzeitraum gegen Entzündung der brennbaren Konstruktionselemente nachzuweisen.

Dies kann beispielsweise durch Bauteilaufbauten nach DIN 4102-4, nach DIN EN 1995-1-2 oder in Zukunft wieder nach abPs erfolgen. Sofern die gewählten Konstruktionen den erforderlichen Feuerwiderstand bereits mit geringeren Bekleidungsstärken im Vergleich zu den Mindestanforderungen der Bekleidungsstärken der MHOlzBauRL erreichen, ist die Bekleidungsstärke an die Mindestanforderungen der MHOlzBauRL anzupassen. Bezüglich der Bekleidungsstärken gilt also jeweils die „schärfere“ Anforderung, eine Addition ist jedoch keinesfalls erforderlich.

Neben dem Nachweis über die Technische Baubestimmung, d.h. DIN EN 1995-1-2 oder DIN 4102-4, bietet die Holzbaurichtlinie die Möglichkeit des Nachweises über § 16a bzw. §16c MBO an, siehe Abb. 24. Der Nachweis des Raumabschlusses kann unter bestimmten Randbedingungen zudem auch vereinfacht über Vorgaben nach Anhang 1 der Holzbaurichtlinie geführt werden. Lässt man den zuletzt erwähnten vereinfachten Nachweis außer Acht, stehen damit theoretisch zunächst drei Nachweisformen zur Verfügung (Abb. 24):

- Technische Baubestimmung – DIN EN 1995-1-2 oder DIN 4102-4
- Allgemein bauaufsichtliches Prüfzeugnis – MVV TB C 4.1 (sofern wieder zulässig)

- Leistungsnachweis über CE-gekennzeichnetes Bauprodukt

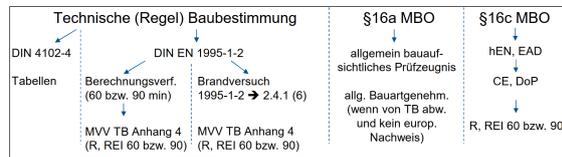


Abb. 24: Übersicht möglicher (sinnvoller) Nachweisformen zur Feuerwiderstandsdauer nach Anpassung der eingeführten Technischen Baubestimmungen in den Ländern

Allerdings stellen sich bis auf das Europäische Bauprodukt alle anderen Nachweisformen als problembehaftet dar. Während die aktuell als Technische Baubestimmung eingeführte DIN 4102-4 nur bedingt geeignete Konstruktionen erhält (wenig Varianten und nur eingeschränkte Ausnutzungsgrade bezüglich der Standsicherheit im Brandfall), sind im Eurocode 5 die rechnerischen Nachweise überwiegend auf maximal 60 Minuten begrenzt und damit für Konstruktionen zum Einsatz in der Gebäudeklasse 5 nicht brauchbar. Eine Änderung steht mit der Neufassung auf Grundlage des Forschungsvorhabens FREI-90 in Aussicht [5], [6].

Eine zusätzliche Nachweisvariante über Brandversuche wird in DIN EN 1995-1-2 Abschnitt 2.4.1 (6) aufgeführt. Diese ist aus Sicht der Autoren dieses Beitrages und anderer Experten bereits abschließend geregelt, da sie seitens MVV TB im Gegensatz zu anderen Bauweisen / Baustoffen nicht ausgeschlossen ist. Jedoch wird sie in Teilen der Obersten Bauaufsichten derzeit intensiv und kritisch diskutiert. Ein Ergebnis hierzu ist noch offen, die allgemeine Akzeptanz dieses Nachweisweges würde jedoch den Weg in Richtung Europa weiter öffnen und die aktuell bestehenden Problemstellungen, insbesondere in Kombination mit dem nachbeschriebenen Nachweisweg der Brandschutzbekleidung, vollumfänglich lösen können.

Für den Nachweis der erforderlichen Bekleidung zum Schutz vor Entzündung der brennbaren Konstruktionsbestandteile ergibt sich ein ähnliches Bild. Hier stehen ebenfalls prinzipiell drei Möglichkeiten zur Verfügung (Abb. 25):

- MHolzBauRL Tabellen 1 bis 5 zur Bekleidung inkl. Verbindungsmittel
- DIN EN 1995-1-2 rechnerische oder versuchstechnische Ermittlung nach DIN EN 13381-7 der Leistung t_{ch}
- DIN EN 14135 [10] versuchstechnischen Ermittlung der Leistung K_2

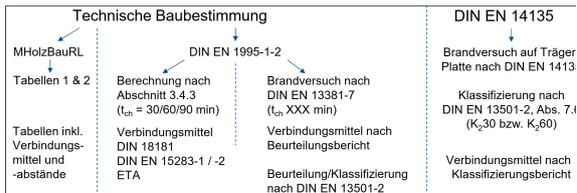


Abb. 25: Übersicht in Diskussion befindlicher Nachweisformen zur Brandschutzbekleidung

Als Herausforderung stellt sich für die Lösung über das bauaufsichtliche Prüfzeugnis die Kombination aus einer nationalen F-Klassifizierung zum Feuerwiderstand mit der europäischen Klasse zur Brandschutzbekleidung dar. Dieser Umstand spricht für einen konsequenten Wechsel auf das europäische Klassifizierungssystem für alle nachzuweisenden Leistungen.

Bezüglich des Ansatzes der früher verwendeten K_2 -Klassifizierung von Brandschutzbekleidung konnte festgestellt werden, dass diese Leistung mindestens gleichwertig zur künftigen t_{ch} -Leistung ist und deshalb bei gleicher Minutenanzahl gegen eine Anwendung kein Einwand bestehen darf (K_2 XX entspricht $t_{ch} = XX$ min). Welche Nachweisformen sich schlussendlich für die Festlegung in der MVV TB ergeben werden, wird sich im Laufe der weiteren Diskussionen zeigen. Zu hoffen bleibt, dass sich die Bauaufsicht weiter den europäischen Nachweismöglichkeiten öffnet.

10 Fazit und Ausblick

Die Forschungsarbeiten und der mittlerweile dreijährige Einsatz der Projektgruppe MHolzBauRL haben sich gelohnt!

Die Fortschreibung der Richtlinie wird den mehrgeschossigen Holzbau und damit das klimagerechte Bauen wieder einen entscheidenden Schritt nach vorne bringen.

Die Richtlinie ist als Grundlage für alle «Holzbauer» anzusehen, da sie nicht nur die Lösungen für einen Neubau enthält, sondern auch die Vorgaben für Teilmaßnahmen, wie der Aufstockung von Gebäuden oder der energetischen Sanierung bietet.

Um das Paket vollständig umsetz- und anwendbar zu machen, wurden neben der reinen Richtlinienarbeit auch die tangierenden Regelwerke, wie die relevanten Teile der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen durch die Projektgruppe mit bearbeitet. Zudem erfolgt auch parallel die Überarbeitung der Technischen Baubestimmung, der DIN 4102-4 (A1-Papier) und des Brandschutzteils des Eurocode 5 – DIN EN 1995-1-2, sodass hier weitere Nachweismöglichkeiten für den Feuerwiderstand von Holzbauteilen zur Verfügung gestellt werden.

Bewährte Hilfestellungen für die Fachplaner sind weiterhin gültig, abschließend sei hier nochmals auf folgende Quellen verwiesen, die regelmäßig angepasst werden:

<https://www.brandschutznavigator.de>

<https://www.dataholz.eu>

<https://informationsdienst-holz.de/publikationen/leitdetails-fuer-bauteilanschluesse-gebaeude-klasse-4-und-5>

11 Literaturverzeichnis

- [1] Engel, T.; Brunkhorst, S.; Steeger, F.; Butscher, D.; Kurzer, C.; Werther, N.; Winter, S.; Zehfuß, J.; Kampmeier, B.; Neske, M. (2022) Schlussbericht zum Verbundvorhaben TIMpuls - Brandschutztechnische Grundlagenuntersuchung zur Fortschreibung bauaufsichtlicher Regelungen im Hinblick auf eine erweiterte Anwendung des Holzbaus. Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe; Gülzow-Prüzen <https://doi.org/10.14459/2022md1661419>
- [2] DIN EN 1995-1-2:2010-12 (2010) Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1–2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Berlin: Beuth. Ausgabe Dez. 2010
- [3] Werther, N. (2016) Einflussgrößen auf das Abbrandverhalten von Holzbauteilen und deren Berücksichtigung in empirischen und numerischen Beurteilungsverfahren [Dissertation]. Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, TU München
- [4] Werther, N.; Schmid, J.; Fahrni, R.; Klippel, M. (2022) Hintergründe und Nachweisgrundlagen zur Brandschutzbemessung von Brettsperrholzkonstruktionen – Teil 1. Bautechnik 99, H. 8, S. 587–593. <https://doi.org/10.1002/bate.202200041>
- [5] prEN 1995-1-2:2020 (E) (2021) Eurocode 5 – Design of timber structures Part 1-2: Structural fire design. Final draft Sep. 5, 2021 for informal Enquiry
- [6] Rauch, M.; Suttner, E.; Werther, N. (2022) F-REI 90 – Ein analytisches Berechnungsverfahren für Holzrahmen- und Holzmassivbauteile bis zu einer Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten. BBSR-Online-Publikation 2/2022
- [7] DIN EN 13501-2: Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 2: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen; Deutsche Fassung EN 13501-2:2003; 2003-12 – aktuelle Fassung 2016-12
- [8] DIN EN 14135: Brandschutzbekleidungen - Bestimmung der Brandschutzwirkung; Deutsche Fassung EN 14135:2004-11
- [9] Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an Bauteile und Außenwandbekleidungen in Holzbauweise (MHolzBauRL); Fassung Oktober 2020
- [10] DIN EN 13381-7: Prüfverfahren zur Bestimmung des Beitrages zum Feuerwiderstand von tragenden Bauteilen - Teil 7: Brandschutzmaßnahmen für Holzbauteile; Deutsche Fassung EN 13381-7:2019-09
- [11] ISO 9705-1:2016-02 (2016) Reaction to fire tests - Room corner test for wall and ceiling lining products - Part 1: Test method for a small room configuration.
- [12] Brunkhorst, S.; Zehfuß, J. (2020) Experimental and Numerical Analysis of Fire Development in Compartment Fires with Immobile Fire Load. International Scientific Conference on Woods & Fire Safety. https://doi.org/10.1007/978-3-030-41235-7_28
- [13] DIN EN 1991-1-2/NA:2015-09 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke
- [14] Engel, T.; Kurzer, C.; Werther, N.; Brunkhorst, S.; Winter, S.: Aus der Forschung: TIMpuls - mehrgeschossige Holzbauten unter Feuer. FeuerTrutz Brandschutzkongress 2021.
- [15] Brunkhorst, S.; Zehfuß, J.; Engel, T.; Kurzer, C.; Werther, N.; Steeger, F.; Butscher, D.: TIMpuls Grossversuche an Holzbauten. In: Tagungsband der Braunschweiger Brandschutz-Tage 2021 in Braunschweig.

- [16] Engel, T.; Werther, N. (2022) Impact of mass timber compartment fires on the façade fire exposure; Fire Technology [Manuscript submitted for publication]
- [17] Épernon Fire Tests Programme (2020) Synthesis Report; Report n° EFTP-2020/01; October 13, 2020. <http://www.epernon-fire-tests.eu/>
- [18] Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise (MHFHolzR); Fassung Juli 2004
- [19] Rauch, M.; Werther, N.; Kurzer, C.; Winter, S.; Kaufmann, H.; et al (2019) dataholz.de - Abschlussbericht zum Forschungsprojekt dataholz.de. München, 2019
- [20] Dederich, L.; Sudhoff, P.; Kampmeier, B.; Rüter, N.; Winter, S.; Suttner, E.; Werther, N.: HolzbauRLBW - Abschlussbericht zum Forschungsprojekt. Rottenburg, 2020
- [21] Dederich, L.; Rüter, N.; Sudhoff, P.; Kampmeier, B.; Suttner, E. Werther, N.; Winter, S. (2021): Leitdetails für Bauteilanschlüsse in den Gebäudeklassen 4 und 5; Informationsdienst Holz
- [22] Engel, T. (2021) Aktuelle Erkenntnisse zur Planung von Holzfassaden. Tagungsband der EIPOS-Sachverständigentage Brandschutz 2021
- [23] Engel, T., Werther, N. (2021) Structural Means for Fire-Safe Wooden Façade Design. Fire Technol. <https://doi.org/10.1007/s10694-021-01174-2>
- [24] Dederich, L., et al.: Entwicklung einer Richtlinie für Konstruktionen in Holzbauweise in den Gebäudeklassen 4 und 5 gemäß der LBO B-W (HolzbauRLBW), Rottenburg / Neckar 2020
- [25] Suttner, E.; Werther, N.; Dumler, P.: Stand der Technik zur Qualität von Bauteil- und Elementfugen in Holzbaukonstruktionen im Hinblick auf den Durchtritt von Feuer und Rauch, Technische Universität München
- [26] Empfehlungen der Arbeitsgemeinschaft der Leiterinnen und Leiter der Berufsfeuerwehren und des Deutschen Feuerwehverbandes; Wirksame Löscharbeiten an Holzfassaden (2023-03)
- [27] DIN 4102-4:2016-05 – Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile

Autor

Stefan Winter mit Beiträgen von Thomas Engel, Norman Werther, Christoph Kurzer, Michael Merk

Technische Universität München
Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktionen
Arcisstraße 21
80333 München

Kontakt:
hbb@tum.de

Danksagung

Das Vorhaben TIMpuls wurde dankenswerterweise vom Bundesministerium für Ernährung und Landwirtschaft (BMEL) über den Projektträger Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe e. V. (FNR) gefördert. Eine umfangreiche Kofinanzierung der Holzwirtschaft erfolgte koordinierend über den Landesinnungsverband des Bayerischen Zimmererhandwerks.

Hochhäuser aus Holz – Zwischen Forschung und Praxis in der Schweiz

Charles Binck, Andrea Frangi

Zusammenfassung

Bis dato zählt die Schweiz drei Holz-Beton-Hybrid Hochhäuser. Mehrere Wohn- und Bürotürme befinden sich aktuell in Planung. Ein «reines» Holzhochhaus steht kurz vor dem Bau. Einige der Innovationen wurden im Forschungslabor der ETH Zürich getestet. Hierfür wurden in den vergangenen Jahren Versuche an speziellen Deckensystemen vollzogen und Dehnmessungen von hochbelasteten Holzstützen untersucht. Neuartige Holz-Beton-Verbund-Technologien wurden entwickelt, Langzeitversuche gestartet, sowie Versuche an neuen Verbindungstechnologien durchgeführt. Tiefgehende Untersuchungen zu den Themen Robustheit und Gebäudeaussteifungen sind im Gange.

Dieser Beitrag gibt einen Einblick in die Forschung und Praxis der hybriden Holzhochhäuser in der Schweiz. Wesentlicher Treiber der Bauten ist die zunehmende Suche nach ökologischen Konstruktionsbauweisen. Aus ingenieurtechnischer Sicht sind es Leuchtturmprojekte, die jedoch den wesentlichen Vorteil geringerer Eigenmasse genießen. Aktuell zeigen die drei schweizerischen Ausführungen ein im Schnitt 30% geringeres Eigengewicht als ihre Geschwisterbauten in konventioneller Bauweise auf. Mit einer Verringerung des Materialvolumens und einer nur geringfügigen Reduzierung der nutzbaren Fläche um 1% zeigen die ersten Pilotprojekte bereits wettbewerbsfähige Amortisationsgrade auf.

Stichworte mehrgeschossiger Holzbau, hybride Holzhochhäuser, Holz-Beton-Verbund, Holzstützen, Verformungen

1 Einleitung

In der Schweiz blickt der Holzbau auf Tradition. Doch haben sich die Dimensionen seiner Hochbauten in den vergangenen Jahren um ein Vielfaches skaliert. Neben der Entwicklung leistungsfähiger Bauprodukten sind die wesentlichen Treiber hierfür die sukzessive Liberalisierung der Brandschutzvorschriften und die Initiative der Bauherrschaften mit dem Baustoff Holz zu bauen. Möglichkeiten und daraus folgende Machbarkeiten stützen sich auf intensive Forschung, Entwicklung und Erfahrung der vergangenen Jahrzehnte.

Aktuell stehen in der Schweiz drei Holz-Beton-Hybrid Hochhäuser. Gebaut werden dürfen diese seit 2015 infolge der Lockerung der Brandschutzvorschriften [1]. Zwei von Ihnen rangen unter den bisher 10 höchsten hybriden Holzhochhäusern weltweit. Dass Forschung und Praxis dabei parallel verlaufen ist spannend, herausfordernd, aber auch wirkungsvoll. Denn die Praxis konstituiert somit die Disziplin, wo die Forschung hinzielen soll.

2 Holzhochhäuser in der Schweiz

Es sind Pilotprojekte mit vielen Gemeinsamkeiten. Denn entworfen sind die Hochbauten nach dem „Internationalen Stil“. Einst von Ludwig Mies van der Rohe [2] ins Leben gerufen, definiert dieser architektonische Stil die letzte der fünf Hochhausgeneration [3]. Hierbei übernimmt der innere Kern neben der gesamten vertikalen Erschließung der Gebäude die statische Funktion der horizontalen Aussteifung. Nach außen löst sich das Tragwerk in eine filigrane Stützen-Träger-Konstruktion auf. Die Gebäudehülle wird dabei als Fassade vorgehängt. Im Holzbau treffen sich die Gemeinsamkeiten in den Holz-Beton-Verbundrippedecken, welche bei den drei Bauten jedoch in unterschiedlicher Form ausgeführt worden sind. Der vertikale Lastabtrag erfolgt jeweils über geschossweise gestoßene und gelenkig gelagerte Pendelstützen. **Abb. 1** zeigt einen Auszug der Höhenentwicklung im mehrgeschossigen Holzbau und ordnet die drei Schweizer Bauten in die Skale ein.

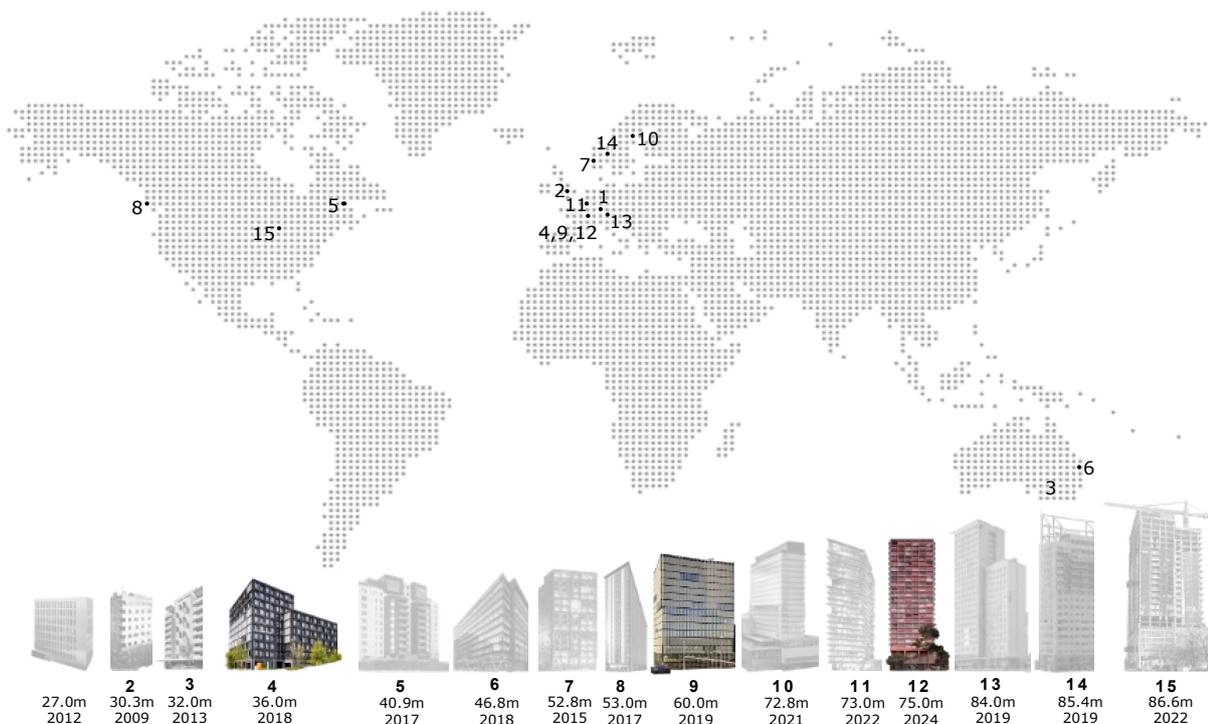


Abb. 1: Einordnung der Schweizer Holzhochhäuser in die Höhenentwicklung des mehrgeschossigen Holzbaus.

Entworfen wurden die drei Bauten von unterschiedlichen Architekten. Konstruiert und gerechnet hat jeweils ein anderes Ingenieurbüro, gebaut jedoch wurden die Türme vom Gleichen, von der Firma Erne Holzbau AG. Bei allen Bauten ist der innere Erschließungskern betoniert. Während Beton- und Holzbauarbeiten beim ersten Bau geschossweise parallel verliefen, waren die Baumeisterarbeiten bei den folgenden Projekten dem Holzbau mit einem Vorlauf von zwei Geschossen in Kletterschalung jeweils um knapp zwei Wochen voraus.

2.1 Erster Bau: „Suurstoffi 22“

Die Baufertigstellung des ersten Hybridhochhauses, dem „Suurstoffi 22“ erfolgte Mitte 2018. Ausgeführt wurde das Gebäude in Risch Rotkreuz nach den Plänen von Burkard Meyer Architekten (Architekt) und Erne Holzbau AG (Ingenieur). Der Hybridbau ist ein Konglomerat aus zwei sich überscheidenden Baukörpern unterschiedlicher Höhen. Der höhere Teil formt der zehngeschossige Turm mit einer Gesamthöhe von 36 m. Das Erdgeschoss ist in Betonbauweise ausgeführt, die darauffolgenden neun Obergeschossen in Hybridbauweise. **Abb. 2** bildet die wesentlichen geometrischen Kennzahlen ab.

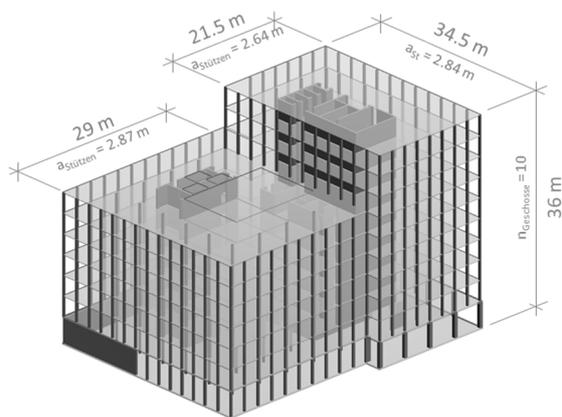


Abb. 2: Rohbaumodell des Projekts „Suurstoffi 22“ oberhalb Terrains (Nachmodelliert).

Vom betonierten Erschließungskern spannen die linear tragenden Holz-Beton-Verbundrippendecken zur Außenwand als Einfeldträger über variierende Spannweiten bis zu 8,5 m. Zwischen den Rippen ist die Gebäudetechnik untergebracht. Oberhalb des 12 cm starken Überbetons ist der Bodenaufbau mit ei-

nem Vergussmörtel und zusätzlichen Hohlboden gelöst. Der Regelgrundriss kann **Abb. 3** entnommen werden.

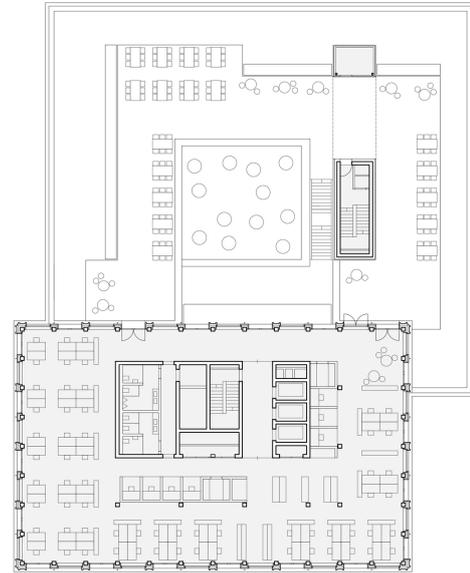


Abb. 3: Regelgrundriss vom „Suurstoffi 22“, ohne Maßstab. [Burkard Meyer Architekten]

Das Deckenmittelaufleger bilden einfeldrige Unterzüge in Baubuche GL70, welche die Lasten über Querdruck in die verjüngten Furnierschichtholzstützen ableiten. Fassadenseitig werden die Deckenlasten über deckenebene Unterzüge in die Stützen abgetragen. **Abb. 13** (links) zeigt ein Bild der Gebäudeinnenansicht. Weiterführende Bilder und detailliertere Projektinformationen können [4–6] entnommen werden.

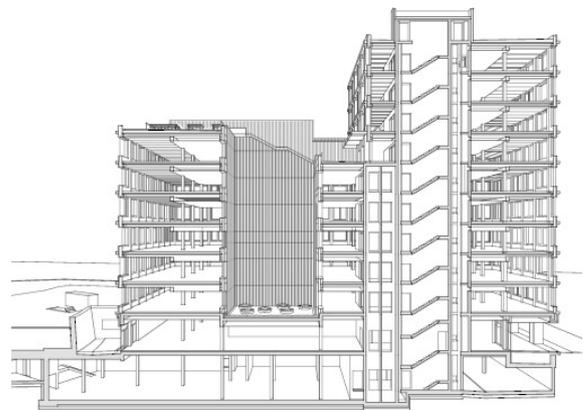


Abb. 4: Gebäudeschnitt, ohne Maßstab. [Erne Holzbau AG]

2.2 Zweiter Bau: „Arbo“

Auf dem gleichen Areal des ersten Hybridhochhauses – dem Suurstoffi Areal – wurde 2019 auf dem Baufeld 1 das „Arbo“ fertiggestellt. Der rechteckige Grundriss misst rund 42 x 19 m, wobei der Betonkern in Quer- richtung auf 1/3 der Gebäudebreite dimensioniert ist. Von diesem Kern spannen die Holz-Beton-Ver- bunddecken über 6.65 m bis zur Außenwand. In Ge- bäudelängsrichtung sind die Stützen im 4.05 m Raster angeordnet. Entworfen und geplant wurde der Bau von der ARGE Manetsch Meyer Architekten und Büro Konstrukt. Die Zusammenarbeit erfolgte mit Pirmin Jung Ingenieuren. Wesentliche Gebäu- dekenndaten können **Abb. 5** entnommen werden.

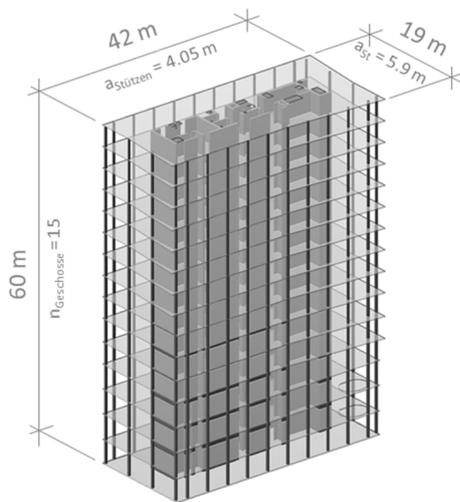


Abb. 5: Rohbaumodell des Projekts „Arbo“ oberhalb Terrains (Nachmodelliert).

Die Stützenquerschnitte des 60 m hohen Turms sind etagenweise entsprechend der Belastung dimensioniert und auf schlankest mögliche Querschnitte opti- miert. Durch die Wahl höherer Holzgüten konnten Querschnitte zwischen GL28h 280/320 mm, GL32h 340/340 mm und GL70 320/340 mm gewährleistet werden. Letztere tragen bis zu 3660 kN und wurden zur optischen Einheitlichkeit mit einer umlaufenden 20-30 mm starken Fichtenholzlamellenverkleidung auf 360/400 mm Querschnitte bekleidet [7]. Die Erd- geschossstützen sind in 1.2 m Höhe auf eine außer- gewöhnliche Anpralllast von 180 kN bemessen [8].

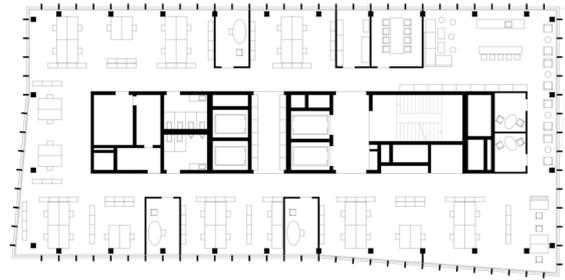


Abb. 6: Regelgrundriss des „Arbo“, ohne Maßstab. [Manetsch Meyer Architekten / Büro Konstrukt]

Abb. 6 zeigt den Regelgrundriss des Gebäudes. In Analogie zum Nachbarbau „Suurstoffi 22“ wurden die Holz-Beton-Verbunddecken im Werk vorfabri- ziert. Lediglich die Schubnocken der zum Teil decken- ebenen Unterzügen wurden beim „Arbo“ mit einem Vergussmörtel ausgegossen. Um das Tragverhalten dieser Kervenverbindung im hohen Lastbereich em- pirisch zu untersuchen, wurde ein Versuchskörper im Maßstab 1:1 an der ETH Zürich getestet. Technische Details und weiterführende Informationen können [5,7–9] entnommen werden.

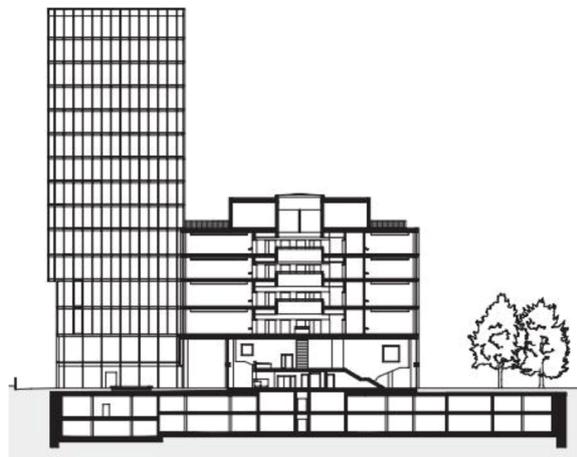


Abb. 7: Hochhausansicht mit Querschnitt durch den Anschluss- bau. [Manetsch Meyer Architekten / Büro Konstrukt]

2.3 Dritter Bau: „Zwhatt“

Das von Boltshausen Architekten entworfene Hoch- haus „Zwhatt“ ist ein 75 m hoher Hybridbau in Re- gensdorf. Im Gegensatz zu den anderen zwei Hybridbauten, bringt das „Zwhatt“ überwiegend Wohnungen unter. Nur der dreigeschossige Betonso- ckel nimmt gewerbliche Funktionen auf. Besonder- heit sind die tragenden Holzbauteile, welche

ganzheitlich aus Buchenstabschichtholz der Güte GL40h ausgeführt worden sind. In Analogie zu den vorherigen zwei Bauten erfolgt die Gebäudeaussteifung über den betonierten Erschließungskern. Die vertikalen Lasten werden von den Holz-Beton-Verbunddecken über den Kern und die Holzstützen abgetragen. **Abb. 8** veranschaulicht den 24-geschossigen Rohbau.

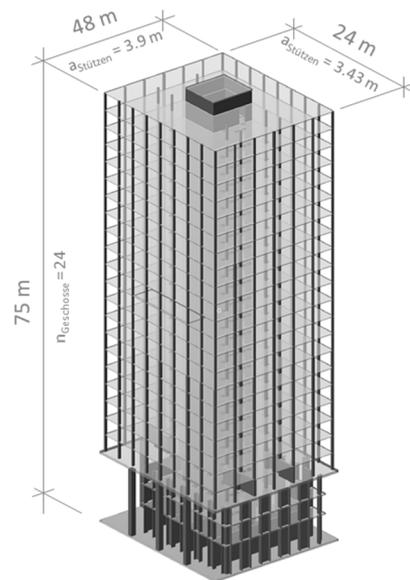


Abb. 8: Rohbaumodell des Projekts „Zwhatt“ oberhalb Terrains (Nachmodelliert).

Die Tragwerksplanung erfolgte in einer Ingenieurgemeinschaft mit der B3 Kolb AG (Holzbau) und Schnetzer Puskas Ingenieuren (Betonbau). Wie bei den Bauten „Surstoffi 22“ und „Arbo“ konnte auch beim Projekt „Zwhatt“ das Holztragwerk dank dem Einbau einer Sprinkleranlage auf einen 60-minütigen Feuerwiderstand dimensioniert werden. Gegenüber dem baulichen Brandschutzkonzept erlaubt hier das Löschanlagenkonzept in der Schweiz eine Reduktion des Feuerwiderstandes der tragenden Bauteile außerhalb des vertikalen Fluchtweges um 30 Minuten, vgl. Abschnitt 4. Der Grundriss eines Regelgeschosses ist in **Abb. 9** abgebildet.

Bezüglich der strukturellen Robustheit haben die Ingenieure die Struktur auf einen Stützensausfall dimensioniert [10]. Hierzu wurden die Holzstützen über werkseitig eingeklebte Gewindestangen vor Ort miteinander verbunden. Im Fall eines außergewöhnlichen Stützensausfalls sind die Geschosse demgemäß

auch auf Zug miteinander verbunden. Die im Stützensausfall resultierenden Schnittgrößen sollen über einen gesonderten Anschluss in die Nachbarfelder umgeleitet werden können, welcher im Versagensfall aktiv wird. Durch den Zusammenschluss der Deckenquerträger sollen die ursprünglich ausgelegten Einfeldträger so als Kettenbindeglied aktiviert werden.

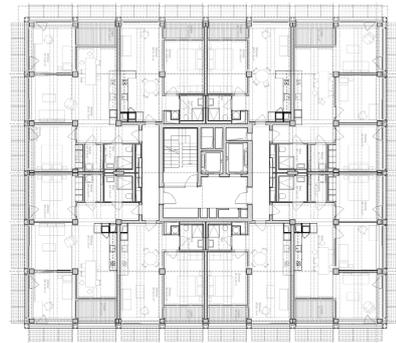


Abb. 9: Regelgrundriss des „Zwhatt“, ohne Maßstab. [Boltshauser Architekten]

Zur Gewährleistung dieses alternativen Lastpfades können die erhöhten Lasten gemäß [10] über die gesondert ausgelegte Druckzone im Überbeton und ein zusätzlich angeschraubtes Stahlblech in der Biegezugzone der Rippen umgeleitet werden, vgl. **Abb. 11** und **Abb. 12**. Weitere Anschlussbilder und Erläuterungen des Stützenknotens können [10] und [11] entnommen werden.



Abb. 10: Gebäudequerschnitt, ohne Maßstab. [Boltshauser Architekten]



Abb. 11: Produktions- und Montagebilder der Projekte (v.l.n.r.) „Suurstoffi 22“, „Arbo“, „Zwhatt“. [Bildnachweis v.l.n.r.: Markus Bertschi, Pirmin Jung Ingenieure, Charles Binck].



Abb. 12: Produktions- und Montagebilder der Projekte (v.l.n.r.) „Suurstoffi 22“, „Arbo“, „Zwhatt“. [Bildnachweis v.l.n.r.: Markus Bertschi, Pirmin Jung Ingenieure, Charles Binck].



Abb. 13: Gebäudeinnenansichten der Projekte (v.l.n.r.): „Suurstoffi 22“, „Arbo“, „Zwhatt“. [Bildnachweis v.l.n.r.: Roger Frei, Pirmin Jung Ingenieure, Charles Binck].

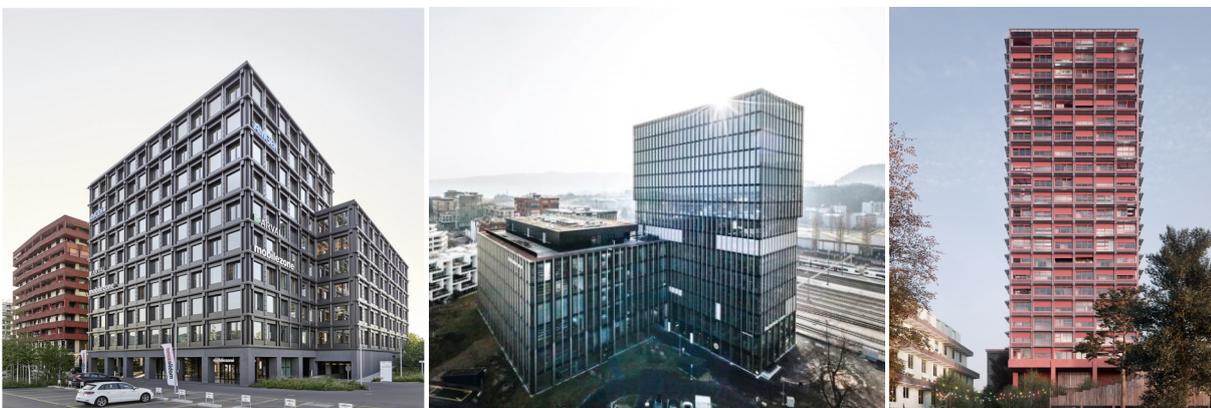


Abb. 14: Gebäudeaussehen der Projekte (v.l.n.r.): „Suurstoffi 22“, „Arbo“, „Zwhatt“. [Bildnachweis v.l.n.r.: Roger Frei, Zug Estates AG, Boltshauser Architekten (Rendering)]

3 Vorteil Holz

Eine Frage die selten im Vordergrund des Bauschaffens steht ist wie schwer unsere Bauten sind. Die Bewertung und Optimierung der Gebäude erfolgen in erster Linie hinsichtlich Kosten und der Energieeffizienz. Bei zunehmender Gebäudehöhe erhält das Gebäudeeigengewicht jedoch eine immer stärkere Signifikanz. Denn je geringer die ständigen Lasten ausfallen, umso effizienter können die Tragwerke konzipiert werden. Für die klimapolitische Diskussion emissionsärmerer Bauweisen steht hier die Gebäudemasse in engstem Zusammenhang. Aus Sicht der Tragwerksplanung kommt dem Holzbau da sein Vorteil der hohen Materialeffizienz zum Tragen.

Denn im Vergleich zu Geschwisterbauten in konventioneller Stahlbetonbauweise bringen die drei Hybridbauten der Schweiz im Schnitt 30% weniger Eigenmasse auf die Waage. Dies hat zur Folge, dass Untergeschosse und Fundationen bei gleichbleibender Nutzlast für rund 1/3 geringere Lasten dimensioniert werden müssen. Der Vergleich wurde gegenüber sieben ausgeführten Wohn- und Bürotürmen in der Schweiz vollzogen, welche in Betonbauweise mit Flachdecken konzipiert sind und zwischen 50 und 110 m aufzeigen.

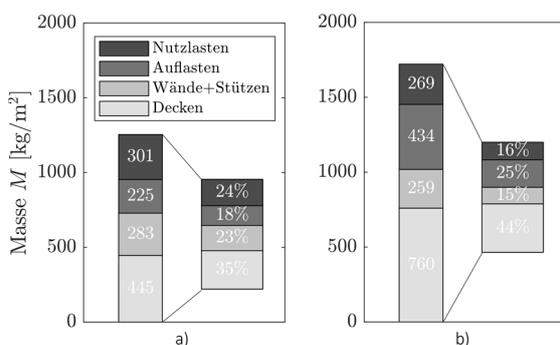


Abb. 15: Verhältnis der Gesamtmassen bei Hochhäusern: Durchschnittswerte für a) Holz-Beton-Hybridbauten und b) Hochhäuser in Beton, basierend auf 10 Gebäudeanalysen (3 Hybridbauten, 7 Betonbauten).

Abb. 15 zeigt den Vergleich zwischen den Hochhäusern in Holz-Beton-Hybridbauweise und den Vergleichsbauten in Betonbauweise. Gegenübergestellt sind Tragwerkseigengewicht, Ausbaulast und Nutzlast, auf welche die Bauten ausgelegt wurden. Die

Angaben der Holz-Beton-Hybridbauten sind das Mittel der drei ausgeführten Bauten. Für die Angaben der Vergleichsbauten in Betonbauweise entsprechen die Angaben dem Mittel der sieben Referenzbauten. Zur Erfassung der Werte wurden die Gebäude nach ihren Ausführungsplänen mit den zulässigen Ausbaulast und Nutzlasten nachmodelliert.

Im Schnitt kommen die drei Hybridbauten auf eine Eigenmasse von 953 kg/m² Bruttogeschossfläche. Diese Eigenmasse resultiert aus Tragwerk und Ausbaulasten. Demgegenüber sind die Betonbauten im Schnitt rund 500 kg/m² schwerer. Tragwerkseigengewicht und ständige Lasten infolge des Ausbaus belegen bei Letzteren mit 1453 kg/m² rund 84 % der gesamten Gebäudemasse. Nur 16 % der charakteristischen Gesamtlasten belegen bei den konventionellen Betonhochbauten die Nutzlast, Vgl. **Abb. 15**.

Diese Gewichtsreduktion resultiert insbesondere durch die Betoneinsparung in den Flachdecken von konventionellen Betonhochbauten. Denn werden die Hybridtragwerke gesamtheitlich betrachtet (oberhalb Terrains), dominiert im Materialvolumen weiterhin der Beton. Gegenüber der Gesamteinsparung von Betonvolumen – infolge statisch effizienter Rippendecken – ist die Gewichtseinsparungen des reinen Materialersatzes nur sehr begrenzt, da der Holzanteil bei den Hybridbauten aktuell im Schnitt erst 25 % belegt. (**Abb. 16**).

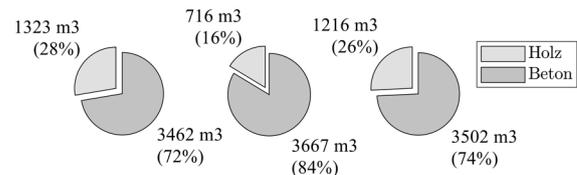


Abb. 16: Verhältnis des Materialvolumens in den Tragwerken der drei Hybridbauten.

Mit einer Verringerung des Materialvolumens infolge schlanker Rippendecken und einer nur geringfügigen Reduzierung der nutzbaren Fläche um weniger als 1%, zeigen die ersten Pilotprojekte in Hybridbauweise bereits sehr interessante Amortisationsgrade auf. Und so erhält der Baustoff im Hochbau eine zunehmende Signifikanz, wo ihn seine statische Effizienz und kongenitale Leichtbaueigenschaft befeuert.

Da Eigenmasse plötzlich wieder zum Ausschlagkriterium wird, definiert sich der altbewährte Baustoff im Hochbau neu. Aus Sicht der Tragwerksplanung wird sich dieser Reiz zur Holzbauweise zukünftig evtl. weiter verstärken, wenn Material- und Kosteneinsparungen in den darunterliegenden Geschossen und Foundationen erzielt werden sollen.

4 Wesentliche Tragwerksanforderungen an Hochhäuser

4.1 Allgemeines

Die Hochhausgrenze ist länderspezifisch geregelt und wird i.d.R. von den Bauordnungen und Brandschutzbehörden definiert. In der Schweiz gelten Bauten über 30 m als Hochhäuser. In Deutschland definiert ein Hochhaus ein Gebäude mit einer Fußbodenhöhe des höchstgelegenen Aufenthaltsraumes über 22 m. Die Anforderungen an Hochhäuser sind hoch. Neben dem Brandschutz bilden aus Sicht der Tragwerksplanung insbesondere die horizontale Aussteifung sowie die strukturelle Robustheit eine wesentliche Herausforderung diese im Einklang mit den übergreifenden Gewerken zu erbringen.

Ein Auszug der aktuellen Anforderungen soll im Nachfolgenden einen Überblick verschaffen. Fokussiert wird hierbei auf die Anforderungen des Brandschutzes, der Gebrauchstauglichkeit und der Robustheit.

4.2 Brandschutz

Wie hoch wo in Holz gebaut werden darf, hat [12] anschaulich in 2015 illustriert. Während in der Schweiz Holzhochhäuser mit einem Standardbrandschutzkonzept aktuell bis zu 100 m ausgeführt werden dürfen, sind diese Holzbauten in Deutschland bauordnungsrechtlich bis dato nicht als Standard erlaubt. Nur mit einer Zustimmung im Einzelfall, wie beim rund 65 m hohen „Roots“ in Hamburg, können derartige Brandschutzkonzepte erarbeitet werden. Unabhängig der Form dürfen in der Schweiz brandschutzgekapselte Holzbauteile für jede Bauteilart bis 100 m Gebäudehöhe ohne Zustimmung im Einzelfall eingebaut werden. Wird das Bauwerk für ein Lösch-

anlagenkonzept umgesetzt – d.h. mit einer Sprinkleranlage, so dürfen linear tragende Holzbauteile in Hochhäusern auch sichtbar ausgeführt werden. Im letzteren Fall sind die Bauteile auf einen Feuerwiderstand von 60 Minuten zu dimensionieren. Die Sprinkleranlage erfüllt dabei den Vollschutz. Lohnend ist dies insbesondere, da in der Schweiz Sprinkleranlagen direkt ans Trinkwassernetz angeschlossen werden und nicht über zusätzliche Wasserreservoirs bespeist werden müssen.

Eine Gegenüberstellung der wesentlichen Brandschutzanforderungen führt **Tab. 1** auf. In ihr definiert die Bezeichnung den erforderlichen Feuerwiderstand, die Farblegende grenzt die zugehörige Baustoffanforderung ab. In Grau markierte Werte lassen Holzbauteile sichtbar zu. Blaue Vermerkungen erlauben Holzbauweisen unter Ausführung zusätzlicher Brandschutzmaßnahmen, wie bspw. Brandschutzbekleidungen oder Kapselungen. Bauteile in schwarzer Markierung sind nicht in Holzbauweise zulässig. Die unterstrichenen Angaben beziehen sich auf das Löschanlagenkonzept, d.h. auf Gebäude mit einer Sprinkleranlage. Wichtig ist an dieser Stelle zu erwähnen, dass neben den in der Tabellenfußzeile aufgeführten Spezifikationen weitere Ausnahmen in Einzelfällen gelten

Tab. 1: Wesentliche Zusammenfassung und Vergleich aktueller Brandschutzanforderungen oberhalb Terrains für Gebäude in der Schweiz und in Deutschland. Anforderungen auf Basis der VKF Brandschutzrichtlinie 13-15 [13], 14-15 [14] und 15-15 [1] für die Schweiz und den Musterordnungen MBauO 2022 [15] und MHolzBauRL 2020 [16] für Deutschland.

	Schweiz				Deutschland			
Zeichnung Gebäude, Stützen, Träger, Decken, Kernwände, Seitenwand								
Höhe [m]	≤11	>11-30	>30-100	>100 ^[5]	≤7	>7-13	>13-22	>22 ^[e]
Gebäudekategorie	Gebäude geringer Höhe ^[4]	Gebäude mittlerer Höhe ^[4]	Hochhaus	Hochhaus	Gebäudeklasse 3	Gebäudeklasse 4	Gebäudeklasse 5	Gebäudeklasse 5
Tragwerk	R 30 ^[1] <u>k.A.</u>	R 60 ^[1] <u>R 30^[1]</u>	R 90 <u>R 60</u>	-	R 30	R 60	R 90 ^[a]	R 90
Brandabschnittsbildende Decken	REI 30 ^[1] <u>EI 30</u>	REI 30 <u>REI 30</u>	REI 90 <u>REI 60^[3]</u>	-	REI 30	REI 60	REI 90 ^{[b][c]}	REI 90
Brandabschnittsbildende Wände	EI 30 ^[2] <u>EI 30</u>	EI 30 ^[2] <u>EI 30</u>	EI 60 <u>EI 30</u>	-	EI 30	EI 60	EI 90 ^{[b][c]}	EI 90
Vertikaler Fluchtweg	REI 30 <u>REI 30^[2]</u>	REI 60 <u>REI 60^[2]</u>	REI 90 <u>REI 90</u>	-	REI 30	REI 60	REI 90	REI 90
Außenwandbekleidung Baustoffanforderungen	RF3 <u>RF3</u>	RF2/RF3 <u>RF3</u>	RF1 <u>RF1</u>	-	ne	se ^[d]	se ^[d]	nbb
Spezifikationen (Auszug)	<p>RF3 = zulässiger Brandbeitrag, RF2 = geringer Brandbeitrag, RF1 = kein Brandbeitrag. ne = normalentflammbar, se = schwerentflammbar, nbb = nichtbrennbar.</p> <p>[1] Reduzierung möglich für spezifische Bauten. [a] ausgenommen Mittel- und Großgaragen.</p> <p>[2] Einseitige Brandschutzplatte mit 30 Minuten Feuerwiderstand auf Sichtseite des horizontalen Fluchtweges erforderlich. [b] Anforderungen geltend für Massivholzbauweise. Für Holzrahmen- und Holztafelbauweisen sind Decken- und Wandkonstruktionen umlaufend mit Brandschutzplatten zu schützen.</p> <p>[3] Sichtbar tragende Flächen in Laubholz (RF2) möglich, in Nadelholz (RF3) dürfen nur lineare tragende Bauteile sichtbar und ohne Brandschutzbekleidungen und -kapselungen ausgeführt werden. [c] Aufteilungskonzept der brennbaren Bauteiloberflächen pro Nutzungseinheit erforderlich. So sind Decken oder maximal 25% der Wandflächen mit brennbaren Oberflächen zulässig. Ansonsten sind Brandschutzbekleidung (30 Minuten) erforderlich.</p> <p>[4] Für Beherbergungsbetriebe (Krankenhäuser, Pflegeheime, Hotels,...), Räume mit großer Personenbelegung, Verkaufsgeschäfte, sowie Industrie- und Gewerbebauten mit hoher Brandlast (q > 1000 MJ/m²) gelten teilweise höhere Anforderungen. [d] Fassade bedingt in Holzbauweise zulässig unter Begrenzung der Brandausbreitung und konstruktiven Maßnahmen.</p> <p>[5] Anforderungen nicht definiert → Zustimmung im Einzelfall. [e] Bauordnungsrechtlich nicht in Holzbauweise erlaubt. Brandschutzkonzepte für eine Holzbauweise können je nach Bundesland jedoch mit Zustimmungen im Einzelfall erarbeitet werden.</p>							

Legende:
 Grau: in Holzbauweise sichtbar zulässig.
 Blau: In Holzbauweise mit zusätzlichen Brandschutzmaßnahmen zulässig (Brandschutzbekleidungen, Kapselungen,...)
 Schwarz Bauordnungsrechtlich nicht mit Standardkonzept in Holzbauweise zulässig.
Unterstrichen: Löschanlagenkonzept (mit Sprinkleranlage)

4.3 Gebrauchstauglichkeit

Mit zunehmender Gebäudehöhe werden die Abmessungen des Holztragwerks weniger durch Festigkeitskriterien, sondern vielmehr durch die Gebrauchstauglichkeit bestimmt. Für schlanke Bauten in schwachen Erdbebenregionen erfolgt die Beurteilung dabei weitestgehend durch die Leiteinwirkung Wind, da diese mit zunehmender Gebäudehöhe einen exponentiellen Einfluss erlangt. Die Gebrauchstauglichkeit wird durch das Schwingungsverhalten bei Windböen bewertet. Die Beurteilung erfolgt demnach an den maximal auftretenden Gebäudebeschleunigungen und -verformungen.

Zur Erfassung der Werte gibt ISO 10137 [17] Grenzwerte zur Beurteilung der Gebäudekopfbeschleunigungen an. Die Bewertungskurven basieren auf Empfindungsschwellen der menschlichen Wahrnehmungen. Für Wohnungen sind die Anforderungen höher, die maximalen Kopfbeschleunigungen sind auf 2/3 der Grenzwerte für Büros festgelegt und entsprechen dem 90 %-Niveau der Wahrnehmungswahrscheinlichkeit [17]. Die Spitzenbeschleunigungen sind dabei nach den geltenden Normen zu erfassen. Für eine Bemessung nach Eurocode können die Erwartungswerte nach EN 1991-1-4 Anhang B [18] ermittelt werden. Sie sind für Gebäude bis zu 200 m ansetzbar. Die Beschleunigungen sind dabei auf Grundlage einer einjährigen Wiederkehrperiode mit einem Wahrscheinlichkeitsfaktor von $c_{prob} = 0.73$ zu berechnen, um mit den Grenzwerten der ISO 10137 [17] übereinzustimmen.

Im Gegensatz zu den Beschleunigungen werden die maximal zu erwartenden Gebäudeverformungen für eine höhere Wiederkehrperiode berechnet. Die Grundbemessung nach EN 1991-1-4 basiert auf einer 50-jährigen Wiederkehrperiode. Soll die Berechnung für eine höhere Wiederkehrperiode erfolgen, können die Ersatzlasten mit dem Wahrscheinlichkeitsfaktor c_{prob} erhöht werden. Für die Grenzwerte der Verformungen gibt es in der Literatur keinen Konsens [19,20]. Zur Vermeidung von Schäden an nichttragenden Bauteilen liegen die aktuellen Empfehlungen jedoch in einem Bereich zwischen 1/300 bis 1/1000 der Gebäudehöhe H für die Spitzenverformungen u_{peak} . Für die Verformungsbegrenzung innerhalb der Geschosse δu_{peak} gilt die Geschosshöhe h_s [19,20]:

$$u_{peak} \leq \frac{H}{300} \div \frac{H}{1000} \quad (1)$$

$$\delta u_{peak} \leq \frac{h_s}{300} \div \frac{h_s}{1000} \quad (2)$$

Die Grenzwerte sind projektspezifisch zu eruieren und im Einklang mit den weiteren Gewerken zu definieren. Zum Vergleich: Beim Projekt Zwhatt wurde ein Verformungskriterium von $u_{peak} \leq H/700$ gewählt.

4.4 Strukturelle Robustheit

Grund der steigenden Anforderungen an die strukturelle Robustheit von Tragwerken sind die mit zunehmender Gebäudegröße steigende Risiken möglicher Versagensszenarien und deren potenziell einhergehenden Folgen. Diese Schädigungen auf ein Ausmaß zu begrenzen, welche in einem vertretbaren Verhältnis zur Ursache stehen, ist Ziel der robustheitsbezogenen Bestrebungen in der Planung von Tragwerken.

Die Anforderungen an die Robustheit beziehen sich dabei stets auf die Begrenzung der Schäden. Das Maß ist jedoch nicht normiert und ist projektspezifisch zu eruieren. Denn die Verhältnismäßigkeit variiert. Und das ganzheitliche Verhindern von möglichen Bauteilversagen wäre unverhältnismäßig. Ein lokales Versagen infolge außergewöhnlicher Einwirkungen sollte daher in Abhängigkeit des Risikos in Betracht gezogen werden. Hierbei sollte die Gesamttragfähigkeit erhalten bleiben und die Stabilität des Tragwerks nicht gefährdet werden. Dementsprechend ist es in EN 1991-1-7 [21] definiert. Im Wesentlichen gibt es dabei drei mögliche Nachweisverfahren, um Schäden zu begrenzen und die Robustheit gegenüber einem Bauwerksversagen zu vergrößern. **Abb. 17** illustriert die Konzepte am Beispiel eines Stützenentfalls.

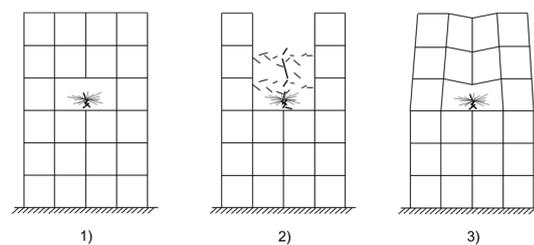


Abb. 17: Nachweisconzepte für die strukturelle Robustheit am Beispiel eines Stützenausfalls. 1) Überdimensionierung, 2) Segmentierung und Aufprallanalyse, 3) Duktilitätsanalyse.

Auf die Nachweisführung soll im Rahmen dieses Beitrags nicht weiter eingegangen werden. Ein Vorschlag wie die Tragwerksbemessung bezüglich der drei illustrierten Konzepte erfolgen kann, wird im Rahmen einer bevorstehenden Lignatec Publikation [22] Anfang 2025 aufgezeigt.

5 Stand der Forschung

5.1 Übersicht

Alle drei, der unter Abschnitt 2 aufgeführten schweizerischen Hybridbauten haben Forschungsvorhaben ausgelöst, welche in Zusammenarbeit mit den Projektpartnern an der ETH Zürich durchgeführt wurden. Während sich die ersten Untersuchungen der Holz-Beton-Hybridhochhäusern auf die differentiellen Verformungen beider Baustoffe in der vertikalen Lastabtragung konzentriert haben [23,24], wurden für den zweiten und dritten Bau spezielle Holz-Beton-Verbunddecken getestet [8,25]. Laufende Forschungsvorhaben zu neuartigen Deckensystemen befassen sich mit zweiachsig tragenden und gewichtseinsparenden Holz-Beton-Verbunddecken [26], sowie mit Klebtechnologien für die Betonapplikation im Trockenverfahren [27,28].

Aktuelle Forschungsarbeiten befassen sich derzeit mit Aussteifungssystemen für ganzheitliche Holzhochhäuser und der strukturellen Robustheit der Großbauten. Im Nachfolgenden werden die Projekte „Monitoring“, „HBV Decken“, „Aussteifungssysteme“ und „Robustheit“ kurz beschrieben.

5.2 Monitoring – Dehnmessungen an hochbelasteten Stützen

Zu Beginn der ersten Holz-Beton-Hybridhochhäuser hatte die Verwendung von Holz in der Schweiz die Frage zum differentiellen Verformungsverhalten zwischen den vertikal lastabtragenden Beton- und Holzbauteilen aufgegriffen. Aus diesem Grund wurde das Verformungsverhalten hochbelasteter Tragelemente in den ersten beiden Bauten, dem „Suurstoffi 22“ und dem Projekt „Arbo“ untersucht [23,24]. Hierzu wurde ein faseroptisches Messsystem verwendet, das die kontinuierliche Messung der Bauteildehnungen über die Messlänge ermöglichte. Die angewandte faseroptische Sensorik erlaubte Stauchungen

und Dehnungen mit einer hohen Genauigkeit ($\sim 5 - 10 \mu\epsilon$) in jedem Messabschnitt über eine maximale Distanz von rund 70 m zu messen. Ziel der Untersuchung war die Messdaten im Anschluss mit Modellierungsergebnissen zu vergleichen, um die verschiedenen Langzeitanteile der Verformungen (Zeit, Luftfeuchte, Temperatur) zuordnen zu können.

Einen ausführlichen Schlussbericht des Forschungsvorhabens ist in [23] dokumentiert. [24] fasst die Untersuchungen des zweiten Baus zusammen. Gemessen wurden die Stauchungszunahmen im Zuge des Baufortschritts, d.h. infolge ansteigender Belastung. Der zeitliche Rahmen der Auswertung war hier bei beiden Bauten auf die jeweilige Bauzeit von insgesamt rund einem Jahr begrenzt. Die beim Projekt „Arbo“ dabei gemessenen, absoluten Stauchungen in einer Randstütze an der Fassade sind in **Abb. 18** aufgeführt.

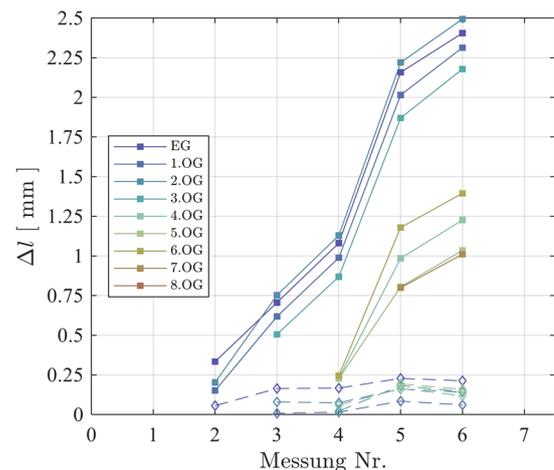


Abb. 18: Absolute Verformungen während der Bauzeit in den Stützen beim Projekt „Arbo“ (BF1). Die durchgezogenen Linien beschreiben die Verformungen über die lichte Stützenlänge, die gestrichelten Linien sind die Stützenverformungen innerhalb des jeweiligen Deckenübergangs. Aus [23].

Die Untersuchungen ermöglichten die Validierung des gewählten rheologischen Modellierungsansatzes. Mithilfe des Modells konnte die Vorhersage der langfristigen Stützenverformungen bestätigt werden. Während Messungen an Brettstichholzstützen aus Nadelholz wie auch an Baubuche GL70 ausgeübt worden sind, konnte im Anschluss auf Basis der Ergebnisse bestätigt werden, dass die rheologischen Parameter für den Fall einer quantitativen Abschätzung von Langzeitverformungen für Fichtenholz

auch für Baubuche verwendet werden können. **Abb. 19** zeigt die modellierten (durchgezogenen Linien) und gemessenen Verformungen der in **Abb. 18** untersuchten Stütze. Weiterführende Informationen und Ergebnisse zu den differentiellen Verformungen zwischen Beton und Holz können [23] entnommen werden.

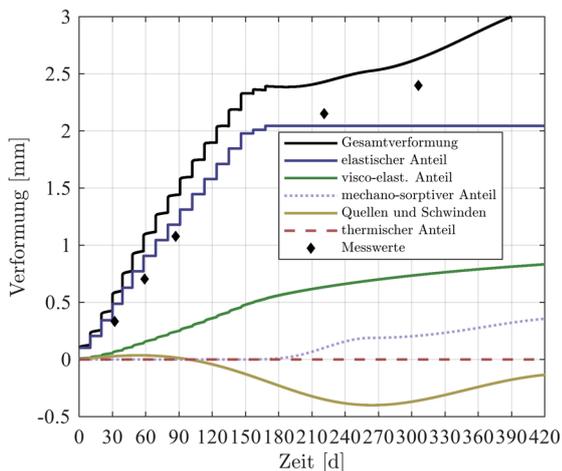


Abb. 19: Gegenüberstellung der modellierten und gemessenen Verformungen der aus **Abb. 18** untersuchten Stütze über eine Länge von 3.8 m im EG. (Projekt „Arbo“ (BF1)). Aus [23]

Die aus dem Forschungsvorhaben wesentlichen Erkenntnisse sind:

- Die Modellrechnungen können gute Übereinstimmungen der Verformungszunahmen vorhersagen.
- Die Messergebnisse liegen unterhalb der theoretischen Verformungen nach Eurocode 5 [29], welche mit dem Faktor k_{def} ermittelt werden. Jedoch muss an dieser Stelle betont werden, dass der untersuchte Zeitraum mit knapp einem Jahr sehr kurz war.
- Die Verformungsdifferenz zwischen betoniertem Erschließungskern und den Holzstützen betrug im Mittel 2 mm. Aus den Messungen ist ersichtlich, dass ein paralleler Bauablauf unproblematisch ist. Die Berechnungen weisen jedoch darauf hin, dass diese Differenz über die Jahre weiter zunehmen wird.

5.3 Holz-Beton-Verbunddecken

Projekt „Zwhatt“

Mit dem Projekt „Zwhatt“ wurde ein Forschungsprojekt zu Holz-Beton-Verbunddecken mit Buchen-Stabschichtholz lanciert. Hierzu wurden Langzeitversuche mit unterschiedlichen Belastungen gestartet, wofür aufgrund andauernder Messungen derzeit noch keine Ergebnisse vorliegen. Neben einer 7.8 m spannenden Rippendecke erfolgen Messungen an diversen Einzelträger in Holz-Beton-Hybridbauweise mit unterschiedlichen Belastungsgrößen.

Aufgrund auch fehlender Untersuchungen zum kurzzeitigen Verformungsverhalten von HBV-Schubverbindern in Buchen-Stabschichtholz wurden parallel zu den Langzeituntersuchungen 30 Push-Out-Versuche ausgeführt. Steifigkeiten und Festigkeiten wurden dabei ermittelt, um am Schluss ein ganzheitliches Rechenmodell für den Verbund im Buchen-Stabschichtholz zu erhalten. **Abb. 20** zeigt den Versuchsaufbau aus [25].

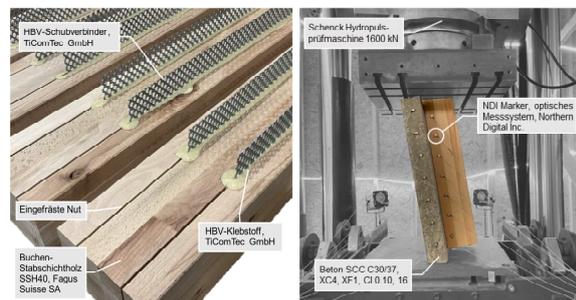


Abb. 20: Prüfkörper vor der Betonage (links) und eingebauter Versuchskörper im Versuchsstand (rechts). Aus [25]

Auslöser der Versuche war die vorläufige Annahme, dass die verwendete Holzgüte (Buchen-Stabschichtholz, SSH 40) gegenüber den Gleichungen in der Zulassung (Nadelholz) einen Einfluss aufzeigen wird. Diese Annahme konnte durch die Versuche jedoch als falsch erwiesen werden, da die Verbindungssteifigkeit maßgeblich durch die Steifigkeit der Lochbleche bestimmt wird. Die Ergebnisse der Versuchskampagne wurden in [25]. **Abb. 21** zeigt das Kraft-Verformungsverhalten der unterschiedlichen Testserien aus [25].

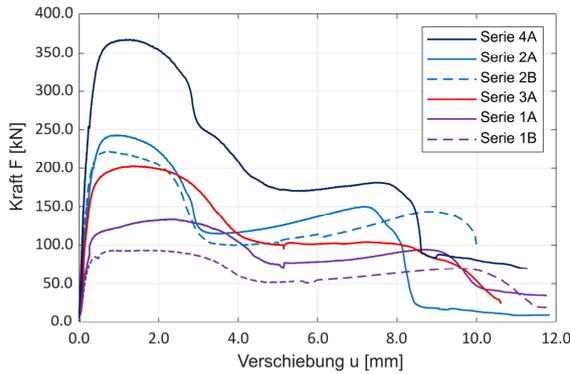


Abb. 21: Auszug der Ergebnisse des Kraft-Verformungsverhaltens der sechs Versuchsserien. Aus [25].

Neben der wesentlichen Erkenntnis, dass die Streckmetalle bei korrekter Einkerbung in Buchen-Stabschichtholz keine höheren Steifigkeiten gegenüber Nadelholzrippen erzielen, konnte der geringe Einfluss einer Zwischenfolie quantifiziert werden. Der Unterschied zwischen Festigkeit und Steifigkeit der getesteten Buchen-Stabschichtholz Versuchskörpern mit und ohne Folie kann **Abb. 22** entnommen werden.

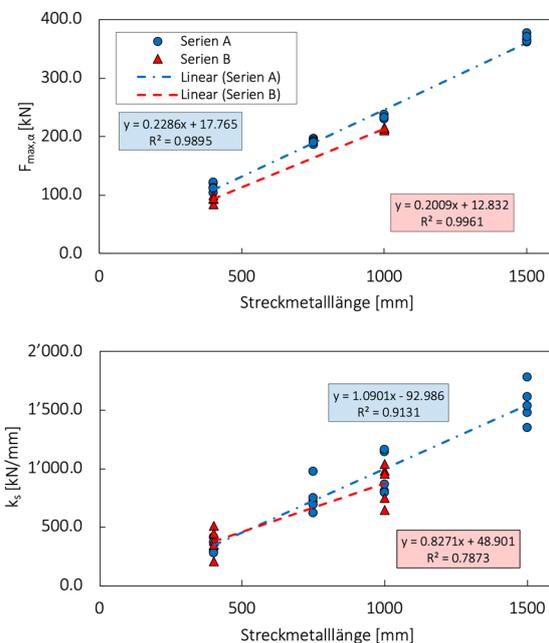


Abb. 22: Tragfähigkeit (oben) und Steifigkeit (unten) gegenüber der Streckmetalllänge zwischen den Literaturwerten an Nadelholzproben (violett) und an Buchen-Stabschichtholz (rot). Aus [25]

Projekt „PI“ und „Rocket“

Im Rahmen eines zweistufigen Forschungsprojekts wird für zwei sich in Planung befindenden Hochhäuser eine biaxial tragende Holz-Beton-Verbunddecke entwickelt. Während zu Beginn Untersuchungen an Decken mit Baubuche-Q-Platten erfolgten [26], konzentrieren sich aktuelle Untersuchungen auf Verbunddecken mit Brettspertholz unterschiedlicher Güten und Abmessungen. Der Verbund erfolgt dabei über Stahlröhre, welche eine flexible Zwischenschicht für eine wahlweise Leitungsführung und Zwischendämmung ermöglichen. **Abb. 23** zeigt den Deckenaufbau einer biaxial spannenden Decke mit Baubuche-Q-Platten.

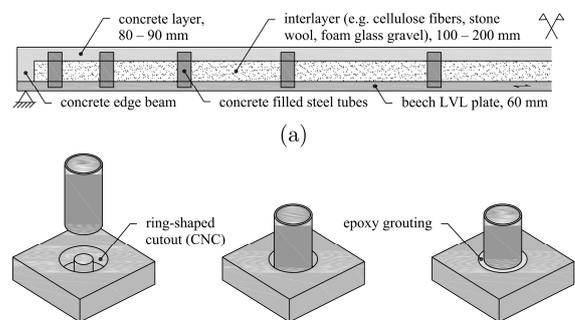


Abb. 23: Schematische Abbildung des Deckensystems. Aus [26].

Das für die zweiachsig spannende Kraft-Verformungsdiagramm ist in **Abb. 24** abgebildet.

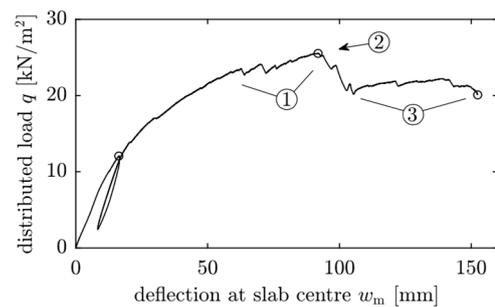


Abb. 24: Kraft-Verformungsverhalten der biaxial gespannten HBV-Decke. Aus [26].

Durch das plastische Verformungsvermögen der eingeklebten Stahlröhren im Holz zeigt das System ein sehr duktilen Verhalten auf. Gegenüber einer gleichartigen einachsig gespannten Decke erreicht die zweiachsig tragende Decke eine rund 34 % höhere

Steifigkeit und 43 % höhere Eigenfrequenz. Weiterführende Informationen können [26,30] entnommen werden.

5.4 Aussteifungssysteme für Holzhochhäuser

Um das Potential ganzheitlicher Holzhochhäuser aus statischer Sicht zu erschließen, wurde an der ETH Zürich ein Forschungsprojekt zu „Aussteifungssysteme für Holzhochhäuser“ lanciert. Denn bei den bisher ausgeführten „Holzhochhäusern“ handelt es sich mehrheitlich um Hybridkonstruktionen, bei welchen die horizontale Gebäudeaussteifung jeweils über einen inneren Stahlbetonkern gewährleistet wird, vgl. [31]. Mit rund 75 % Volumenanteil, überwiegt der Beton hier weiter maßgeblich, siehe **Abb. 16**.

Die Fragestellung des Potentials alternativer Aussteifungskonzepte und das Eruiere von möglichen Stockwerksrahmen aus Holz war der Anstoß der Analysen. Denn ein Blick auf die Tragwerksentwicklung von Hochhausbauten zeigt, dass viele der gängigen Aussteifungskonzepten auf Stockwerksrahmen beruhen [31]. Das Potential der Stockwerksrahmen und die damit einhergehenden, für den Holzbau erforderlichen Verbindungssteifigkeiten, wurde in [32] erarbeitet. **Abb. 25** fasst die Ergebnisse der aktuellen Höhengrenzen für die untersuchten Tragsysteme zusammen. Für den Entwurf eines Tube-in-Tube Tragwerks (Typ V aus **Abb. 25**) ist die diesbezügliche Einflussnahme der unterschiedlichen Parameter in [33] veranschaulicht.

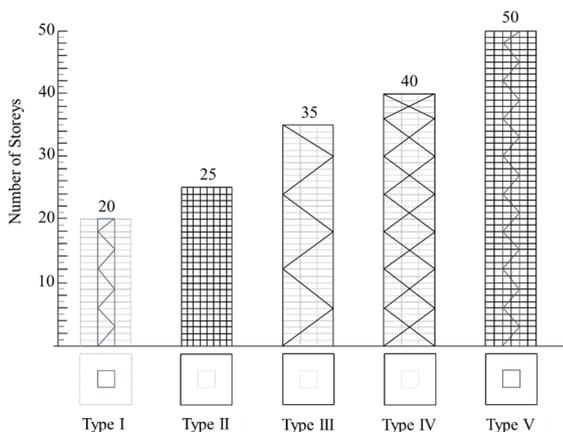


Abb. 25: Höhenuntersuchung für windbeanspruchte Aussteifungssysteme in Holzbauweise. Aus [32]

Die diesbezügliche Entwicklung einer angemessenen biegesteifen Verbindung ist derzeit ein Forschungsschwerpunkt an der ETH Zürich. Im Rahmen einer ersten Versuchskampagne wurden diesbezüglich eingeklebte Gewindestangen mit metrischem Gewinde und eingedrehte Gewindestangen mit Holzgewinde getestet. Insgesamt wurden 195 Versuchskörper auf Tragfähigkeit und Steifigkeit untersucht. **Abb. 26** zeigt die Steifigkeitsverteilung der Ausziehversuchen parallel zur Faser in Fichten-Brettschichtholz GL28h.

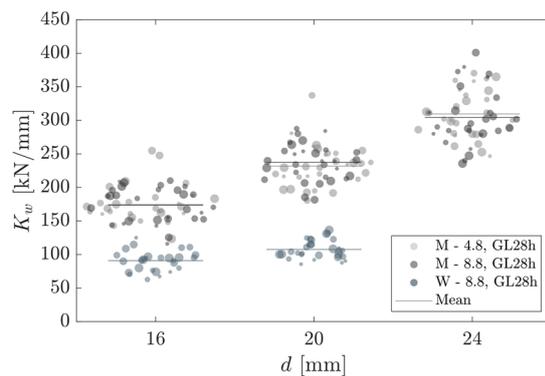


Abb. 26: Steifigkeitsverteilung der Ausziehversuche parallel zur Faser in GL28h.

Grau hinterlegte Werte beziehen sich hierbei auf die eingeklebten Gewindestangen (M-4.8 und M-8.8), die blau markierten Werte fassen die Steifigkeiten für die eingedrehten Gewindestangen (HEC/SFS WB16 und WB20) zusammen. Die Breite der Punktwolke (des „Swarms“) gibt die statistische Verteilung der Ergebnisse wieder. Die horizontalen Linien markieren die Mittelwerte.

Abb. 27 können die unterschiedlichen Versagensarten der Verbindungsmittel entnommen werden. Ziel der Untersuchungen war zuverlässige Kenntnisse in die Steifigkeiten der parallel zur Faser eingedrehten und eingeklebten Gewindestangen in GL28h und GL48h zu erlangen, um im Anschluss ein numerisches Modell für die Verbindungsentwicklung kalibrieren zu können.

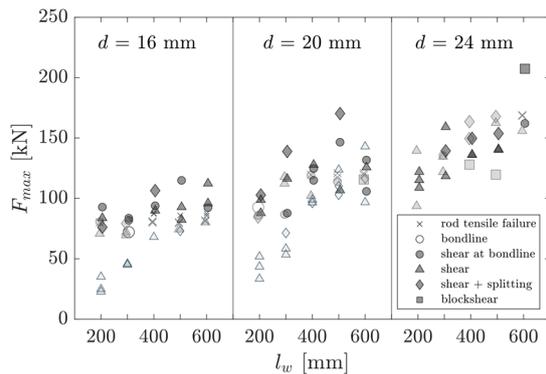


Abb. 27: Bruchlasten und Versagensarten der eingeklebten (grau) und eingedrehten (blau) Gewindestangen in GL28h.

Die Daten bilden Grundwerte für die darauf aufbauenden Versuche an biegesteifen Verbindungen für Kragarmanschlüsse. An Letzteren werden derzeit 72 Proben mit unterschiedlichen Anordnungen der Verbindungsmitteln getestet. Diese Ergebnisse sollen einen Optimierungsprozess der Verbindungsmittelanordnung gewähren und die Wahl der bestgeeigneten Schraubkonfiguration für biegesteife Anschlüsse an Kreuzverbindungen ermöglichen.

5.5 Strukturelle Robustheit

Durch die zunehmenden Dimensionen von Holztragwerken gewinnt die strukturelle Robustheit verstärkend an Bedeutung. Doch ist das Materialverhalten des Baustoffs sehr komplex. Auch sind die Mittel begrenzt gesamte Tragwerke im Versagensfall hinsichtlich der Robustheit zu testen. Um das Versagen der Tragwerke und die damit einhergehenden Folgen beurteilen und bewerten zu können, sind sehr umfangreiche Untersuchungen erforderlich.

Aktuell befassen sich mehrere Institutionen mit der Robustheit von Holztragwerken. An der ETH Zürich hat sich Voulpiotis et al. [34] vertiefend mit der gesamtheitlichen Beurteilung und Bewertung der strukturellen Robustheit von Holztragwerken beschäftigt. Zur global betrachteten Tragwerksanalyse wird basierend auf vorherigen Untersuchungen ein Robustheitsindex für die quantitative Abschätzung und Bewertung der Eingriffe vorgeschlagen. (**Abb. 28**)

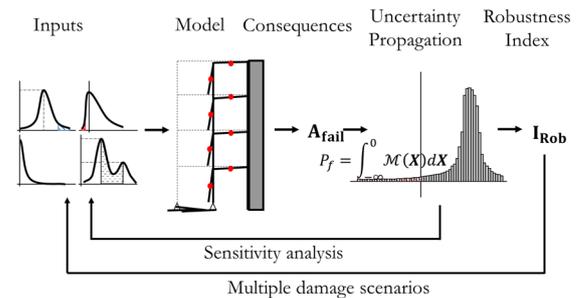


Abb. 28: Skizzenhafte Abbildung der Berechnung des Robustheits-Index. Aus [34].

Mittels numerischer Analysen wird der Index quantifiziert (**Abb. 29**). Zwar stehen im Rahmen der klassischen Tragwerksplanung numerische Analysen zur Abschätzung möglicher Schadensfälle in keinem Verhältnis der zu erbringenden Ingenieurleistung, doch befassen sich derzeit mehrere Arbeiten mit dem Thema um Hilfsmittel anzubieten.

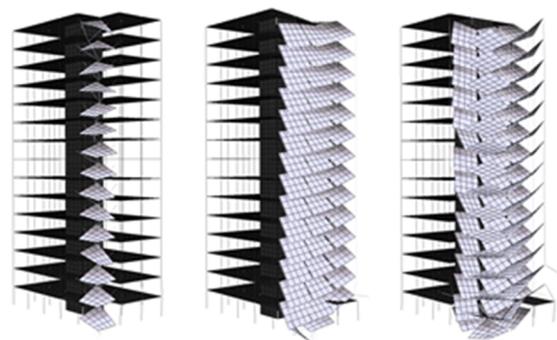


Abb. 29: Numerische Analyse eines Stützenentfalls im Holzhochhaus. Aus [34].

Hierzu wurde in [35] der Widerstand von Brett-schichtholz infolge stoßartiger, dynamischer Beanspruchungen durch Schlaghammerversuche untersucht. Gegenwärtig steht die Forschung weiterführender dynamischer Untersuchungen im Vordergrund, Vgl. [36]. Aktuelle Forschung an der ETH Zürich befasst sich mit dem Verhalten von Kettenreaktionen und dem Potential der Bildung alternativer Lastpfade in Holztragwerken infolge progressiven Kollapses. Untersuchungen am duktilen Verhalten von Verbindungsmitteln, welche durch schlagartige Einwirkungen beansprucht werden, sollen mit weiter anstehenden Analysen für Grundlagen in der Berechnung der Robustheit von Holztragwerken dienen.

6 Zusammenfassung

Weltweit wachsen Hochhäuser aus Holz in die Vertikale. Wo lange nur mit Stahl und Beton gebaut wurde, überzeugt zunehmend der Baustoff Holz mit ansehnlichen Pilotprojekten. In diesem Beitrag wurde der Bau dreier Holz-Beton-Hybridhochhäuser der Schweiz zusammengefasst. Aktuell zeigen die drei schweizerische Ausführungen ein im Schnitt 30% geringeres Eigengewicht als ihre Geschwisterbauten in konventioneller Bauweise auf. Mit einer Reduzierung des Materialvolumens infolge schlanker Rippendecken und einer nur geringfügigen Reduzierung der nutzbaren Fläche um weniger als 1%, zeigen die ersten Pilotprojekte bereits wettbewerbsfähige Amortisationsgrade auf.

In der Schweiz wurden die Bauten insbesondere durch die Liberalisierung der Brandschutzvorschriften ermöglicht – Dies neben der Entwicklung leistungsfähiger Bauprodukte. In Form eines Standardkonzepts können die Hybridbauten demnach heute bis 100 m Höhe projektiert werden. Aktuell beschäftigen sich Forschung, Planung und Entwicklung insbesondere mit den Themen der Robustheit, und der Suche nach effizienten Tragsystemen unter Beachtung aller Gewerke. Für beide Schwerpunkte gibt es noch viel Luft nach oben. An der ETH Zürich wurden in den vergangenen Jahren diesbezüglich Versuche an speziellen Deckensystemen vollzogen. Neuartige Holz-Beton-Verbund-Technologien mit eingeklebten Stahlröhren wurden entwickelt, Langzeitversuche zu Rippendecken in Buchen-Stabschichtholz gestartet, sowie Versuche an geklebten Holz-Beton-Verbundtechnologien durchgeführt. Zur Erfassung vertikaler Verformungen der Hybridbauten wurden Dehnmessungen an hochbelasteten Holzstützen untersucht. Tiefgehende Untersuchungen zu den Themen Robustheit sind heute im Gange. Um effiziente Lösungen für ganzheitliche Holzhochhäuser zu ermöglichen, wird derzeit an Gebäudeaussteifungssystemen mit biegesteifen Verbindungen geforscht.

7 Literaturverzeichnis

- [1] Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen. VKF-Brandschutzvorschriften 2015. 2015.
- [2] Trbuhović L. Hundert Jahre Hochhäuser. Zürich: Verlag der Fachvereine an den Schweizer Hochschulen und Techniken; 1984.
- [3] Phocas MC. Hochhäuser. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag; 2005. <https://doi.org/10.1007/978-3-322-80079-4>.
- [4] Erne AG Holzbau. Suurstoffi 22 - Das erste Holzhochhaus der Schweiz 2017. https://www.erne.net/fileadmin/user_upload/ERNE_AG_Holzbau/Special_projects/Suurstoffi_S22/erne-holzbau-suurstoffi22-erstes-holz-hochhaus-der-schweiz.pdf (accessed July 1, 2024).
- [5] Lignum Holzwirtschaft Schweiz. Holzbulletin 135/2020 Hochhaus. Zurich: 2020.
- [6] Wiederkehr R. Brandschutz im Hochhaus am Beispiel von Suurstoffi 22. In: Forum Holzbau, Rossel K, Stucki C, editors. 10. HolzBauSpezialSpezial Bauphysik & Gebäudetechnik, Bad-Wörishofen: Forum Holzbau; 2019, p. 323–30.
- [7] Jung P. 60 Meter: Das höchste Holzhybridhaus der Schweiz. DETAIL 102019 Hybride Konstruktionen 2019.
- [8] Jung P. Suurstoffi BF1 Rotkreuz: 60Meter - 15 Geschosse - 15 Wochen. 24. Internationales Holzbau-Forum 2018 IHF 2018, Biel: Forum Holzbau; 2018.
- [9] Erne AG Holzbau. Holz-Hybrid-Hochhaus Arbo - Viel Luft nach oben 2019. https://www.erne.net/fileadmin/user_upload/ERNE_AG_Holzbau/Flyer_Broschueren/erne-holzbau-case_study_arbo.pdf (accessed July 1, 2024).
- [10] Brühwiler I. Holz-Hochhaus in Zürich-Regensdorf - Tragwerksentwurf, Variantenstudium, Robustheit. 26. Internationales Holzbau-Forum IHF 2022, Biel: Forum Holzbau; 2022.

- [11] Kolb J, Brühwiler I. Tragsysteme für Holz-hochhäuser. Stadt Aus Holz 2020.
- [12] proHolz Austria. So hoch darf man mit Holz bauen - Ein Ländervergleich. Zuschnitt 59 - In Zukunft Stadt 2015.
- [13] Vereinigung Kantonaler Feuerversicherungen. VKF-Brandschutzvorschriften 2015. 2015.
- [14] Vereinigung Kantonaler Feuerversicherungen. VKF Brandschutzvorschriften 2015. 2015.
- [15] MBO. Musterbauordnung. Germany: Fachkommission Bauaufsicht; 2022.
- [16] MHolzBauRL. Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an Bauteile und Außenwandbekleidungen in Holzbauweise. Germany: Fachkommission Bauaufsicht; 2020.
- [17] ISO. ISO 10137-2007. Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations. 2007.
- [18] CEN. EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions -Wind actions. 2010.
- [19] Smith R. Deflection Limits in Tall Buildings— Are They Useful? Structures Congress 2011, Reston, VA: American Society of Civil Engineers; 2011, p. 515–27. [https://doi.org/10.1061/41171\(401\)45](https://doi.org/10.1061/41171(401)45).
- [20] Griffis LG. Serviceability Limit States Under Wind Load. Engineering Journal, American Institute of Steel Construction 1993;30:1–16.
- [21] CEN. EN 1991-1-7 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions. 2010.
- [22] Lignum Lignatec. Bevorstehende Publikation (2025). Robustheit. Zurich: Lignum Holzwirtschaft Schweiz; n.d.
- [23] Jockwer R, Grönquist P, Frangi A. Verformungsverhalten von Holzstützen: Erkenntnisse aus dem Monitoring von zwei Holz-Hochhäusern. Zurich: 2020.
- [24] Jockwer R, Grönquist P, Frangi A. Long-term deformation behaviour of timber columns: Monitoring of a tall timber building in Switzerland. Eng Struct 2021;234:111855. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111855>.
- [25] Schilling S, Schöneberg J, Grönquist P. Tragverhalten von eingeklebten Schubverbindern in Buchen-Stabschichtholz für Holz-Beton-Verbunddecken. S-WIN Swiss Wood Innovation Network Tagungsband, 2024. <https://doi.org/10.18419/opus-13952>.
- [26] Kreis B, Kübler W, Frangi A. Development and investigation of an innovative, light-weight, two-way spanning timber-concrete composite slab. Eng Struct 2023;286:116087. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116087>.
- [27] Grönquist P, Müller K, Mönch S, Frangi A. Design of Adhesively Bonded Timber Concrete Composites: Bondline Properties. In: Gör-lacher R, editor. INTER Proceedings - Meeting 56, Karlsruhe: Timber Scientific Publishing, KIT Holzbau und Baukonstruktionen; 2023. <https://doi.org/10.3929/ethz-b-000649538>.
- [28] Stucki S, Kelch S, Mamie T, Burckhardt U, Grönquist P, Elsener R, et al. High-performance timber-concrete-composites with polymer concrete and beech wood. Constr Build Mater 2024;411:134069. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134069>.
- [29] CEN. EN 1995-1-1 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. 2004.
- [30] Kreis B, Frangi A. Experimental Investigations on Two-Way Spanning Timber-Concrete Composite Slabs made of Beech Laminated Veneer Lumber with Steel Tube Connection. vol. 2021–01. Zurich: ETH Zurich, Structural Engineering – Timber Structures; 2021. <https://doi.org/10.3929/ethz-b-000471573>.
- [31] Binck C, Frangi A. Konzepte für die Tragstruktur von schlanken, hohen Holzbauten. 27. Internationale Holzbau-Forum (IHF 2023) - Band II, Forum Holzbau; 2023, p. 357–73.

- [32] Binck C, Frangi A. Investigations on suitable lateral stiffening systems for tall timber buildings. World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023), Oslo, Norway: WCTE 2023; 2023, p. 2958–67. <https://doi.org/10.52202/069179-0386>.
- [33] Binck C, Cao AS, Frangi A. Lateral stiffening systems for tall timber buildings – tube-in-tube systems. Wood Mater Sci Eng 2022:1–8. <https://doi.org/10.1080/17480272.2022.2086066>.
- [34] Voulpiotis K, Köhler J, Jockwer R, Frangi A. A holistic framework for designing for structural robustness in tall timber buildings. Eng Struct 2021;227:111432. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111432>.
- [35] Cao AS, Houen M, Frangi A. Impact loading of glued laminated timber beams without finger-joints. Comput Struct 2024;296:107278. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2024.107278>.
- [36] Cao AS, Esser L, Frangi A. Modelling progressive collapse of timber buildings. Structures 2024;62:106279. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106279>.

Autoren

M.Sc., Charles Binck
Prof. Dr. Andrea Frangi

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

Kontakt:
charles.binck@ibk.baug.ethz.ch
frangi@ibk.baug.ethz.ch

Wohn- und Gewerbebau Buggi 52

Planung, Konstruktion und Ausführung des achtgeschossigen Gebäudes in Holzbauweise

Herbert Duttlinger, Holzbau Bruno Kaiser GmbH

Benedikt Ganter, Die HOLZBAUINGENIEURE GmbH

Zusammenfassung

Bei dem achtgeschossigen Holzbau „Buggi 52“ ist es den Architekten gelungen, auf knapp 900 m² Grundfläche einen Supermarkt, und in den Holzgeschossen darüber (mit je 400 m² Grundfläche) einen Kindergarten und 30 Wohnungen unterzubringen. Erd- und Untergeschoss des etwa 25 m hohen Neubaus in der Bugginger Straße 52 im Freiburger Stadtteil Weingarten wurden in Stahlbetonbauweise ausgeführt. Darauf setzen sieben weitere Geschosse in reiner Holzbauweise auf. Errichtet wurden sie – inklusive der Erschließung – innerhalb weniger Wochen, überwiegend als ressourceneffizienter Holzrahmenbau. Aufgrund der Gebäudehöhe und die daraus resultierende Einstufung in die Gebäudeklasse 5 (Sonderbau) hatte der Mehrgeschosser besondere Anforderungen an den Brand- und Schallschutz zu erfüllen. Dies schlug sich in vielen Konstruktionsdetails des Holztragwerks nieder, unter anderem auch in der Wahl der Holzrahmenbauweise für die Gebäudehülle und die Flurwände in Kombination mit Treppenhäusern und Aufzugschächten aus Brettsperrholz als Aussteifungselemente. Hinzu kommt der Einsatz von hoch belastbarem Buchen-Furnierschichtholz, auch als BauBuche bekannt, für Schwelle und Rähm in den Holzrahmenbau-Elementen sowie nicht glimmbare Dämmstoffe für die Holzfassade aus Weißtanne. Buggi 52 wurde in serieller Bauweise weitgehend vorgefertigt und aus regional verfügbaren Materialien erstellt. Damit ist es nicht nur ein KfW 55-Gebäude, sondern wurde auch als erstes Bauvorhaben Deutschlands FSC-zertifiziert.

Projektentwicklung: sutter3 GmbH & Co. KG, Freiburg

Generalunternehmen Holzbau: Holzbau Bruno Kaiser GmbH, Bernau im Schwarzwald

Architektur: Weissenrieder Architekten BDA, Freiburg

Tragwerksplanung: Die Holzbauingenieure, Titisee-Neustadt, mit Albrecht und Schneider, Freiburg

Auszeichnungen: Deutscher Holzbaupreis 2023, Holzbaupreis Baden-Württemberg 2022, Freiburger Holzbaupreis 2022, Beispielhaftes Bauen 2022

Stichworte mehrgeschossiger Holzbau, Buggi 52, Holzrahmenbau, Brettsperrholz, Buchen-Furnierschichtholz

1 Projektidee und Entstehung

Nach Willi Sutter, Wohnbau Bogenständig eG

1.1 Soziale Stadt Weingarten West

- Aufnahme 2006 in das Sanierungsprogramm „Soziale Stadt“
- Sanierungsfläche ca. 27 ha
- hoher Anteil Bewohner mit Migrationshintergrund
- hoher Anteil Transferleistungsempfänger
- hoher Sanierungsbedarf im Bestand



Abb. 1: Luftbild des Baugrundstücks im Freiburger Stadtteil Weingarten



Abb. 2: Das Grundstück des Buggi vor Baubeginn



Abb. 3: Das Grundstück des Buggi vor Baubeginn

1.2 Bugginger Straße 52 steht für:

- Bezahlbarer Mietwohnraum
- Soziale Vielfalt der Bewohner*innen
- Nachversorgung mit Lebensmitteln
- Kita zur Familienfreundlichkeit
- Klimaschützendes Bauen
- Wertschöpfung aus & für die Region
- Impulsgeber zu einer innovativen Quartiersentwicklung in Freiburg-Weingarten!

2 Entwurf und Hürden der Genehmigung

Nach Jochen Weissenrieder, Weissenrieder Architekten BDA (Stand Nov 2021)

2.1 Städtebau und Konzeption



Abb. 4: Grundfläche des Buggi 52 auf dem Bauplatz

Einstufung des Bauvorhabens nach LBO:

FF Ebene 7 = 21,98 m: Gebäudeklasse 5

Sonderbau 1: Gewerbebau Erdgeschoss da Nutzungseinheit < 400 m²

Sonderbau 2: Kita im 1. Obergeschoss



Abb. 5: Nutzung der verschiedenen Geschosse

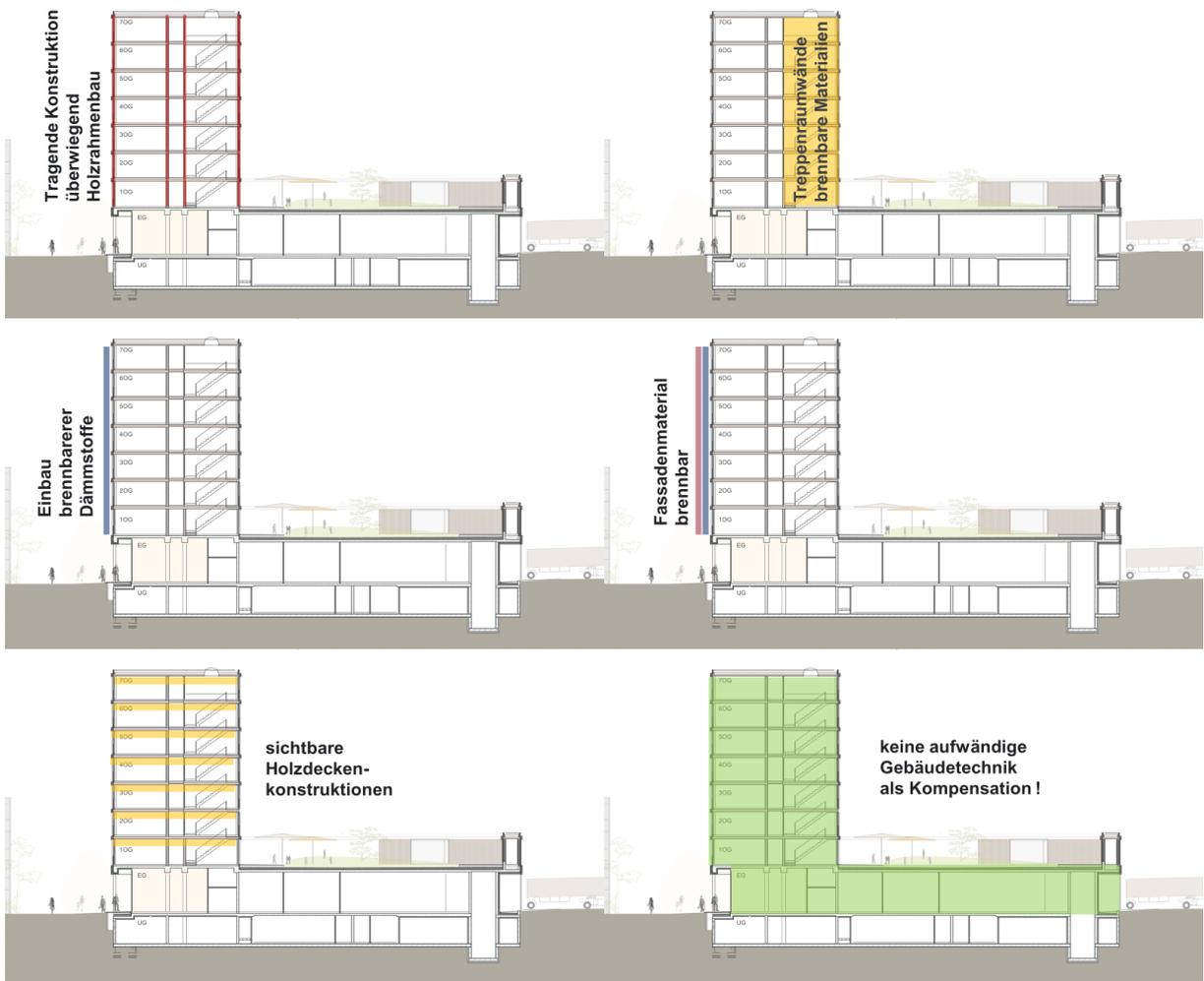


Abb. 6: Besondere Anforderungen an das Bauwerk



Abb. 7: Grundriss des Erdgeschosses



Abb. 9: Grundriss des 2.-7. Obergeschosses



Abb. 8: Grundriss des 1. Obergeschosses

2.2 Baurechtliche Beurteilung

2015 LBO BW Novellierung

tragende oder aussteifende Wände, die hochfeuerhemmend und feuerbeständig sind als brennbare Baustoffe nun möglich, wenn die geforderte Widerstandsklasse nachgewiesen wird

-> theoretisch Gebäude jeder Gebäudeklasse in Holzbauweise ohne Höhenbegrenzung nun möglich

-> sichtbarer Einsatz von Holzmaterialien möglich

2019 Entwurf MHolzBauRL

Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an Bauteile in Holzbauweise für Gebäude der Gebäudeklassen 4 und 5

Aktueller Gesetzentwurf zur Regelung von Konstruktionen in Holzbauweise für Gebäude der Gebäudeklasse 4+5

2019 Entwurf MHolzBauRL

Gebäudeklasse 5

Rahmen- und Tafelbauweise nicht zugelassen, tragende Konstruktionen nur in Holz-Massivbauweise in feuerbeständiger Bauweise

notwendige Treppenträume in feuerbeständiger Holz-Bauweise nicht zugelassen

2019 welche Rechtsvorschriften?

HFHHolzR eingeführt nur Gebäudeklasse 4, kein Stand der Technik, veraltet

MHolzBauR auf Bundesebene eingeführt, jedoch nicht Stand der Technik

LBO BW §26 Definition des Machbaren

§26 LBO Anforderung an Brandverhalten

§26 (3) brennbare Baustoffe möglich, wenn Nachweis

Tragfähigkeit, Standsicherheit, Raumabschluss, Anschlüsse

§2 LBO Begriffe

§2 (10) Bauprodukt

Produkte, Baustoffe, Bauteile und Anlagen... die hergestellt werden, um dauerhaft in baulichen Anlagen eingebaut zu werden ...

§2 LBO Begriffe

§2 (11) Bauart

Bauart ist das Zusammenfügen von Bauprodukten zu baulichen Anlagen ...

§16a LBO Bauarten

§16a (2)

falls eine wesentliche Abweichung der Bauart von den Technischen Baubestimmungen §73a (2) LBO bzw. den allgemein anerkannten Regeln der Technik vorliegt: Erstellen allgemeine oder vorhabenbezogen Bauartgenehmigung

§16a LBO Bauarten

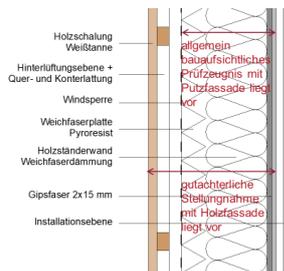
§16a (3) anstelle:

allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis (AbP) für Bauarten, wenn nach allgemein anerkannten Prüfverfahren beurteilt werden kann. (Prüfverfahren gem. VwV TB, Abschnitt C4)

Konstruktion: Fallbeispiel Außenwand

AUSSENWAND

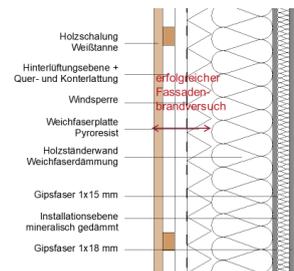
tragendes Bauteil
gemäß Gebäudeklasse 5



ursprünglich
geplanter
Wandaufbau

AUSSENWAND

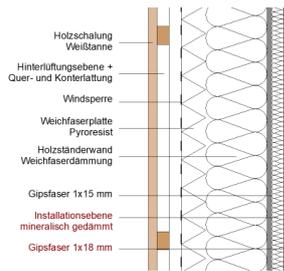
tragendes Bauteil
gemäß Gebäudeklasse 5



Bauvorhaben bezogener
Brandversuch mit Holzfassade
bestätigt Schutzziel:
Keine geschoßweise
Brandausbreitung und
Weiterleitung

AUSSENWAND

tragendes Bauteil
gemäß Gebäudeklasse 5

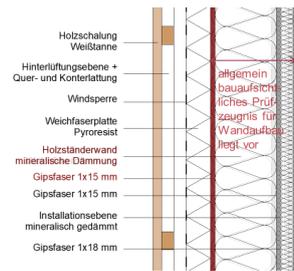


Verbesserung raumseitig durch
Ausbildung K260-Aufbau

„Auseinanderziehen“ der
Installations Ebene und Einbau
mineralische Dämmung bringt
weitere Sicherheit und
Raumgewinn

AUSSENWAND

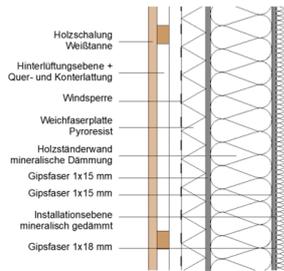
tragendes Bauteil
gemäß Gebäudeklasse 5



trotz genannten Prüfverfahren:
Bedenken eines
unkontrollierbaren
„Gefachebrandes“ seitens des
Baurechtsamtes konnten nicht
ausgeräumt werden.

AUSSENWAND

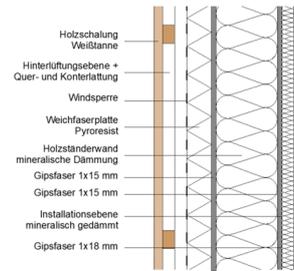
Brandausbreitung



§5(1) LBOAVO
nicht brennbare Ausführung

AUSSENWAND

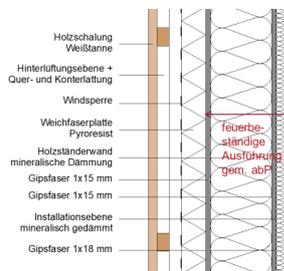
Brandausbreitung



§5(1) LBOAVO
nicht brennbare Ausführung

AUSSENWAND

Brandausbreitung

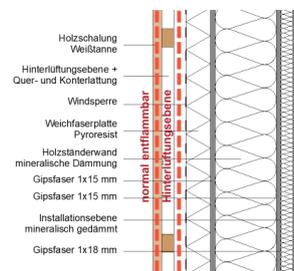


§5(1) LBOAVO
nicht brennbare Ausführung

bzw.
aus brennbaren Baustoffen
zulässig, wenn als Raum-
abschluss feuerhemmend

AUSSENWAND

Außenwandbekleidung



§5(2) LBOAVO
Bekleidung und Dämmstoffe
mindestens schwerentflammbar
und
besondere Maßnahmen
bei geschoßüber-
greifenden Hohlräumen

AUSSENWAND

Außenwandbekleidung



„Hinterlüftung“
VwV TB (4)
(Verlängerungsrichtl
Techn. Baubestimmungen)
MVV TB (6)
(Mittelverlängerungsrichtl
Techn. Baubestimmungen)

AUSSENWAND

Außenwandbekleidung



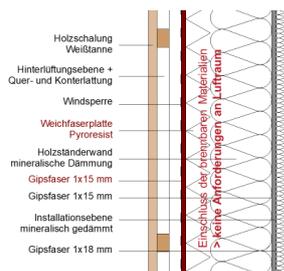
Empfehlungen des
Abschlußbericht des
Forschungsprojektes

„Holzbau der Zukunft“

„Brandsicherheit mehr-
geschossiger Holzbau“

AUSSENWAND

Außenwandbekleidung



§5(2) LBOAVO
Bekleidung und Dämmstoffe
mindestens schwerentflammbar

und
besondere Maßnahmen
bei geschoßüber-
greifenden Hohlräumen

Tabelle 5: Unterteilung der Bekleidungsstypen

Bekleidungsstyp	Bezeichnung	Baustoff/ Bauteil	Schemaskizze Ausrichtung		Ausführungsbeispiele
			horizontal	vertikal	
A	Flächiger Holzwerkstoff	<ul style="list-style-type: none"> Rohdichte $\geq 330 \text{ kg/m}^3$ Fläche geschlossen Plattendicke $\geq 18 \text{ mm}$ Kantenlänge $\geq 200 \text{ mm}$ Plattenfläche $\geq 0,20 \text{ m}^2$ 	A_H	A_V	<ul style="list-style-type: none"> Massivholzplatten Brettspertholz Furniersperrholz Furnierschichtholz OSB Holzspanplatten
B	Form-schlüssige Schalung	<ul style="list-style-type: none"> Beplankungsdicke $\geq 18 \text{ mm}$ Brettbreite: kernfrei $\leq 160 \text{ mm}$ Halbrift oder Rift $\leq 250 \text{ mm}$ Entlastungsnuten: <ul style="list-style-type: none"> Restdicke $\geq 10 \text{ mm}$ Querschnittsfläche der Entlastungsnut $\leq 40 \text{ mm}^2$ Achsabstand der Entlastungsnuten $\geq 30 \text{ mm}$ 	B_H	B_V	<ul style="list-style-type: none"> Deckleistenschalung mit Profil Nut und Feder
C	Kraft-schlüssige Schalung	<ul style="list-style-type: none"> Entlastungsnuten: <ul style="list-style-type: none"> Restdicke $\geq 10 \text{ mm}$ Achsabstand der Entlastungsnuten $\geq 30 \text{ mm}$ Beplankungsdicke $\geq 18 \text{ mm}$ Brettbreite frei 	C_H	C_V	<ul style="list-style-type: none"> Schalung überfäzt Stülpchalung T-Leistenschalung
D	Offene Schalungen	<ul style="list-style-type: none"> Brettdicke $\geq 18 \text{ mm}$ Brettquerschnittsfläche $\geq 1000 \text{ mm}^2$ Dicke Abdeckleisten $\geq 10 \text{ mm}$ Brettbreite frei 	D_H	D_V	<ul style="list-style-type: none"> Offene Schalung Leistenschalung Deckelschalung Stülpchalung Deckleistenschalung



Abb. 10: Kraftschlüssige Außenschalung mit Brandschutzbeschichtung

Tabelle 3-1: Abschottung mit horizontaler Schürze - Ausführung als hinterlüftete Konstruktion, Anforderungen an Material und Befestigung

<p>a) Blechschürze</p> <p>Stahlblech, kein Aluminium</p> <p>Dicke $t \geq 1,5 \text{ mm}$ für freie Auskrägung $x \leq 160 \text{ mm}$</p> <p>Dicke $t \geq 2,0 \text{ mm}$ für freie Auskrägung $x > 160 \text{ mm}$</p> <p>Befestigung mit Stahlschrauben</p> <p>$\phi \geq 4 \text{ mm}$, $e \leq 300 \text{ mm}$ für $t < 2,0 \text{ mm}$</p> <p>$\phi \geq 4 \text{ mm}$, $e \leq 400 \text{ mm}$ für $t \geq 2,0 \text{ mm}$</p>	<p>Fassadentyp</p> <p>A_H und A_V $X \geq 10 \text{ mm}$</p> <p>B_H und B_V $X \geq 10 \text{ mm}$</p> <p>C_H $X \geq 100 \text{ mm}$</p> <p>C_V, D_H und D_V $X \geq 150 \text{ mm}$</p>
<p>b) Mineralische Schürze</p> <p>Mineralisch gebundene Platten (z.B. zementgebundene Spanplatte, zementgebundene Faserplatte)</p> <p>Dicke $t \geq 15 \text{ mm}$ für freie Auskrägung $x \leq 250 \text{ mm}$</p> <p>Befestigung mit Stahlschrauben</p> <p>$\phi \geq 4 \text{ mm}$, $e \leq 400 \text{ mm}$</p>	<p>A_H und A_V $X \geq 10 \text{ mm}$</p> <p>B_H und B_V $X \geq 10 \text{ mm}$</p> <p>C_H $X \geq 100 \text{ mm}$</p> <p>C_V, D_H und D_V $X \geq 150 \text{ mm}$</p>



Abb. 11: Blechschürze zur Brandabschottung bei den Geschossübergängen

2.3 Bauen mit Holz in Gebäudeklasse 5

sorgsame Betrachtung der Bauaufgabe

ist eine Holzbauweise für das Projekt angemessen?

rechtzeitige Absprachen mit Bauaufsichtsbehörde

nur ein früher Dialog schafft Transparenz und Planungssicherheit

frühzeitige Klärung der baurechtlichen Zulässigkeit der Konstruktionen

umfassende Kenntnis der aktuellen konstruktiven Entwicklungen erforderlich

qualifiziertes Planungsteam

hoher Aufwand für Hochbau- und Fachplanung, erweiterte Fachkenntnis

Auswahl von qualifizierten und verlässlichen Holzbaufirmen

Ausführungssicherheit und zusätzlicher Sachverstand

3 Statik und Planung

Benedikt Ganter, Die HOLZBAUINGENIEURE GmbH

Zu Beginn der Planung wurden durch das Projektteam die Anforderungen gesammelt. Diese stammten aus unterschiedlichen Motivationen. Zum einen gibt es die gesetzlichen Anforderungen und Bestimmungen, zum anderen die Wünsche der Bauherrschaft und auch Ziele aus dem Ehrgeiz oder der Überzeugung der Beteiligten Planer heraus. Diese konnten schlussendlich in drei Kategorien einteilt werden.

3.1 Anforderungen Baurecht

- Einstufung in Gebäudeklasse 5 LBO BW (OK FFB 7.OG 21,98m)
- Brandschutz
 - o Tragende, Aussteifende und raumabschließende Bauteile mit 90 Minuten Brandwiderstand
 - o Treppenläufe aus nichtbrennbaren Materialien
 - o Genauere Definition über ein Brandschutzgutachten.

3.2 Anforderungen von Bauherrenseite

- Holzfassade
- Energiestandard KfW 55

3.3 Ziele der Projektbeteiligten

- komplettes Gebäude in Holzkonstruktion
- Holzeinsatz möglichst Ressourcen schonend
- erhöhte Schallschutzwerte nach DIN 4109- 2
- sichtbare Decken in heimischer Weißtanne
- ökologische Dämmstoffe
- diffusionsoffene Bauteile
- platzsparende Konstruktion

Da jede Anforderung für sich schon oft in einem Holzbau, aber noch nie alle in Kombination in einem Gebäude zur Geltung gekommen sind, wurde anschließend evaluiert, wie und ob dies möglich ist umzusetzen.

Einen wesentlichen Teil hierbei stellen die Bauteile dar. Wichtig war uns hierbei wie schon bei den Zielen beschrieben der möglichst effiziente Einsatz des Holzes. Unter anderem deswegen bietet sich das Deckensystem der Firma Lignotrend an. Durch die Konstruktion als Rippendecke, ist das Material dann

den Stellen des Querschnittes, wo es statisch gebraucht wird. Der Clou dabei ist, dass die dadurch resultierenden Hohlräume auch für die Beschwerung genutzt werden kann und somit schlanke Aufbauten erreicht werden. Durch eine bautechnische Zulassung wurde auch bestätigt, dass trotz hochwertiger Holzuntersicht ein ausreichender Brandwiderstand erreicht wird.

Für die Außenwände wurde der weiter oben im Bericht erwähnte Aufwand gewählt.

Als Novum in einem Gebäude dieser Höhe wurde auch das Treppenhaus in Holz verwirklicht. Da Holzrahmenwände in F90-M sehr aufwendig in der Herstellung sind, wurde hier Aufbau mit Brettsperrholz gewählt. Dieses hat durch die hohe Steifigkeit auch den Vorteil, dass die für die Aussteifung maßgebend hinzugezogen werden kann. Während die Treppenläufe als Betonfertigteile ausgeführt wurden, konnte der Fahrstuhlschacht auch in Brettsperrholz verwirklicht werden. Um eine Übertragung der Fahrgeräusche zu vermeiden, wird dieser freistehend eingebaut.

Für die Innenwände konnten in Zusammenarbeit mit Fermacell auch geeignete Aufbauten bestimmt werden.

Ein weiterer Punkt ist neben den Aufbauten ein holzbaufreundlicher Grundriss. Hier war die gute und intensive Zusammenarbeit zwischen Architekten, Holzbauingenieur und Zimmerei essenziell für das Gelingen des Projektes.

So wurden in enger Zusammenarbeit die Tragachsen uns somit eine klare Tragstruktur über alle Geschosse definiert werden.

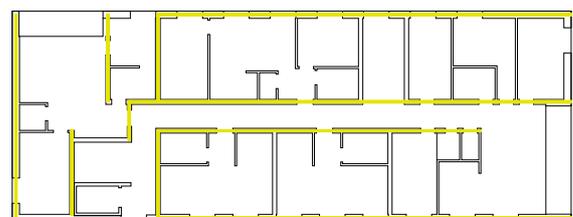


Abb. 12: Grundriss mit Tragachsen

Ein weiterer Punkt ist die Lage der beiden Treppenhäuser. Durch die Anordnung der Treppenhäuser und

die im Verhältnis hohe Steifigkeit der Brettspertholz-wände kann die Gebäudeaussteifung so auch gut gelöst werden. Vereinzelt wurden dennoch weitere Holzrahmenwände als aussteifend angesetzt. Da die Deckenscheibe eine gewisse Nachgiebigkeit hat, helfen diese die Verformung zu reduzieren. Die Massivholzwände haben in den Bereichen, in denen sie eingesetzt werden somit mehr Rollen, womit die Effizienz gesteigert werden kann.

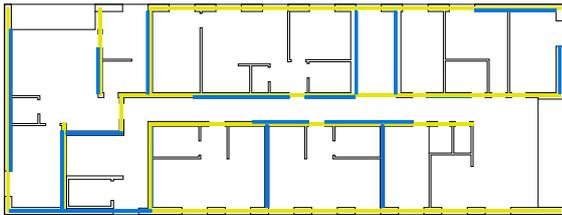


Abb. 13: Grundriss mit eingezeichneten Treppenhäusern

Die Tragsysteme der Decken wurden bei diesem Bauwerk bewusst alle Decken als Einfeldträger ausgebildet und somit auf allen Wohnungstrennwände getrennt. Dies hat mehrere Gründe.

1. Liegendes Holz verursacht Setzungen
2. Ungenügende Querdruckfläche in der Decke
3. Schallbrücken werden reduziert.

Aus diesem Grund wurde der Wandkopf wie unten dargestellt ausgeblattet und somit mit minimalem Querholzanteil ein Deckenaufleger geschaffen.

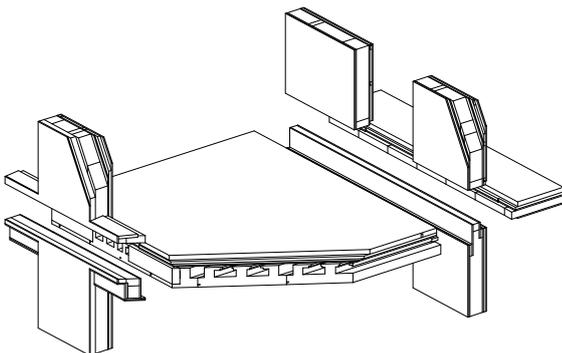


Abb. 14: Detail: Ausblatten des Wandkopfes

Gleichzeitig sind die Schwellen und Rähm in BauBuche ausgeführt, womit zum einen die Tragfähigkeit wesentlich erhöht und zum anderen Setzungen minimiert werden konnten.

Generell wurden so viele Holz-Holzverbindungen wie eingesetzt. Diese können heutzutage mit modernen,

CNC-gestützten Fertigungsprozessen ohne Weiteres mit hoher Präzision nahezu zum Nulltarif hergestellt werden.

Dasselbe gilt auch für die hochbelasteten Massivholzwände an den Treppenhäusern. Durch die Verzahnung der Platten konnte eine Vielzahl an Blechverbindern eingespart werden. Für das Deckenaufleger musste hier allerdings trotzdem ein Stahlträger verwendet werden. Trotz dessen konnte bei diesem Projekt weitestgehend auf Blechwinkel und ähnliches verzichtet werden und das Gebäude noch mehr zu einem „reinen Holzbau“ gemacht werden.

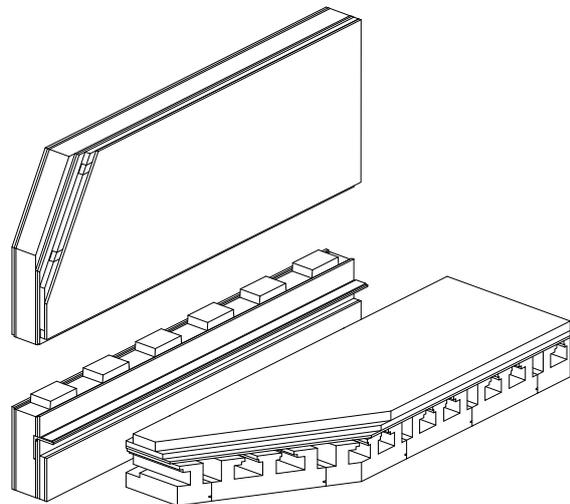


Abb. 15: Detail: Verzahnte Holzverbindung der Massivholzwände in den Treppenhäusern

4 Vorfertigung und Ausführung

Herbert Duttlinger, Holzbau Bruno Kaiser GmbH

4.1 Konstruktionsdetails und Bauteilfügungen

Beispiele für Herausforderungen

Verbindungen der vorgefertigten Bauteile auf der Baustelle:

Einzelne Wandelemente können nur bis zu einer Länge von max. 13 m transportiert werden und müssen dann beim Aufrichten nahtlos miteinander verbunden werden.

Verbindungen der Deckenelemente bei den Geschossübergängen:

Wichtig ist, den horizontalen Holzanteil auf ein Minimum zu beschränken. Nachträglich Setzungen werden so minimiert und durch die Kombination Holzständer in Fichte und Schwelle-Rähm in Baubuche können maximale Lasten abgetragen werden.

4.2 Planung und Arbeitsvorbereitung

Herausforderungen

Parallellaufender Planungsprozess erfordert optimale Abstimmung zwischen Planern und der Arbeitsvorbereitung

Lösungen

Integrierter Planungsprozess z.B. der Elektro- und Haustechnikplanung durch hauseigenes Planungsbüro

Maximale Exaktheit durch Building Information Modelling (BIM) mit entsprechender Software – 3D-Modell des Gebäudes entsteht als digitaler Zwilling am Computer und wird an die Produktionsanlagen übergeben

4.3 Fertigung

Abbund

- CNC-gestützte Abbundanlage Hundegger K2i
- Stäbe werden passgenau zugeschnitten und gefräst

Vormontage

- CNC-gestützter Elementbauroboter Technowood-Mill E
- Zugeschnittene Hölzer werden auf der Produktionslinie zu Rahmen zusammengesteckt und verschraubt
- Erste Seite wird beplankt und millimetergenau zugeschnitten
- Bauteile werden gewendet
- Installationsebene wird eingebaut und Dämmmaterial wird eingeblasen
- Zweite Seite wird beplankt und millimetergenau zugeschnitten

Endmontage

Fenster, Jalousien und verschiedene Anschlüsse werden eingebaut und an den Außenwänden wird die Schalung angebracht

= Fertige Wandelemente werden auf Wechselbrücken verladen

Herausforderungen

Bauteilfügungen mussten bspw. bei Fassade, Fenstern, Geschossübergängen und Brandriegeln exakt berücksichtigt werden, sodass die Bauteile auf der Baustelle passgenau zusammengefügt werden konnten

Lösungen

Hochtechnologischer und präziser Produktionsablauf durch CNC-gestützten Maschinenpark

Logistik und Transport

Herausforderungen

- Aufrichten der Wandelemente nimmt weniger Zeit in Anspruch als die Produktion
- Elemente von bis zu 13 m Länge mussten just-in-time von Bernau nach Freiburg auf die Baustelle transportiert werden
- Enge Baustellenverhältnisse in der Stadt

Lösungen

- Drei Geschosse wurden vorproduziert und eingelagert
- Eigener Fuhrpark mit LKW und lenkbarem Auflieger, der optimal auf den Transport der Elemente abgestimmt ist
- Zwei unterschiedliche Kräne im Einsatz: Schnellbaukran für die leichten Deckenelemente, Obendreherkran für die schwereren Wandelemente und die oberen Geschosse

Aufrichten

Herausforderungen

- EG in Massivbauweise: Maßtoleranzen bis 1,5 cm, aber Hochhausgrenze durfte nicht erreicht bzw. überschritten werden
- Regenereignisse während der Bauzeit

Lösungen

- Passgenaues Ausrichten und Einmessen vom 1. - 7. OG + Maßtoleranzen wurden mit druckfestem Quellmörtel ausgeglichen
- Witterungsschutz durch Planen und Abstimmung der Aufrichtarbeiten je nach Wetterbericht (Decken mussten montiert sein, bevor der Witterungsschutz angebracht werden konnte)



Abb. 16: Einmessen mit dem Tachymeter



Abb. 17: 1. OG des Treppenhauses in Massivholzbauweise



Abb. 18: Außenwand mit fertiger Fassade und Bauteilstoß



Abb. 19: Einführen des Wandelements in die Zugstangen



Abb. 20: Deckenelement wird aufgelegt



Abb. 21: „H-Element“ zur Aufnahme und Ableitung der Schubkräfte



Abb. 22: Witterungsschutz

Autoren

Herbert Duttlinger

Holzbau Bruno Kaiser GmbH
Gewerbegebiet Gässle 7
79872 Bernau im Schwarzwald

Kontakt:
info@bruno-kaiser.de

Benedikt Ganter

Die HOLZBAUINGENIEURE GmbH
Wilhelm-Stahl-Straße 11
79822 Titisee-Neustadt

Kontakt:
info@die-holzbauingenieure.de

Autorenverzeichnis

Simon Aurand

Karlsruher Institut für Technologie, Holzbau und Baukonstruktion, R.-Baumeister-Platz 1,
D-76131 Karlsruhe

Eva Baldauf

Karlsruher Institut für Technologie, Holzbau und Baukonstruktion, R.-Baumeister-Platz 1,
D-76131 Karlsruhe

Charles Binck

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH), Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK),
Stefano-Frascini-Platz 5, CH-8093 Zürich

Martin Danzer

Technische Universität München, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Arcisstraße 21,
D-80333 München

Philipp Dietsch

Karlsruher Institut für Technologie, Holzbau und Baukonstruktion, R.-Baumeister-Platz 1,
D-76131 Karlsruhe

Herbert Duttlinger

Holzbau Bruno Kaiser GmbH, Gewerbegebiet Gässle 7, D-79872 Bernau im Schwarzwald

Andrea Frangi

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH), Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK),
Stefano-Frascini-Platz 5, CH-8093 Zürich

Matthias Frese

Karlsruher Institut für Technologie, Holzbau und Baukonstruktion, R.-Baumeister-Platz 1,
D-76131 Karlsruhe

Benedikt Ganter

Die HOLZBAUINGENIEURE GmbH, Wilhelm-Stahl-Straße 11, D-79822 Titisee-Neustadt

Judith Herrmann

Karlsruher Institut für Technologie, Holzbau und Baukonstruktion, R.-Baumeister-Platz 1,
D-76131 Karlsruhe

Roland Maderebner

Universität Innsbruck, Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften – Arbeitsbereich Holzbau,
Technikerstraße 13, A-6020 Innsbruck

Bernhard Maurer

Köppl Ingenieure, Steinböckstraße 1, D-83022 Rosenheim

Thomas Stieb

Universität Innsbruck, Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften – Arbeitsbereich Holzbau,
Technikerstraße 13, A-6020 Innsbruck

Stefan Winter

Technische Universität München, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Arcisstraße 21,
D-80333 München

Tagungsprogramm

Donnerstag, 10.10.2024

KIT Campus Süd, Großer Hörsaal

- Ab 12:15 Uhr *Anmeldung, Tagungsunterlagen, Erfrischungen*
- 13:00 Uhr bis 13:15 Uhr **Eröffnung und Begrüßung**
Philipp Dietsch (KIT)
- 13:15 Uhr bis 14:45 Uhr **Optimierung von Verbindungen durch erhöhte Reibung in der Scherfuge**
Simon Aurand (KIT)
- Untersuchung der Ursachen von Lageimperfektionen selbstbohrender Schrauben und Identifikation von Methoden zu deren Minimierung**
Eva Baldauf (KIT)
- 14:45 Uhr bis 15:30 Uhr *Kaffeepause*
- 15:30 Uhr bis 17:00 Uhr **Durchbrüche in Brettschichtholzbauteilen: exzentrische Anordnungen, Anordnungen in Gruppen und Verstärkungsmöglichkeiten**
Martin Danzer (TU München)
- Punktgestützte Flachdecken aus Holz – technische Lösungen und Praxisbeispiele**
Roland Maderebner, Thomas Stieb (Universität Innsbruck),
Bernhard Maurer (Köppl Ingenieure)
- Ab 19:00 Uhr *Einladung zum Erfahrungsaustausch im Südwerk, mit Buffet und Getränken.*

Freitag, 11.10.2024

KIT Campus Süd, Großer Hörsaal

- 09:00 bis 10:30 Uhr **Pragmatische Ansätze für eine Wiederverwendung von tragenden Holzbauteilen aus selektivem Rückbau**
Matthias Frese, Judith Herrmann, Philipp Dietsch (KIT)
- Hohe Häuser aus Holz – von der Forschung zur Praxis**
Stefan Winter (TU München)
- 10:30 Uhr bis 11:30 Uhr *Kaffeepause*
- 11:30 Uhr bis 13:00 Uhr **Hochhäuser aus Holz – Zwischen Forschung und Praxis in der Schweiz**
Charles Binck, Andrea Frangi (ETH Zürich)
- Wohn- und Gewerbebau BUGGI 52 – Planung, Konstruktion und Ausführung des achtgeschossigen Gebäudes in Holzbauweise**
Herbert Duttlinger (Holzbau Bruno Kaiser),
Benedikt Ganter (die HOLZBAUINGENIEURE)
- Ab 13:00 Uhr *Abschlussgespräche (mit Imbiss).*

2024^W

KARLSRUHER TAGE 2024

Unter dem Motto „Holzbau – Forschung für die Praxis“ wird auf den Karlsruher Tagen 2024 erneut ein intensiver Erfahrungsaustausch zwischen Forschung und Praxis kultiviert.

Die diesjährigen Vorträge decken ein vielfältiges Spektrum ab. So werden Entwicklungen zur Aktivierung von Reibung in Verbindungen vorgestellt, mit denen sich das Tragverhalten dieser verbessern lässt. Der Einsatz langer Schrauben birgt die Herausforderung zunehmender Abweichungen vom geplanten Verlauf; Größenordnungen dieser Lageimperfektionen und Lösungsansätze werden präsentiert.

Ein weiterer Beitrag stellt neue Möglichkeiten in der Bemessung und Ausführung von exzentrisch oder in Gruppen angeordneten Durchbrüchen vor. Neue Lösungen zur Realisierung punktgestützter Flachdecken unter Verwendung von mechanischen Verbindungsmitteln runden den Block zu Konstruktion und Bemessung ab.

Das Bauwesen muss sich der Kreislaufwirtschaft öffnen. Um den Zugang der Planenden zu diesem Thema zu erleichtern, werden in einem Beitrag pragmatische Ansätze für eine Wiederverwendung tragender Holzbauteile aus Rückbau diskutiert.

Das Bauen mit Holz bis zur Hochhausgrenze wird zur Regel, Holzhochhäuser etablieren sich im deutschsprachigen Raum. Die letzten drei Vorträge der diesjährigen Karlsruher Tage diskutieren länderspezifische Ansätze und Erfahrungen, beleuchten baurechtliche Aspekte und illustrieren Schlüsselemente in der erfolgreichen Realisierung solcher Bauwerke.

