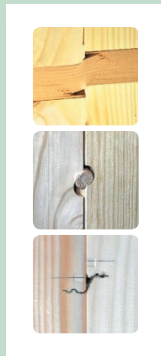


D. Töws

Holztafelbau mit klebstofffreien Bepunktungen



D. Töws

Holztafelbau mit klebstofffreien Beplankungen

Titelbild: Verbindungsmittel – Bucheleiste, Buchedübel, Wellennagel;
Schubverbindungen; Holztafel mit horizontal verlegten Massivholzplatten
und Bucheleisten-Verbindungen; Holztafel mit diagonal verlegten Massiv-
holzplatten.

BAND 32

Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau

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

Holztafelbau mit klebstofffreien Beplankungen

Gefördert vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie
aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

D. Töws

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Holzbau und Baukonstruktionen

Forschungsberichte, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften, 2016

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 the cover, pictures and graphs – is licensed
under the 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 the 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 2017 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISSN 1860-093X

ISBN 978-3-7315-0624-9

DOI 10.5445/KSP/1000064747

Holztafelbau mit klebstofffreien Bepankungen

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der Fakultät für

Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT)
genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Dietrich Töws
aus Karaganda

Tag der mündlichen Prüfung: 13. Juli 2016

Hauptreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß
Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jan-Willem G. van de Kuilen

Karlsruhe 2016

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktionen des Karlsruher Instituts für Technologie. Das zugrunde liegende Forschungsvorhaben wurde vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie gefördert.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß für die Übernahme des Hauptreferats und die mir von ihm zugestandene Zeit zu promovieren. Die hervorragende fachliche Betreuung in allen Arbeitsbereichen und der von ihm gewährte wissenschaftliche Freiraum machten diese Arbeit erst möglich.

Mein herzlicher Dank gilt ebenso Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jan-Willem G. van de Kuilen, TU München, für die freundliche Übernahme des Korreferats und die daraus entstandenen Anregungen.

Meinen Kollegen Alexander Klein, Martin Huber, Michael Deeg, Michael Pfeifer, Michael Scheid, Sören Hartmann und Werner Waldeck danke ich sehr herzlich für ihr Engagement und ihre kreative Mitarbeit bei der Durchführung der Versuche. Den Diplomanden, Masteranden und studentischen Hilfskräften danke ich ebenfalls für ihr engagiertes und tatkräftiges Mitwirken.

Allen meinen Kollegen am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktionen danke ich für die kollegiale Unterstützung, den wissenschaftlichen Austausch und die Diskussionsbereitschaft in einem angenehmen Arbeitsklima.

Dietrich Töws

Kurzfassung

Der Holztafel- bzw. der Holzrahmenbau gehören im Ingenieurholzbau zu weit verbreiteten Bauweisen. Im Allgemeinen bestehen aussteifende Holztafeln aus einer Rahmenkonstruktion, die einseitig oder beidseitig beplankt ist. Zur Beplankung von Holztafeln werden meist kunstharzgebundene Holzwerkstoffplatten verwendet. Unterdessen führen im Holzbau steigende ökologische Ansprüche an Bauwerke dazu, dass die Verwendung von Bauelementen mit klebstofffreier Herstellung stetig zunimmt.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden durch experimentelle und numerische Untersuchungen unterschiedliche klebstofffreie Beplankungssysteme aus Massivholzplatten entwickelt und hinsichtlich ihrer Anwendungsmöglichkeiten als Beplankung in aussteifenden Holztafeln beurteilt – in Bezugnahme auf bekannte Bauweisen.

Die Verbindung zwischen den Brettern der Massivholzplatte erfolgt mit Hilfe von Schwalbenschwanzverbindungen. Da die Schubtragfähigkeit der Schwalbenschwanzverbindungen für Holztafeln mit horizontal verlegten Massivholzelementen nicht ausreichend tragfähig ist, werden verschiedene Schubverbindungen entwickelt und in kleinformatigen Versuchen untersucht. Auf Grundlage dieser Versuche werden unter Berücksichtigung konstruktiver und wirtschaftlicher Aspekte zwei Schubverbindungen für weiterführende Untersuchungen ausgewählt, Bucheleisten- und Buchedübelverbindungen. Anschließend werden diese Verbindungen industriell gefertigt und erneut geprüft. Die Auswertung der Versuche zeigt ein ungünstigeres Last-Verformungsverhalten der Prüfkörper aus industrieller Fertigung. Die passgenaue Herstellung der Verbindungen hat dabei einen großen Einfluss. Weiterhin werden Verbindungen entwickelt, die zwei benachbarte Massivholzplatten schubtragfähig verbinden, Wellennagelverbindungen und Verbindungen mit zwischen den Platten eingeschobenen Bucheleisten.

Mit Hilfe der Ergebnisse dieser Versuche ist es möglich, eine erste Abschätzung bzgl. des Trag- und Verformungsverhaltens eines ganzen Tafелеlements zu treffen.

Aus Versuchen an Rillennagelverbindungen und an Zugankerverbindungen sowie aus Querdruckversuchen werden die, für die computergestützte Modellierung notwendigen, Last-Verformungsbeziehungen hergeleitet. Für eine allgemeine Anwendbarkeit der Ergebnisse wird ein linearer Rohdichtekorrekturfaktor definiert.

Versuche an aussteifenden Holztafeln bestätigen die Ergebnisse aus den Untersuchungen an Einzelelementen. Neben Tafeln mit horizontal verlegten Massivholzplatten, werden Holztafeln mit diagonal verlegten Massivholzplatten wissenschaftlich untersucht und bewertet. Die Gegenüberstellung der letztgenannten mit OSB beplankten Tafeln ergibt, dass mit OSB-Beplankungen höhere Gebrauchslasten und Steifigkeiten erreicht werden. Ähnliche Aussagen liefert der Vergleich der diagonal beplankten Tafeln mit massiven Wandelementen aus nachgiebig verbundenen Brettlagen. Die Traglastberechnung nach Norm von beidseitig diagonal beplankten Tafeln zeigt im Vergleich zu den Versuchsergebnissen deutlich niedrigere Werte. Zur genaueren Berechnung wird deshalb ein erweiterter Bemessungsvorschlag angegeben.

Mit Hilfe numerischer Modellierung werden die Holztafeln aus den Versuchen berechnet. Für die Abbildung der Nachgiebigkeiten in Verbindungsbereichen werden die jeweiligen Last-Verformungsbeziehungen aus Einzelversuchen angewendet. Beim Vergleich von Simulations- und Versuchsergebnissen zeigen sich gute Übereinstimmungen. In einer abschließenden Studie werden geometrische und modellspezifische Parameter von diagonal beplankten Tafeln variiert und analysiert.

Abstract

Timber-frame constructions are often used in timber engineering. In general, the shear walls, necessary for the bracing of the construction, consist of a wooden frame, which is sheathed on one or both sides. Usually synthetic resin-bound wood-based panels are used as sheathing material. Meanwhile, rising requirements regarding the sustainability of constructions lead to an increasing use of glue-free components.

By experimental research and computational examinations, different glue-free sheathing systems made of solid timber panels were developed within the scope of this dissertation. These systems were then evaluated by their usability as sheathing in shear walls based on common structural design principles.

For the connections between the boards of the solid timber panels dovetail joints are used. However, the shear carrying capacity of dovetail joints in timber-frame constructions with horizontally placed solid timber panels is not sufficient to ensure sufficient bracing. Therefore, different shear connectors are developed and tested in small-scale experiments. Based on the results of these experiments considering structural and economical aspects, two shear connectors are selected: beech strip connections and beech dowel connections. These connections are industrially produced and tested afterwards. The results show less favourable load-displacement behaviours of industrially produced connectors. Precise fabrication of the connectors in the shear gap has a strong influence. Furthermore two connections types are developed for the shear load transfer between adjacent solid timber panels: corrugated fastener connections and connections with inserted beech strips in-between the boards. A first evaluation of the load carrying capacity and deformation behaviour of a complete shear wall is possible with the results of these experiments.

Load-displacement relations necessary for the computational examinations are based on experiments with ring-shank nail connections, holdown connections as well as on experiments with compression perpendicular to grain. A linear density correction factor is defined for an overall applicability of the results.

Shear wall tests on timber-frames confirm the results from experiments with single components. Beside that timber-frames with diagonally placed solid timber panels as well as timber-frames with horizontally placed panels are studied and evaluated. A comparison between timber-frames with diagonally placed solid timber panels and timber-frames with OSB sheathing shows a higher capacity and stiffness performance for OSB sheathing. Similar results follow from the comparison between diagonal sheathing and solid wall components made of glue-free connected boards. However, the structural analysis according to the building code of double-sided diagonal planked timber-frames shows obviously lower values in comparison to the results of the experiments. For more accurate calculations an extended design proposal was developed.

Using computational model for the timber-frames examined in the experiments shear wall tests were simulated. For reproducing misalignment in connectors, the corresponding load-displacement behaviour obtained by experiments is used. Good agreement was found for the comparison between simulation and test results. In a conclusive study geometrical and model-specific parameters of diagonally planked timber-frames were varied and analysed.

Inhalt

1	Einleitung	1
2	Bisherige Beplankungssysteme	7
	2.1 OSB- und Spanplatten.....	7
	2.2 Sperrholzplatten	8
	2.3 Gipskartonplatten	8
	2.4 Holzfaserdämmplatten	9
	2.5 Diagonale Brettschalung	10
3	Nichttragende Massivholzplatte	11
	3.1 Freies Schwinden und Quellen.....	11
	3.2 Versuchsprogramm	14
	3.3 Versuchsaufbau und Durchführung.....	15
	3.4 Ergebnisse und Vergleich	16
4	Entwicklung von Schubverbindungen	19
	4.1 Allgemeines	19
	4.2 Versuchsprogramm	22
	4.3 Versuchsaufbau und Durchführung.....	27
	4.4 Ergebnisse	27
	4.5 Vergleich der Ergebnisse	35
	4.6 Zusammenfassung	40
5	Schubverbindungen von Einzelementen	43
	5.1 Allgemeines	43
	5.2 Versuchsprogramm	44
	5.3 Versuchsaufbau	48
	5.4 Ergebnisse	49
	5.5 Vergleich der Ergebnisse	55
	5.6 Zusammenfassung	59
6	Einzelverbindungen an Holztafeln	63
	6.1 Allgemeines	63
	6.2 Rillennagelverbindung	63
	6.2.1 Versuchsprogramm	63

6.2.2	Versuchsaufbau und Durchführung.....	65
6.2.3	Ergebnisse	66
6.2.4	Vergleich der Ergebnisse	70
6.3	Zugankeranschluss.....	72
6.3.1	Versuchsprogramm	72
6.3.2	Versuchsaufbau und Durchführung.....	73
6.3.3	Ergebnisse	74
6.3.4	Vergleich der Ergebnisse	77
6.4	Nachgiebigkeit infolge Querdruck	78
6.4.1	Versuchsprogramm	78
6.4.2	Versuchsaufbau und Durchführung.....	79
6.4.3	Ergebnisse	80
6.4.4	Vergleich der Ergebnisse	81
7	Wand- und Deckenelemente	83
7.1	Allgemeines.....	83
7.2	Versuchsprogramm	83
7.3	Versuchsaufbau und Durchführung.....	89
7.4	Ergebnisse	91
7.5	Vergleiche	98
7.6	Zusammenfassung	107
8	Computergestützte Modellierung.....	109
8.1	Kenntnisstand	109
8.1.1	Rahmenkonstruktion	110
8.1.2	Beklankung	111
8.1.3	Verbindung zwischen Rahmen und Beplankung.....	112
8.1.4	Auflagerbedingungen	116
8.2	Modellierung von Tafелеlementen mit horizontal verlegten Massivholzplatten	117
8.2.1	Allgemeines.....	117
8.2.2	Bucheleistenverbindungen	120
8.2.3	Wellennagelverbindungen	121
8.2.4	Buchedübelverbindungen	122
8.2.5	Rillennagelverbindungen.....	123
8.2.6	Zugankeranschluss.....	124

8.2.7	Nachgiebigkeit infolge Querdruck	125
8.2.8	Ergebnisse und Verifizierung.....	126
8.2.9	Modelle mit optimierten Schubverbindungen.....	129
8.3	Modellierung von Tafелеlementen mit diagonal verlegten Massivholzplatten	131
8.3.1	Allgemeines	131
8.3.2	Rillennagelverbindung.....	133
8.3.3	Ergebnisse und Verifizierung.....	137
8.3.4	Parameterstudie	141
9	Zusammenfassung und Ausblick	161
Literatur	165
	Zitierte Normen	168
	Zitierte Zulassungen.....	169
Bezeichnungen	171
Anhang	175
	Anhang zu Abschnitt 3	176
	Anhang zu Abschnitt 4	181
	Anhang zu Abschnitt 5	197
	Anhang zu Abschnitt 6	205
	Anhang zu Abschnitt 7	220
	Anhang zu Abschnitt 8.....	228

1 Einleitung

Aufgrund eines gestiegenen ökologischen Bewusstseins wird bei der Errichtung eines Bauwerks neben der Wirtschaftlichkeit zunehmend Wert auf die ökologische Verträglichkeit der verwendeten Materialien gelegt. Auch im Ingenieurholzbau gibt es Elemente, die ein ökologisches Optimierungspotential aufweisen.

Zur Herstellung von Holzwerkstoffen werden hauptsächlich Melaminharzklebstoffe, Phenol-Resorcin-Harzklebstoffe und Polyurethan-Klebstoffe verwendet. Bei Verwendung dieser Klebstoffe ist eine Verunreinigung der Innenraumluft durch Emission unterschiedlicher flüchtiger organischer Verbindungen möglich. Weshalb im Rahmen eines Zulassungsverfahrens für bestimmte Bauprodukte neben der technischen Beurteilung auch eine gesundheitliche Beurteilung erfolgt. Die „Grundsätze zur gesundheitlichen Bewertung von Bauprodukten in Innenräumen“ werden durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) definiert, siehe DIBt (2010). Der Ausschuss zur gesundheitlichen Bewertung von Bauprodukten (AgBB) entwickelt die Grundlagen als Schema zur Vorgehensweise, aktuelle Ausgabe siehe AgBB (2015). Zum Zwecke der gesundheitlichen Bewertung von Bauprodukten nach dem AgBB-Schema untersuchen Wilke et al. (2012) aus Kiefernholz hergestellte Holzwerkstoffe (OSB-Platten und Leimholz-Platten). Sie stellten fest, dass von sechs im Handel erworbenen OSB-Platten unterschiedlicher Hersteller vier von sechs Platten nicht den Anforderungen des AgBB-Schemas entsprechen. Sie weisen auch auf eine unzureichende „praktische Umsetzung der gesundheitsbezogenen Anforderungen der Bauproduktenrichtlinie“ hin, weil „[...] bis heute verbindliche und differenzierte [...] Bewertungsvorschriften für Bauprodukte in Europa“ fehlen (Wilke et al., 2012). Der generelle Verzicht auf Klebstoffe zur Herstellung von Bauelementen stellt eine wesentliche Möglichkeit einer ökologischen Optimierung dar.

Für Massivholzwände und für Massivholzdecken existieren auf dem Markt bereits unterschiedliche Systeme mit Zulassung (abZ bzw. ETA), die bei der

Herstellung gänzlich ohne Klebstoffe auskommen, vgl. z. B. ETA-09-0244 (2010), ETA-11-0338 (2011) und ETA-13-0785 (2013). Im Allgemeinen bestehen diese Bauteile aus mehreren übereinander angeordneten Brettlagen mit unterschiedlicher Orientierung der einzelnen Lagen. Die Lastabtragung erfolgt über die gekreuzt oder diagonal verlegten Bretter. Die Verbindung der einzelnen Lagen wird meist unter Verwendung von Buchedübeln realisiert, siehe Bild 1-1.

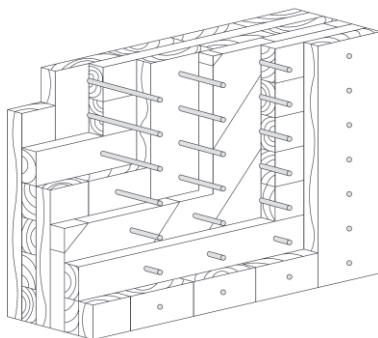


Bild 1-1 Prinzipskizze eines Massivholzelements mit Verbindungsmitteln aus Buche

Im Holztafel- bzw. Holzrahmenbau sind ebenfalls Bauteile ohne Verwendung von Klebstoffen denkbar. Da die Rahmenkonstruktion in aller Regel ohnehin aus Vollholz besteht, ist in erster Linie die Beplankung genauer zu betrachten. Hierzu werden im Rahmen dieser Arbeit tragende klebstofffreie Massivholzplatten entwickelt und deren Einsatzmöglichkeiten in verschiedenen Tafelbausystemen aufgezeigt. Die betrachteten Platten bestehen aus einzelnen Fichtenbrettern. Die Bretter besitzen innerhalb der Platte eine schwalbenschwanzförmige Nut- und Federverbindung in den Schmalseiten der Bretter. An den Plattenrändern sind die Randbretter über ein sogenanntes Einhängesystem miteinander verbunden. Diese beiden formschlüssigen Verbindungen gewährleisten den generellen Verbund der Bretter, können aber für eine Kraftübertragung in Plattenebene, parallel zu den Schmalseiten der Bretter bzw. parallel zur Scherfuge, nicht herangezogen werden. Um diese Kraftübertragung zu ermöglichen, war eines der wichtigen Ziele dieser

Arbeit zahlreiche Optionen für eine kraftschlüssige Schubverbindung der benachbarten Bretter zu entwickeln und wissenschaftlich zu untersuchen. Dabei wurde zwischen der Verbindung zweier Bretter als Verbindung innerhalb einer Platte oder als Verbindung zwischen zwei benachbarten Platten unterschieden. Dieser Überlegung liegt die Tatsache zugrunde, dass die Verbindung innerhalb einer Platte mit einer höheren Präzision im Herstellwerk realisiert werden kann, während die Verbindung zwischen zwei Platten erst bei der Montage der Platten auf der Baustelle erfolgt und somit baustellentauglich konzipiert werden muss.

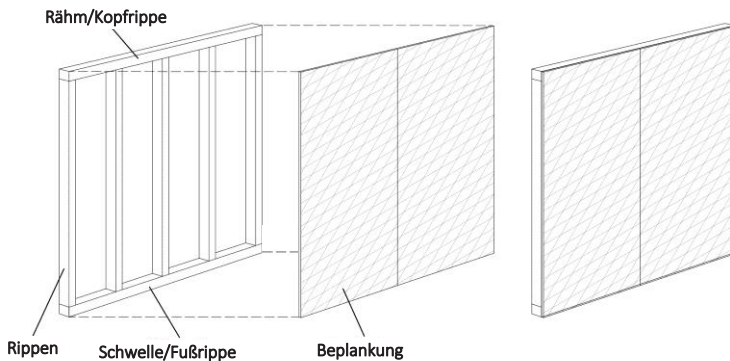


Bild 1-2 Prinzipskizze eines möglichen Plattenaufbaus

Zur vollständigen Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens beplankter Holztafeln werden im Rahmen dieser Arbeit weitere Verbindungsdetails wissenschaftlich untersucht und für eine computergestützte Modellierung aufbereitet. Dazu gehören der Anschluss der Beplankung an die Rahmenkonstruktion, die Rahmenkonstruktion selbst und der Anschluss der Holztafel an die Unterkonstruktion.

Draufsicht



Plattenquerschnitt aus fünf parallel angeordneten Brettern

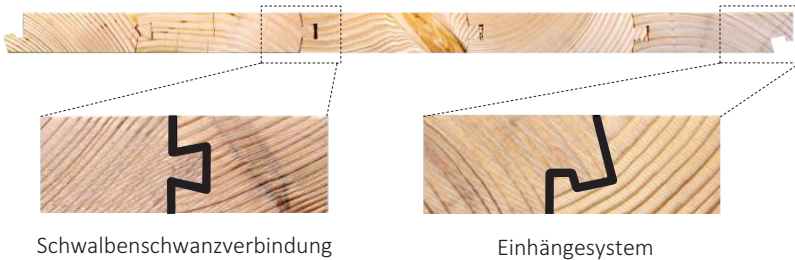


Bild 1-3 Klebstofffreie Massivholzplatte und Details

Neben der Betrachtung der Verbindungen benachbarter Bretter innerhalb der Beplankung wird die Beplankung als Ganzes untersucht. Die vorliegende Arbeit präsentiert Tafelbausysteme, deren Beplankung aus horizontal verlegten Massivholzplatten mit Schubverbindungen bestehen. Weiterhin werden entsprechende Berechnungsmodelle vorgestellt, die, bei Verwendung von Verbindungsmitteln unterschiedlicher Steifigkeiten, das sich verändernde Trag- und Verformungsverhalten der gesamten Beplankung, berücksichtigen. Darüber hinaus werden Wandscheiben mit diagonal verlegten Massivholzplatten – ähnlich einer diagonalen Brettschalung – experimentell und numerisch analysiert. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse, ermöglichen das normative Berechnungsverfahren zu erweitern. Dieses wirtschaftlichere und zugleich sichere Bemessungskonzept wird im Rahmen einer bauaufsichtlichen Zulassung definiert.

Die hier zur Verfügung gestellten computergestützten Modelle ermöglichen zuverlässige Aussagen über das Trag- und Verformungsverhalten für die im

Rahmen der Arbeit entwickelten Holztafeln zu treffen und können um weitere, nicht experimentell untersuchte Tafelkonfigurationen, erweitert werden. Für die hierzu notwendige Gültigkeit der Modelle in den anwendungsrelevanten Bereichen wurden, durch Variation geometrischer und modellspezifischer Parameter, Studien durchgeführt und analysiert.

2 Bisherige Beplankungssysteme

2.1 OSB- und Spanplatten

OSB (Oriented Strand Board) bzw. Grobspanplatten und Spanplatten gehören zu den am häufigsten verwendeten Plattenwerkstoffen im Holztafelbau in Mitteleuropa. Dabei kann je nach statischer Anforderung und je nach Einsatzbereich (trocken oder feucht) die entsprechende Plattenklasse gewählt werden. OSB- und Spanplatten sind im Vergleich zu anderen Holzwerkstoffen verhältnismäßig preiswert und besitzen für den Einsatz als Beplankung gute mechanische Eigenschaften. In ökologischer Hinsicht ist der Einsatz solcher Platten nicht unbedenklich, da für die Plattenproduktion meist Kunstharzklebstoffe verwendet werden. Bild 2-1 zeigt die Montage eines Wandelements mit OSB-Beplankung.



Bild 2-1 Wandtafel mit OSB-Beplankung; Quelle: www.flickr.com

2.2 Sperrholzplatten

Sperrholzplatten sind bzgl. der mechanischen Eigenschaften gut für den Einsatz als aussteifende Beplankung von Holztafeln geeignet. Durch das kreuzweise Verkleben der einzelnen Lagen entsteht ein dimensions- und formstabiler Plattenwerkstoff. Im Vergleich zu OSB- oder Spanplatten handelt es sich bei Sperrholzplatten um einen eher teuren Werkstoff. Für Anwendungen, bei denen eine sichtbare und ästhetisch ansprechende Holzoberfläche erwünscht ist, ist der Einsatz von Sperrholzplatten als Beplankung von Tafelelementen ideal. Hinsichtlich der Plattenherstellung mit Kunstharzklebstoffen sind Sperrholzplatten aus ökologischer Sicht ähnlich zu beurteilen wie OSB- und Spanplatten.



Bild 2-2 Sperrholzplatte; Quelle: www.modulor.de

2.3 Gipskartonplatten

Gipskartonplatten bestehen aus einem Gipskern, der mit einem dauerhaft verbundenen Karton ummantelt ist. Die Verbindung von Karton und Gipskern verleiht dem Verbundwerkstoff die erforderliche Festigkeit, wobei der Karton als Bewehrung der Zugzone fungiert. Im Vergleich zu den oben genannten Holzwerkstoffplatten haben Gipskartonplatten geringere Festigkeits- und Steifigkeitswerte und können deswegen beim Einsatz als Beplankung nur zur Übertragung kleinerer Lasten verwendet werden. Häufig sind

Gipskartonplatten, aufgrund des guten Feuerwiderstands, als zusätzliche Beplankungsschicht angeordnet, um im Brandfall die dahinter liegende Holzkonstruktion zu schützen.

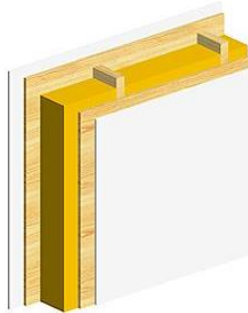
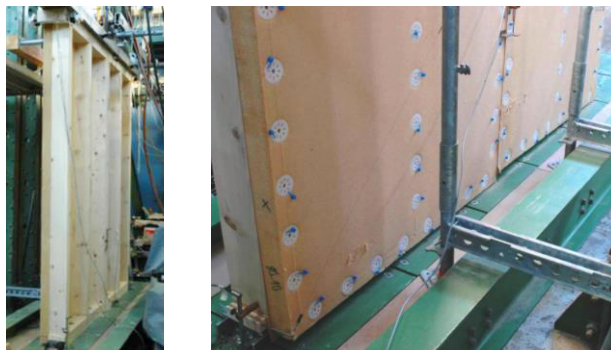


Bild 2-3 Querschnitt Wandaufbau mit Gipskartonplatten als äußere Beplankungsschicht; Quelle: www.pichler-holzbau.at

2.4 Holzfaserdämmplatten

Holzfaserdämmplatten werden im Holzbau in der Regel für bauphysikalische Funktionen eingesetzt. Gebhardt (2012) untersucht Möglichkeiten, Holzfaserdämmplatten als aussteifende Beplankung im Holztafelbau zu verwenden, und entwickelt hierzu die erforderlichen Berechnungsgrundlagen. Demnach sind Holzfaserdämmplatten als aussteifende Beplankung für moderate Lastbeanspruchungen einsetzbar. Bild 2-4 zeigt ein Wandelement mit außenliegender Beplankung aus Holzfaserdämmplatten im Prüfstand. Die Herstellung von Holzfaserdämmplatten benötigt je nach Herstellverfahren unterschiedlich viel Energie und unterschiedliche Zusatzstoffe. Dabei werden für manche Produktionsverfahren Kunstharzklebstoffe als Bindemittel verwendet.



*Bild 2-4 Wandtafel mit Holzfaserdämmplatten als Beplankung;
Quelle: Gebhardt (2012)*

2.5 Diagonale Brettschalung

Einzelne diagonal verlegte Bretter, die mit Hilfe von Nägeln, Klammern oder Schrauben an die Rahmenkonstruktion angeschlossen sind, können zur Aussteifung von Holztafeln verwendet werden. In DIN EN 1995-1-1/NA (2013) ist ein Verfahren zur Berechnung solcher Tafелеlemente enthalten. Hierzu dürfen die durch eine horizontale Kraft verursachten Beanspruchungen am vereinfachten Fachwerkmodell, bestehend aus den vier Randrippen und einer Diagonalen, nachgewiesen werden. Ausgehend von der Belastung kann durch geeignete Wahl der Bauteilabmessungen und der Verbindungsmittel ein tragfähiges Aussteifungssystem dimensioniert werden. In Abschnitt 7.5 ist eine Vergleichsrechnung mit angepassten Eingangswerten aufgeführt. Für Tafелеlemente mit diagonaler Brettschalung sind neben den einzelnen Holzbauteilen und den metallischen Verbindungsmitteln keine weiteren Zusatzstoffe – insbesondere keine Klebstoffe – erforderlich.

3 Nichttragende Massivholzplatte

In diesem Abschnitt werden alle durchgeführten Untersuchungen für die nichttragende Massivholzplatte behandelt. Zunächst wird das freie Schwind- und Quellverhalten der Bretter betrachtet und die sich damit verändernde Querschnittsgeometrie der Schwalbenschwanznut und der Schwalbenschwanzfeder erfasst. Anschließend wird der Einfluss eines unterschiedlichen Holzfeuchtegehalts der benachbarten Bretter beim Zusammenbau untersucht.

3.1 Freies Schwinden und Quellen

Für die Untersuchungen wurden 906 Bretter mit einer Schwalbenschwanznut bzw. Schwalbenschwanzfeder beim beteiligten Industriepartner entnommen. Davon werden für die Untersuchung des freien Schwind- und Quellverhaltens und der damit verbundenen Querschnittsformänderung 54 Bretter mit unterschiedlicher Jahrringstruktur bzw. unterschiedlichen Winkeln der Jahrringe α_{JR} (liegende, stehende und diagonal verlaufende Jahrringe) verwendet. Proben dieser Bretter werden durch Veränderung der Luftfeuchtigkeit bei vier verschiedenen klimatischen Bedingungen (20°C und 85 % Luftfeuchtigkeit, 20°C und 65 % Luftfeuchtigkeit, 20°C und 25 % Luftfeuchtigkeit und darrtrockener Zustand) bis zum Erreichen der Ausgleichsfeuchte gelagert und anschließend vermessen. Die Proben werden zunächst bei Normalklima 20 / 65 gelagert, anschließend im Klima 20 / 85 zum Quellen gebracht und danach im Klima 20 / 25 und schließlich im Darrofen schrittweise getrocknet. In Bild 3-2 ist am Beispiel des Prüfkörpers PFT-1 der sich verändernde Brettquerschnitt bei unterschiedlichen Klimabedingungen gezeigt.

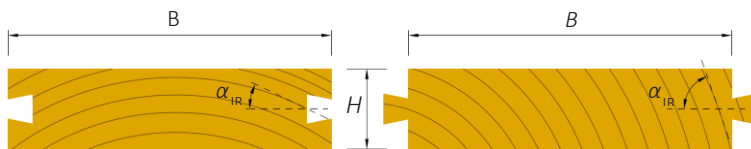


Bild 3-1 Brettquerschnitte mit dem definierten Winkel der Jahresringe α_{IR}

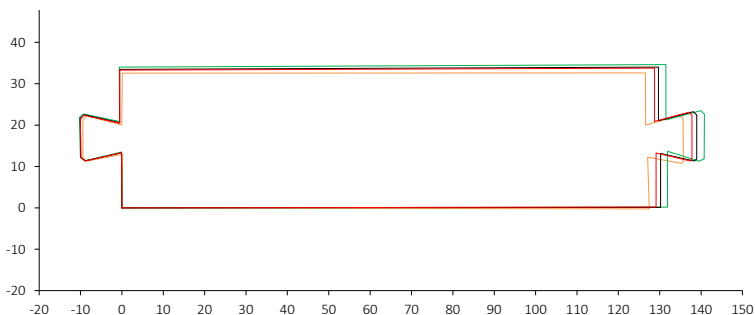


Bild 3-2 Brettquerschnitt PFT-1 bei unterschiedlichen Klimabedingungen (20°C-65 % schwarz; 20°C-85 % grün; 20°C-25 % rot; darrtrocken orange); Maße in mm

Mit Hilfe der Messergebnisse können für die Parameter Brettstärke und Brettbreite die differentiellen Schwind- und Quellmaße ermittelt werden, siehe Tabelle 3-1. Die Ergebnisse der einzelnen Versuche sind im Anhang aufgeführt. Für die Berechnung der differentiellen Schwind- und Quellmaße bei unterschiedlichen Klimabedingungen wird der Ausgangszustand (20°C-65 %) zu Grunde gelegt. Die Ergebnisse zeigen gute Übereinstimmungen mit Untersuchungen zum freien Quellen von Keylwerth (1962). Bei Keylwerth wird das differentielle Quellmaß an kleinen Holzproben im für die Praxis relevanten Holzfeuchtebereich von etwa 5 % bis 20 % bestimmt. Die normgerechte Bestimmung der differentiellen Quellmaße nach DIN 52184 (1979) gibt ähnlich dem Verfahren nach Keylwerth einen Luftfeuchtebereich von 35 % bis 85 % bei 20°C an.

Tabelle 3-1 Statistische Kennwerte für die differentiellen Schwind- bzw. Quellmaße der Parameter Brettbreite (q_B) und Bretthöhe (q_H) sowie der Begleitwerte ρ , α_{JR} und u

N = 54	s	MIN	MAX	\bar{x}
Klima 20°C-65 % (Ausgangszustand)				
ρ in kg/m ³		353	559	436
α_{JR} in °		2,00	89,0	51,0
u in %		11,5	12,8	12,3
Klima 20°C-85 % (Quellen)				
u in %		15,7	18,4	17,5
q_B in %/%	0,07	0,07	0,36	0,20
q_H in %/%	0,10	0,06	0,43	0,25
Klima 20°C-25 % (Schwinden)				
u in %		7,10	7,50	7,30
q_B in %/%	0,06	0,12	0,34	0,22
q_H in %/%	0,09	0,05	0,50	0,25
Klima darrtrocken (Schwinden)				
u in %		0,0	0,0	0,0
q_B in %/%	0,06	0,11	0,35	0,22
q_H in %/%	0,08	0,06	0,43	0,25
Keylwerth (1962) N=35				
ρ in kg/m ³		370	480	410
Δu in %				≈15,0
$q_{rad/tang}$ in %/%		0,12	0,41	0,26

In Bild 3-3 sind exemplarisch für die Bretthöhe die Ergebnisse der ermittelten differentiellen Schwind- bzw. Quellmaße in Abhängigkeit vom Winkel der Jahrringe α_{JR} dargestellt. Für alle drei untersuchten Klimabedingungen lassen sich Korrelationen erkennen. Die Ergebnisse für den Parameter „Brettbreite“ sind im Anhang Bild A-1 enthalten. Diese Daten sollen die Grundlage für Aufbau und Verifikation des Rechenmodells der nichttragenden Massivholzplatte bilden.

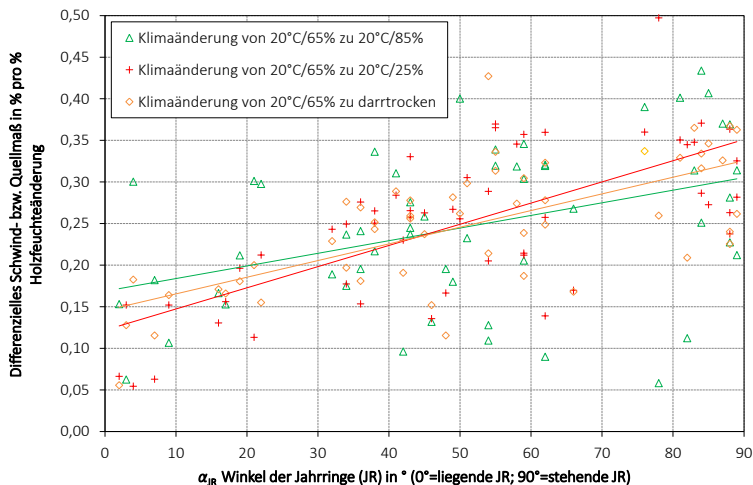


Bild 3-3 Schwind- und Quellmaße für den Parameter „Bretthöhe“ bei unterschiedlichen Klimabedingungen

3.2 Versuchsprogramm

Die Mehrzahl der 906 Bretter wird zunächst für die Herstellung der nichttragenden Massivholzplatte verwendet. Dabei wird angestrebt, zwei Reihen von Platten herzustellen. Reihe A soll möglichst keinen Holzfeuchteunterschied der zueinander benachbarten Nut- und Federbretter aufweisen ($\Delta u_{\text{Anfang}} = 0,6\%$), Reihe B einen großen Holzfeuchteunterschied ($\Delta u_{\text{Anfang}} = 18\%$) der Nut- und Federbretter beim Zusammenschieben der Bretter zu einer Platte. Nach Erreichen der Ausgleichsfeuchte im Normalklima 20/65 werden aus den Platten Prüfkörper hergestellt, die einer Druckscherprüfung unterzogen werden, um die Schertragfähigkeit entlang der Brettränder festzustellen. Bei der Auswahl der Prüfkörper wird darauf geachtet, dass die beiden Bretter eines Prüfkörpers jeweils einen ähnlichen Winkel α_{JR} aufweisen. Es werden Prüfkörper mit stehenden, liegenden und diagonal verlaufenden Jahrringen geprüft. Zielsetzung ist, einen Verspannungseffekt der schwalbenschwanzförmigen Nut- und Federverbindung der Platten der Reihe B im Vergleich zu den Platten der Reihe A zu quantifizieren. Für beide Reihen werden je 8 Versuche durchgeführt.

3.3 Versuchsaufbau und Durchführung

In Bild 3-4 sind die Prüfkörpergeometrie und der Versuchsaufbau für die Druckscherversuche dargestellt. Der Prüfkörper wird im Bereich der Lasteinleitung schräg abgesägt und geneigt in die Universalprüfmaschine eingebaut. Somit können einerseits Exzentrizitäten während der Versuchsdurchführung vermieden werden und andererseits ist ein schneller und einfacher Ein- und Ausbau der Prüfkörper möglich. Die Last wird mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit aufgebracht. Die Lasteinleitung erfolgt über einen Stahlschuh. Der Prüfkörper wird horizontal verschieblich gelagert. Die Relativverschiebung der zwei Fichtenbretter wird berührungslos mit zwei Kameras aufgezeichnet.

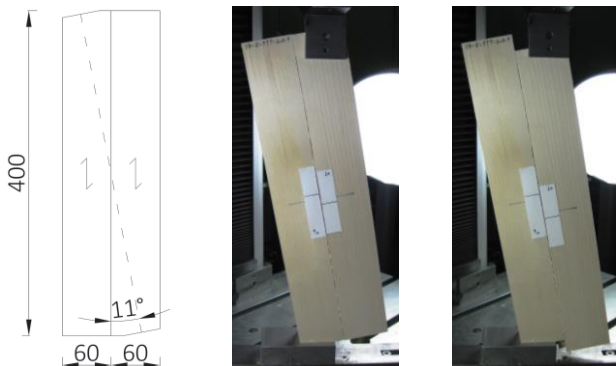


Bild 3-4 Geometrie und Versuchsstand vor und nach Versuchsdurchführung;
Maße in mm

Für die Versuchsauswertung wird der parallel zur Scherfuge der Bretter wirkende Lastanteil und die in gleicher Richtung gemessene Relativverschiebung der Bretter herangezogen. Die Holzfeuchte im Anfangszustand bzw. beim Zusammenbau der Platten und die Holzfeuchte im Endzustand bzw. unmittelbar nach Versuchsdurchführung werden an Proben in Anlehnung an DIN EN 13183-1 (2002) bestimmt. Die Mittelwerte der Holzfeuchte für die jeweilige Reihe sind in Tabelle 3-2 mit angegeben.

3.4 Ergebnisse und Vergleich

Bei allen durchgeführten Versuchen kann ein Abgleiten der beiden Bretter entlang der Scherfuge mit der schwalbenschwanzförmigen Nut- und Feder-Verbindung beobachtet werden. Ein Abbrechen der Nutflanken oder der Schwalbenschwanzfeder tritt nicht auf. In Tabelle 3-2 ist F_{\max} als Höchstlast bis zum Erreichen einer Relativverschiebung der Bretter von 15 mm definiert. Zusätzlich wird dort die aufgenommene Last bis zu einer Verschiebung von 1 mm $F_{v=1\text{mm}}$ angegeben. Beide Werte werden auf 1 m Scherfuge bezogen. Die Ergebnisse der einzelnen Versuche sind in Tabelle A-2 im Anhang aufgeführt. Die dazugehörigen Last-Verformungsdiagramme sind in Bild A-2 und Bild A-3 des Anhangs zu finden.

Tabelle 3-2 Statistische Kennwerte der Holzfeuchte im Ausgangszustand und im Endzustand, der aufgenommenen Kraft bei 1 mm Verschiebung $F_{v=1\text{mm}}$ und der Maximallast F_{\max}

	s	MIN	MAX	\bar{x}
Reihe A (N = 8)				
$u_{\text{Anfang,Nutbrett}}$ in %		11,5	12,1	11,8
$u_{\text{Anfang,Federbrett}}$ in %		11,1	11,8	11,3
Δu_{Anfang} in %		0,30	1,00	0,60
$u_{\text{Ende,Nutbrett}}$ in %		13	14,2	13,6
$u_{\text{Ende,Federbrett}}$ in %		12,6	13,8	13,4
$F_{v=1\text{mm}}$ in N/m	17	27	71	56
F_{\max} in N/m	47	61	177	119
Reihe B (N = 8)				
$u_{\text{Anfang,Nutbrett}}$ in %		28,7	28,8	28,8
$u_{\text{Anfang,Federbrett}}$ in %		10,4	10,6	10,5
Δu_{Anfang} in %		18,1	18,4	18,2
$u_{\text{Ende,Nutbrett}}$ in %		12,4	13,9	12,9
$u_{\text{Ende,Federbrett}}$ in %		11,5	13,4	12,3
$F_{v=1\text{mm}}$ in N/m	149	140	498	313
F_{\max} in N/m	145	218	643	421

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse beider Reihen zeigen Bild 3-5 und Bild 3-6. Sowohl bei der Betrachtung der ermittelten Höchstlasten in Abhängigkeit von der Holzfeuchtedifferenz im Anfangszustand (Bild 3-5) als auch in Abhängigkeit vom Jahrringverlauf im Brettquerschnitt (Bild 3-6) kann im Allgemeinen eine Erhöhung der aufnehmbaren Kräfte für Reihe B nachgewiesen werden. Hier wird aber auch deutlich, dass die Streuung der Messergebnisse in Reihe B viel stärker ausgeprägt ist als in Reihe A und die Kraftzunahme infolge der Verspannung nur gering ausfällt. Damit lässt sich bei dem betrachteten System der Massivholzplatte infolge der Holzfeuchtedifferenz der einzelnen Nut- und Federbretter im Ausgangszustand kein ausreichender Verspannungseffekt feststellen. Ein Grund für den geringen Verspannungseffekt ist das Nachgeben der Nutflanken während des Schwindens der Nutbretter und des Quellens der Federbretter. Da die Federbreite aus Herstellungsgründen nicht verringert werden kann, wäre zur Verbesserung des Verspannungseffekts eine Vergrößerung der Brettstärke denkbar.

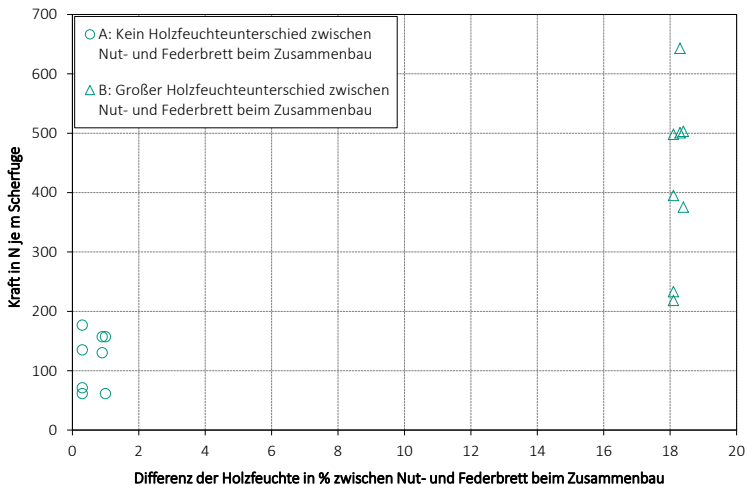


Bild 3-5 Zusammenhang zwischen den aufnehmbaren Scherkräften und den Holzfeuchtedifferenzen benachbarter Bretter

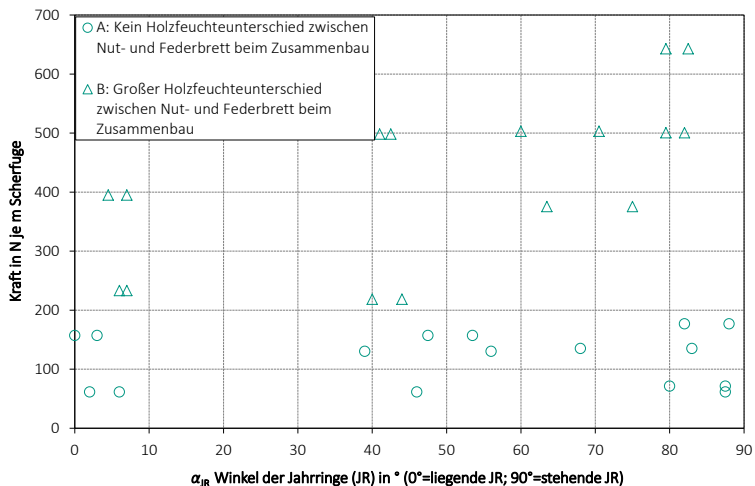


Bild 3-6 Zusammenhang zwischen den aufnehmbaren Scherkräften und dem Winkel der Jahrringe α_{JR} im Querschnitt der benachbarten Bretter

Wie vom Industriepartner angestrebt, soll die Massivholzplatte auch in sichtbaren Bereichen eingesetzt werden, d. h. es besteht ein ästhetischer Anspruch an das äußere Erscheinungsbild bzw. die Oberfläche der Massivholzplatte. Da sich bei den Platten der Reihe mit großem Holzfeuchteunterschied nach der Klimatisierung der Platten bis zum Erreichen der Ausgleichsholzfeuchte Spaltöffnungen von mehreren Millimetern in den Fugen zwischen den einzelnen Brettern bilden, kommen derartige Platten für optisch anspruchsvolle Anwendungen nicht in Frage. Aufgrund der wenig erfolgreichen Ergebnisse dieser Untersuchungen werden keine weiteren Untersuchungen für die nichttragende Massivholzplatte durchgeführt.

4 Entwicklung von Schubverbindungen

4.1 Allgemeines

Im Folgenden werden Verbindungen vorgestellt, die eine Kraftübertragung parallel zur Scherfuge zweier Bretter mit schwalbenschwanzförmiger Nut-Federverbindung ermöglichen. Es handelt sich dabei um Verbindungen innerhalb der klebstofffreien Massivholzplatte, siehe Bild 1-3. Die Schubverbindungen am Plattenrand werden im Abschnitt 5 behandelt. Bei den hier vorgestellten Verbindungen werden punktförmige oder stift- bzw. stabförmige Verbindungsmittel aus Buche angeordnet.

Stiftförmige Verbindungsmittel aus Holz stellen eine der ältesten zimmermannsmäßigen Verbindungsformen dar. In historischen Fachwerkkonstruktionen ist es manchmal notwendig, die Tragfähigkeit dieser Verbindungen nachzuweisen. Stoy (1939) berichtet über die CABRÖL-Bauweise, bei der u. a. Holzdübel aus Eiche, Buche oder Bongossi als sogenannte Biegedübel und Scherdübel mit Durchmessern zwischen 40 mm und 80 mm verwendet werden, siehe Bild 4-1.

Die experimentelle Bestimmung der Tragfähigkeit der Biegedübel wird aus Versuchen an zwei- und vierschnittigen Verbindungen ermittelt. Unabhängig von der betrachteten Holzart wird eine zulässige Dübelbelastung von $F = 7 \cdot d^2$ (zul F in N, d in mm) angegeben. Dabei darf die Lochleibungsspannung 4 N/mm^2 nicht überschreiten. Die Tragfähigkeit der Scherdübel wird unabhängig von der Holzart mit der Angabe einer zulässigen Scherspannung von 2 N/mm^2 bei einer maximal zulässigen Lochleibungsspannung von 4 N/mm^2 bestimmt.

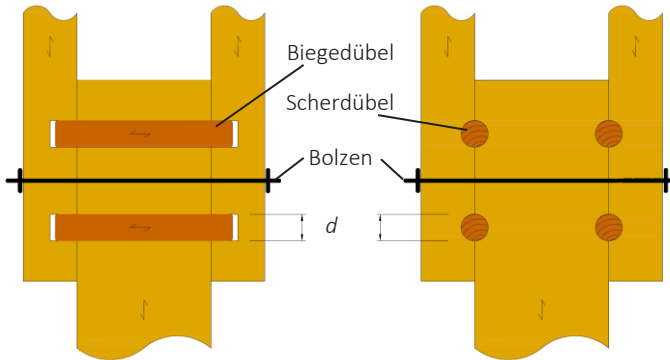


Bild 4-1 Holzverbindungen nach der CABRÖL-Bauweise mit Biegedübeln und Scherdübeln

Ehlbeck und Hättich (1989) sowie Görlacher (1999) führen Untersuchungen an ein- und zweischnittigen Holzverbindungen mit Eichenholzstäben mit Durchmessern zwischen 20 mm und 30 mm durch und entwickeln daraus einen Bemessungsvorschlag. Danach ist im Lastfall H die zulässige Belastung zur N_1 eines Eichenholzstabs abhängig von dessen Durchmesser und Rohdichte.

$$\text{zul}N_1 = 4 \cdot d^2 \cdot \frac{\rho_{HN}}{\rho_{5\%}}$$

mit

zur N_1 zulässige Belastung eines einschnittig beanspruchten Eichenholzstabs in N

d Durchmesser des Eichenholzstabs in mm

ρ_{HN} Rohdichte des Eichenholzstabs

$\rho_{5\%}$ 5 %-Quantil der Rohdichte von Eichenholz (570 kg/m³)

Blaß et al. (1999) untersuchen Verbindungen mit auf Abscheren beanspruchten Holzdübeln mit Durchmessern zwischen 20 mm und 30 mm aus

Eiche, Esche, Buche, Robinie und Bongossi. Die Schlankheit und der Durchmesser der Verbindungsmittel sind hierbei wichtige Kriterien. Es wird überprüft, ob die Gleichungen nach Johansen (1949) für die Berechnung der Tragfähigkeit von Verbindungen mit metallischen Verbindungsmitteln auch für Holzdübelverbindungen anwendbar sind. Dazu werden Lochleibungs-, Biege- und Druckscherversuche durchgeführt. Die Untersuchungen zeigen, dass aufgrund des vorzeitigen Biegeversagens der Verbindungsmittel die Lochleibungsfestigkeit der Bauteile in der Regel nicht ausgenutzt wird. Die Gleichungen nach Johansen können durch Einführung eines Modifikationsbeiwertes dennoch angewendet werden.

Nach dem nationalen Anhang DIN EN 1995-1-1/NA (2013) Abschnitt NCI NA.12.13 kann die charakteristische Tragfähigkeit F_{Rk} in N von ein- und zweischnittigen Eichenholznagelverbindungen bei Beanspruchung auf Abscheren je Scherfuge wie folgt bestimmt werden:

$$F_{Rk} = 9,5 \cdot d^2$$

Dies gilt für Verbindungsmitteldurchmesser d zwischen 20 mm und 30 mm und für Holzbauteile mit einer charakteristischen Rohdichte $\rho_k \geq 350 \text{ kg/m}^3$. Die erforderliche Mindestholzdicke t_{req} beträgt $2 \cdot d$. Für geringere Holzdicken t ist der Wert F_{Rk} mit dem kleineren der Verhältnismerte t_1/t_{req} bzw. t_2/t_{req} zu multiplizieren. Die Mindestabstände untereinander und von den Holzrändern sind mit $2 \cdot d$ festgelegt. Da Holznägel aus Buche eine höhere Biegetragfähigkeit besitzen als Eichenholznägel, kann die Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit F_{Rk} auch für Verbindungen mit Holznägeln aus Buche angewendet werden (Blaß et al., 2005).

Die hier vorgestellten Bemessungsmöglichkeiten sind nur mit Einschränkungen auf die im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Schubverbindungen übertragbar. Für einige entwickelte Schubverbindungen lagen keine Ergebnisse experimenteller Untersuchungen vor. Darüber hinaus sollte der Einfluss der Holzfeuchte auf das Trag- und Verformungsverhalten solcher Verbindungen untersucht werden. Die in diesem Abschnitt vorgestellten Ergebnisse wurden zum Teil im Rahmen einer Diplomarbeit (Sghair, 2012) am KIT - Holzbau und Baukonstruktionen erarbeitet.

4.2 Versuchsprogramm

Es werden insgesamt 14 verschiedene Versuchskonfigurationen untersucht. Ein Versuchskörper besteht aus zwei Fichtenbrettern, die über eine schwalbenschwanzförmige Nut- und Federverbindung an der Schmalseite der Bretter formschlüssig miteinander zusammengehalten werden. Die Fichtenbretter besitzen jeweils die Abmessungen 800 mm x 130 mm x 32 mm. Die Schubverbindung zwischen den Brettern wird mit zwei Verbindungsmitteln aus Buche realisiert. Die Aussparungen für die Verbindungsmittel werden durch Bohren oder Fräsen der Fichtenbretter hergestellt. Vor der Herstellung der Schubverbindungen werden die Massivholzplatten in zwei unterschiedlichen Klimata (20°C-65 %, im Folgenden als NKL 1 bezeichnet und 20°C-85 %, im Folgenden als NKL 2 bezeichnet) bis zur Gewichtskonstanz gelagert. Die meisten Verbindungsmittel werden darrtrocken in die Aussparungen der Massivholzplatten eingebaut. Anschließend werden die Prüfkörper bis zur Versuchsdurchführung wieder in NKL 1 bzw. NKL 2 klimatisiert. Alle hier vorgestellten Schubverbindungen wurden im Labor des KIT - Holzbau und Baukonstruktionen hergestellt.

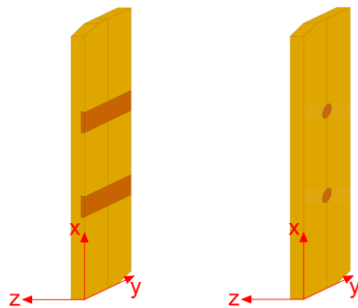


Bild 4-2 Definition des Koordinatensystems

Die Verbindungsmittel unterscheiden sich in Form und Beanspruchungsart. Eine Gruppe der Verbindungsmittel ist punktförmig angeordnet (Bild 4-3 oben) – vergleichbar mit den Schubdübeln nach Stoy (1939). Die andere Gruppe ist stiftförmig angeordnet (Bild 4-3 Mitte und unten) – vergleichbar

mit den Biegedübeln nach Stoy (1939). Um die Lage der Verbindungsmittel und deren Faserrichtung zu verdeutlichen, wird in Bild 4-2 ein Koordinatensystem eingeführt.

Bild 4-3 zeigt eine Übersicht der verwendeten Verbindungsmittel mit zugehöriger Reihenbezeichnung. Für die Reihen 1, 2, 5 und 6 (Bild 4-3 oben) liegt die Längsachse der Verbindungsmittel in z-Richtung. Innerhalb dieser Reihen unterscheiden sich die Dübel voneinander in Form, Durchmesser und der Faserrichtung in Bezug auf die Längsachse der Verbindungsmittel sowie der Lastrichtung. Der Dübel für Reihe 5 wird aufgrund seiner Form im Folgenden als Achterdübel bezeichnet. Für die stiftförmigen Verbindungsmittel der Reihen 3 und 4 verlaufen sowohl die Faserrichtung, als auch die Längsachse der Verbindungsmittel in y-Richtung. Die Oberflächenbeschaffenheit der Verbindungsmittel ist unterschiedlich ausgebildet. Die Verbindungsmittel der Reihen 5 und 6 besitzen eine geriffelte Mantelfläche, die Oberflächen der übrigen Verbindungsmittel sind glatt. Bild 4-4 und Bild 4-6 zeigen die Prüfkörpergeometrien der einzelnen Reihen. Dort sind auch die Detaildarstellungen zu den Verbindungsmittelanordnungen zu finden. Eine Versuchsübersicht ist in Tabelle 4-1 zusammengestellt.

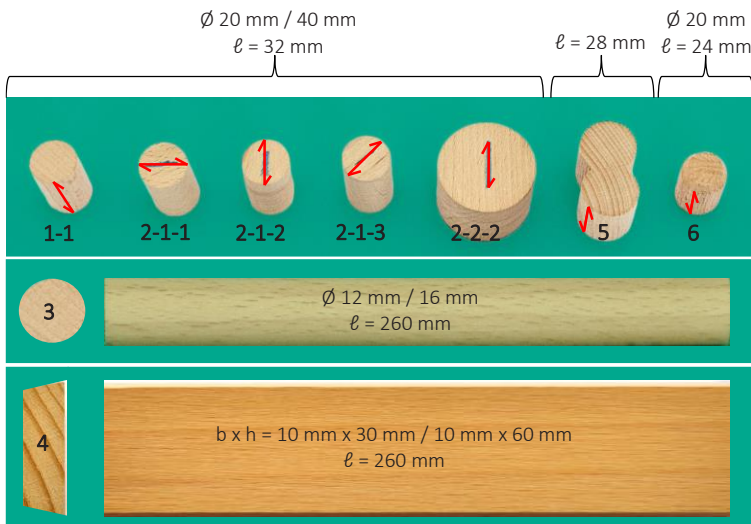
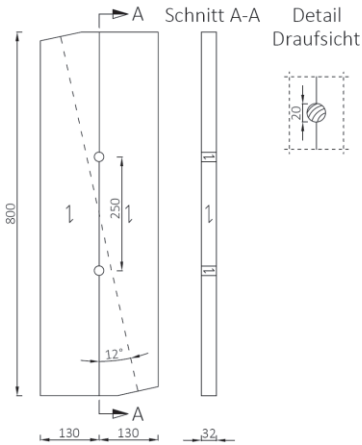
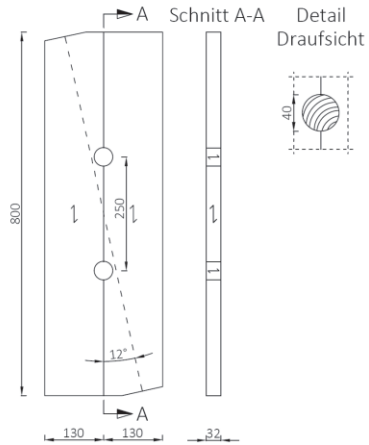


Bild 4-3 Übersicht der verwendeten Verbindungsmittel mit Reihenbezeichnung

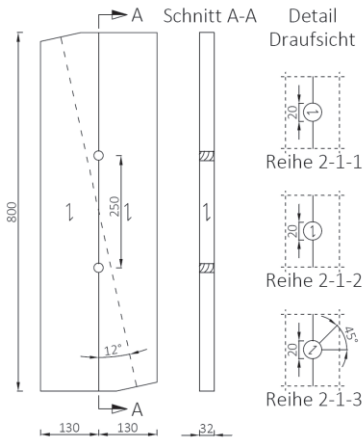
Reihe 1-1



Reihe 1-2



Reihe 2-1



Reihe 2-2

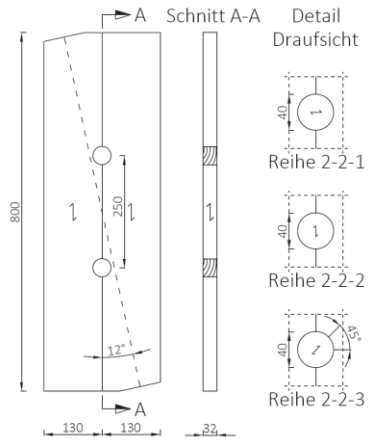
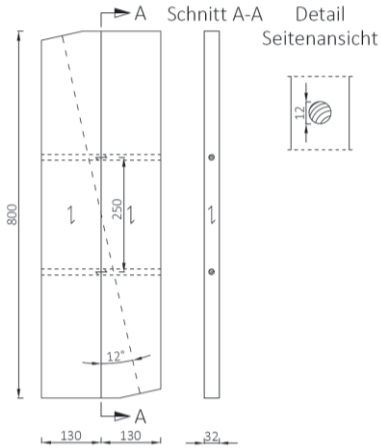
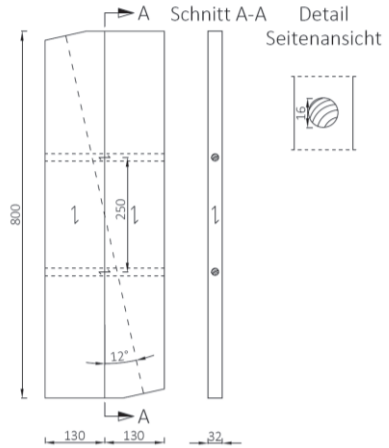


Bild 4-4 Prüfkörpergeometrie und Details für die Reihe 1 und 2

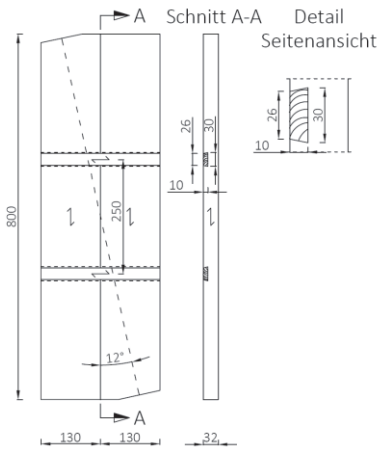
Reihe 3-1



Reihe 3-2



Reihe 4-1



Reihe 4-2

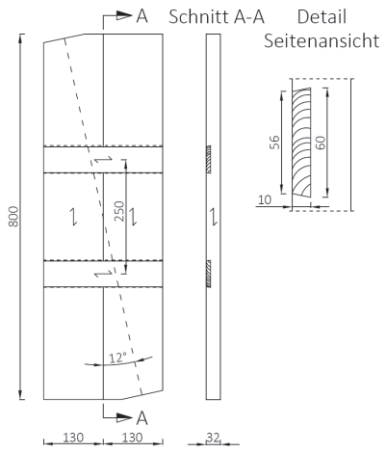


Bild 4-5 Prüfkörpergeometrie und Details für die Reihen 3 und 4

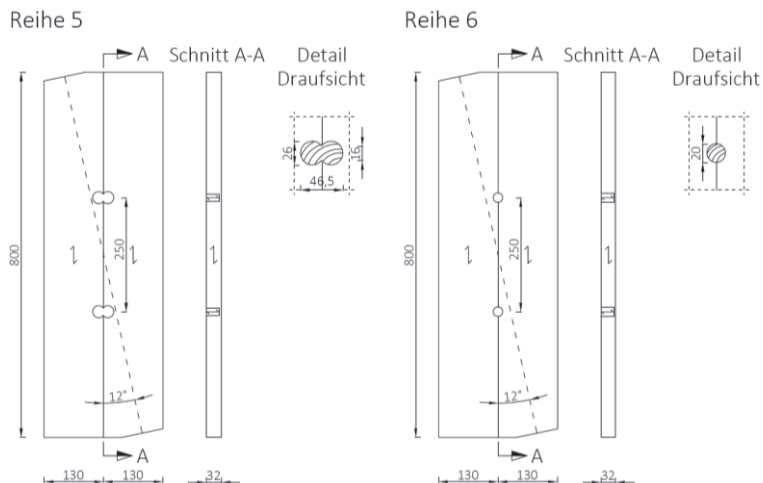


Bild 4-6 Prüfkörpergeometrie und Details für die Reihen 5 und 6

Tabelle 4-1 Versuchsübersicht

Reihe		Kraft-Faser- winkel in °	VM Faserverlauf	VM Durchmesser bzw. Querschnitt in mm	Einbindtiefe in mm	Versuchszahl NKL 1	Versuchszahl NKL 2
1-	1	90	z-Achse	20	32	3	2
	2	90	z-Achse	40	32	3	2
2-1-	1	90	y-Achse	20	32	3	2
	2	0	x-Achse	20	32	3	2
	3	45	x-y-Ebene	20	32	3	2
2-2-	1	90	y-Achse	40	32	3	2
	2	0	x-Achse	40	32	3	2
	3	45	x-y-Ebene	40	32	3	2
5		90	z-Achse	-	28	5	5
6		90	z-Achse	20	24	5	5
3-	1	90	y-Achse	12	130	3	2
	2	90	y-Achse	16	130	3	2
4-	1	90	y-Achse	10/30	130	3	2
	2	90	y-Achse	10/60	130	3	2

4.3 Versuchsaufbau und Durchführung

Der Versuchsaufbau und die Durchführung werden analog zu den Versuchen der nichttragenden Massivholzplatte gewählt, siehe Abschnitt 3.3. Dabei wird die Last mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 2 mm/min aufgebracht. Die Holzfeuchte der Fichtenbretter wird unmittelbar nach Versuchsdurchführung an Proben in Anlehnung an DIN EN 13183-1 (2002) bestimmt. An diesen Proben wird auch die Rohdichte ermittelt. Bild 4-7 zeigt den Prüfstand mit eingebautem Prüfkörper.

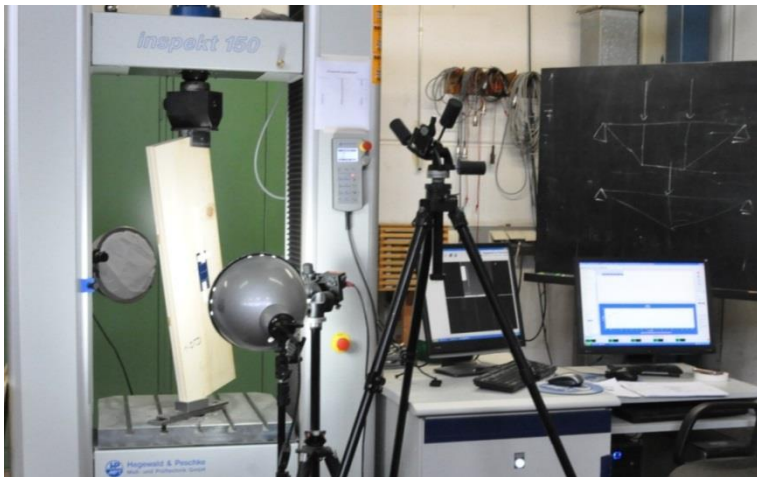


Bild 4-7 Prüfstand mit eingebautem Prüfkörper

4.4 Ergebnisse

Aufgrund der unterschiedlichen Verbindungen und der Belastungen der Verbindungsmittel sind verschiedene Versagensformen zu beobachten. Nachfolgend werden die maßgebenden Versagensmerkmale der einzelnen Versuchsreihen beschrieben und durch Bilder veranschaulicht. Im Allgemeinen tritt das Versagen innerhalb einer Reihe in ähnlicher Form auf, unabhängig von der Holzfeuchte der Prüfkörper bzw. der Klimabedingung während der Lagerung.

Reihe 1

Das häufigste Versagensmerkmal ist eine Kombination aus Lochleibungsverformung der Fichtenbretter und Eindrückungen des Buchedübels quer zur Faser. Die Eindrückungen sind bei Dübeln mit 20 mm Durchmesser ausgeprägter als bei Dübeln mit 40 mm Durchmesser. Häufig kommt es zu einem Nut- oder Federbruch und dem daraus resultierenden Auseinanderklaffen der Fichtenbretter.

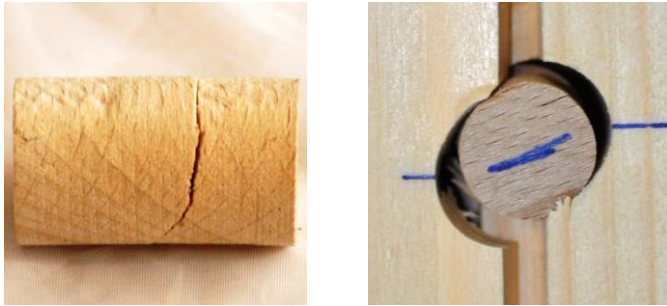


Bild 4-8 Lochleibungsverformung im Fichtenholz sowie Eindrückungen im Dübel (links) und Abreißen der Feder (rechts)

Reihe 2

Die Versagensformen der Versuche mit Dübeln des Durchmessers 20 mm sind analog zu Reihe 1 und ähneln sich trotz unterschiedlicher Winkel zwischen Kraftrichtung und Faserverlauf (KFW) im Dübel. Darüber hinaus kommt es bei zahlreichen Versuchen zusätzlich zu einem Querzugversagen des Dübels. Wie in Bild 4-9 zu sehen, entsteht der Riss meist mittig in Längsrichtung des Dübels. Für die Dübel mit 40 mm Durchmesser sind deutliche Unterschiede bei den auftretenden Versagensformen erkennbar, abhängig vom Winkel zwischen Kraftrichtung und Faserverlauf im Dübel. Sind die Dübel parallel zur Faserrichtung der Fichtenbretter eingebracht, sind kaum Eindrückungen zu erkennen. Mit größer werdendem Winkel fallen die Eindrückungen in den Dübeln immer deutlicher aus. Nahezu bei allen Versuchskörpern sind Lochleibungsverformungen zu beobachten. Häufig ist auch das

Auseinanderbrechen der Fichtenbretter durch das Versagen der Nut-Feder-
verbindung ausschlaggebend für den Abbruch des Versuchs.



*Bild 4-9 Querzugriss im Dübel (links) und Lochleibungsverformung im
Fichtenholz (rechts)*

Reihe 3

Während des Versuchs wird das sichtbare Querschnittsende der Dübel um
wenige Millimeter in das Fichtenholz hineingezogen. Durch Aufschneiden
des Prüfkörpers wird die bleibende Verformung des Dübels sichtbar, siehe
Bild 4-10. Lochleibungsverformungen im Fichtenholz sind nur in der Nähe
der Scherfuge zu erkennen. Die Versagensform ist auf beide Dübeldurch-
messer übertragbar.



*Bild 4-10 Geöffneter Prüfkörper mit bleibender Biegeverformung des
Buchedübels*

Reihe 4

Die Bucheleisten versagen auf Biegung und Druck quer zur Faser. Lochleibungsverformung im Fichtenholz tritt nur in der Nähe der Scherfuge auf. In dem auf Biegezug beanspruchten Bereich der Leiste entstehen Risse, im biegedruckbeanspruchten Bereich bilden sich Druckfalten. Bei den Prüfkörpern der Reihe 4-2 (60 mm Leistenhöhe) kommt es während der Versuchsdurchführung zu einer Schiefstellung der Bucheleisten. Da die Verbindungsmittel exzentrisch in den Fichtenbrettern angeordnet sind, entsteht während der Belastung ein zusätzliches Moment. Auswirkungen auf die Leisten in Form von Verdrehungen sind jedoch nicht erkennbar.



Bild 4-11 Biegezugrisse und Druckfalten im Prüfkörper für Reihe 4-1 (links) und Reihe 4-2 (rechts) und Schiefstellung der Leiste (rechts)

Reihe 5



Bild 4-12 Kombination aus Rollschub- und Querzugversagen

Im Bereich der Scherfuge besitzt der Achterdübel den kleinsten Querschnitt und versagt dort auf Abscheren infolge des Rollschubs. Darüber hinaus entstehen während der Lastaufbringung Quersugrisse, die bzgl. der Jahrringlage in radialer Richtung verlaufen.

Reihe 6

Die Versagensformen sind analog zu Reihe 1.

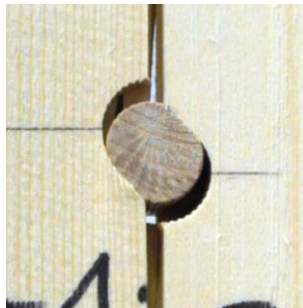


Bild 4-13 Lochleibungsverformung im Fichtenholz sowie Eindrückungen im Dübel

Die Auswertung der Versuche erfolgt in Anlehnung an DIN EN 26891 (1991). Die Ergebnisse beziehen sich auf einen Prüfkörper mit zwei Verbindungsmitteln. Da der Verbindungsmittelabstand bei allen Versuchen mit 250 mm gleich gewählt wurde, ist eine Umrechnung der Kraft- und Steifigkeitsgrößen, bezogen auf 1 m Scherfuge, durch eine Verdopplung der angegebenen Zahlenwerte möglich. Die Werte für die erreichte Belastung entsprechen dem parallel zur Scherfuge der Fichtenbretter wirkenden Lastanteil in Abhängigkeit von der in gleicher Richtung gemessenen Relativverschiebung der Bretter.

Die gemittelten Versuchsergebnisse sind graphisch in Bild 4-14 bis Bild 4-16 und tabellarisch in Tabelle 4-2 dargestellt. Neben der Höchstlast F_{\max} ist auch die Kraft bei einer Verschiebung von 1 mm $F_{V=1\text{mm}}$ angegeben. Da die Höchstlast zum Teil erst bei großen Verformungen v_{\max} auftritt und beim Einsatz dieser Verbindungen in Beplankungen von Holztafeln nur sehr geringe Ver-

schiebungen erwünscht sind, wird $F_{v=1mm}$ als zusätzlicher Vergleichswert gewählt. Innerhalb einer Reihe wird zwischen den Klimabedingungen (NKL 1 oder NKL 2) während der Lagerung unterschieden. In den Diagrammen werden Versuche mit Verbindungsmitteln, die vergleichsweise große Abmessungen (Dübeldurchmesser oder Leistenhöhe) besitzen, als „große“ VM bezeichnet und im umgekehrten Fall als „kleine“ VM. Die ausführlichen Ergebnisse der Einzelversuche sind im Anhang in Tabelle A-3 bis Tabelle A-16 aufgeführt. Die zugehörigen Last-Verformungsdiagramme sind in Bild A-4 bis Bild A-19 des Anhangs zu finden.

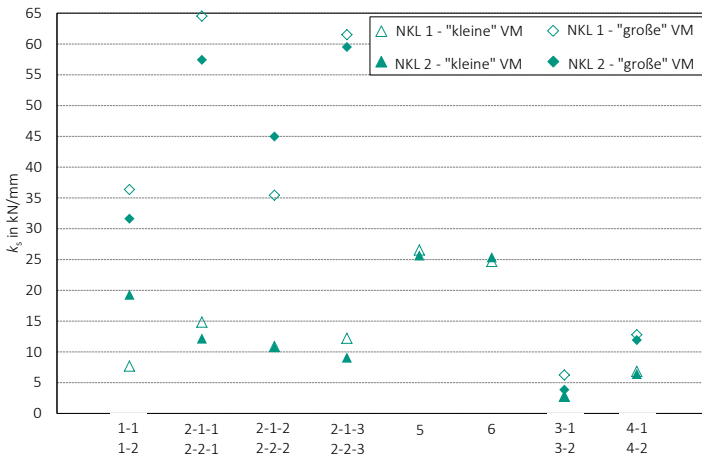


Bild 4-14 Mittelwerte der Verschiebungsmoduln k_s

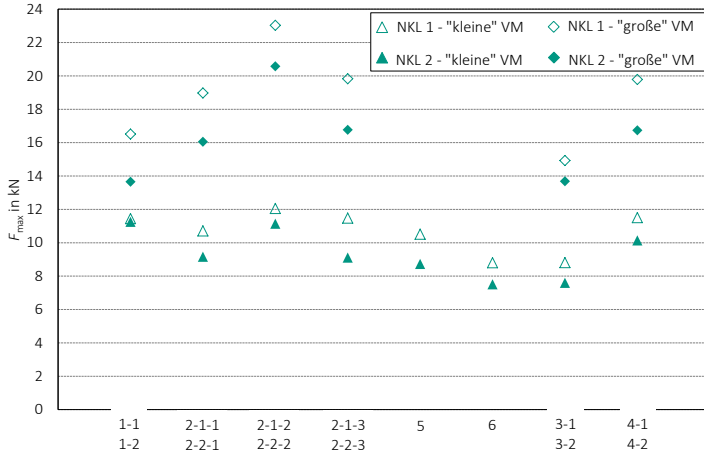


Bild 4-15 Mittelwerte der Höchstlasten F_{max}

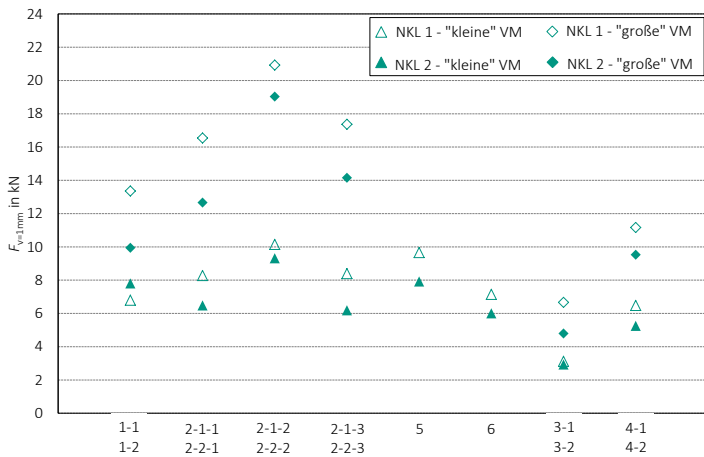


Bild 4-16 Mittelwerte der Last bei 1 mm Verschiebung $F_{v=1mm}$

Tabelle 4-2 Mittelwerte Versuchsergebnisse

Reihe	Kraft-Faserwinkel in °	VM Faserverlauf	VM Durchmesser bzw. Querschnitt in mm	Einbindetiefe in mm	NKL	F_{\max} in kN	v_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{v=1mm}$ in kN	
1-	1	90	z-Achse	20	32	1	11,5	4,50	7,69	6,79
						2	11,3	7,23	19,3	7,81
	2	90	z-Achse	40	32	1	16,5	2,74	36,4	13,4
						2	13,7	4,95	31,6	9,94
2-1-	1	90	y-Achse	20	32	1	10,7	3,33	14,8	8,27
						2	9,20	4,38	12,2	6,48
	2	0	x-Achse	20	32	1	12,1	1,95	10,9	10,1
						2	11,1	2,46	10,8	9,32
	3	45	x-y- Ebene	20	32	1	11,5	3,13	12,2	8,39
						2	9,11	2,85	9,08	6,19
2-2-	1	90	y-Achse	40	32	1	19,0	2,01	64,5	16,5
						2	16,0	3,51	57,4	12,7
	2	0	x-Achse	40	32	1	23,0	1,90	35,4	20,9
						2	20,6	1,83	45,0	19,0
	3	45	x-y- Ebene	40	32	1	19,8	2,24	61,5	17,4
						2	16,8	2,99	59,5	14,1
5	90	z-Achse	-	28	1	10,5	2,01	26,5	9,66	
					2	8,73	2,39	25,7	7,92	
6	90	z-Achse	20	24	1	8,80	3,65	24,7	7,15	
					2	7,51	4,27	25,4	6,00	
3-	1	90	y-Achse	12	130	1	8,81	5,35	2,78	3,12
						2	7,60	5,65	2,85	2,93
	2	90	y-Achse	16	130	1	14,9	8,22	6,25	6,66
						2	13,7	9,95	3,84	4,79
4-	1	90	y-Achse	10/30	130	1	11,5	5,49	6,83	6,48
						2	10,1	9,27	6,42	5,26
	2	90	y-Achse	10/60	130	1	19,8	9,62	12,8	11,2
						2	16,7	14,4	11,9	9,53

4.5 Vergleich der Ergebnisse

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die entwickelten Schubverbindungen sich sowohl im Trag- und Verformungsverhalten als auch in der Art des Versagens deutlich unterscheiden. Im Folgenden sollen die wichtigsten Erkenntnisse der vergleichenden Versuche vorgestellt werden und anhand von repräsentativen Last-Verschiebungskurven erläutert werden. Hierzu werden Beispiele für die Verbindungsmittelgruppe mit punktförmiger Anordnung (Scherdübel) und für die Gruppe mit stiftförmiger Anordnung (Biegedübel) zum Teil getrennt voneinander aufgeführt und betrachtet.

Vergleich der unterschiedlichen Holzfeuchten (NKL 1 und NKL 2)

Das Trag- und Verformungsverhalten von Holz steht in unmittelbarem Zusammenhang mit dem Holzfeuchtegehalt. Aus Bild 4-15 wird deutlich, dass die gemittelten Höchstlasten für NKL 1 um 2 % (Reihe 1-1) bis 26 % (Reihe 2-1-3) höher liegen als für NKL 2. Bei der Betrachtung der Kraft bei 1 mm Verschiebung (Bild 4-16) ist der Einfluss des Holzfeuchtegehalts noch deutlicher. $F_{v=1mm}$ ist für NKL 1 um 7 % (Reihe 3-1) bis 39 % (Reihe 3-2) höher als für NKL 2. Die einzige Ausnahme stellt Reihe 1-1 dar, hier ist der Wert für NKL 1 um 13 % niedriger. Beim Vergleich der Verschiebungsmoduln ist für die meisten Reihen eine Zunahme der Nachgiebigkeit mit höherem Holzfeuchtegehalt zu beobachten. Repräsentativ hierfür stehen die in Bild 4-17 dargestellten Last-Verschiebungskurven zweier Versuche der Reihe 5. Die Reihen 1-1 und 2-2-2 zeigen hingegen ein anderes Verhalten. Die Prüfkörper mit höherem Holzfeuchtegehalt weisen auch einen größeren Verschiebungsmodul auf, siehe Bild 4-18. Die Verschiebungsmoduln für NKL 1 und für NKL 2 der Reihen 3-1, 4, 5 und 6 haben in etwa gleiche Werte. Die Abnahme der aufnehmbaren Lasten und der Verschiebungsmoduln kann mit dem Verhalten von Holz bei zunehmendem Holzfeuchtegehalt begründet werden. Die größeren Verschiebungsmoduln resultieren möglicherweise aus einer besseren Verspannung der Verbindungsmittel im Fichtenholz für NKL 2, da in diesem Fall die darrtrocken eingebrachten Verbindungsmittel stärker quellen.

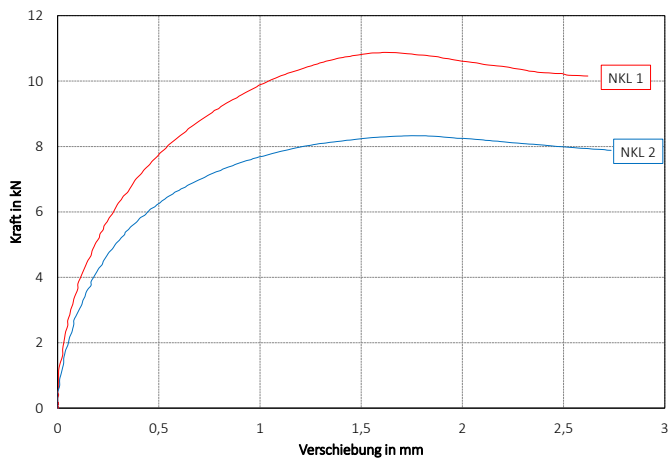


Bild 4-17 Auswirkung unterschiedlicher Holzfeuchten (NKL) für Reihe 5

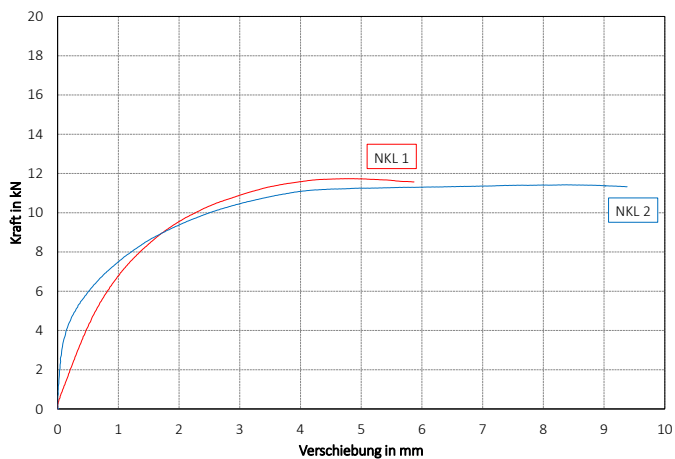


Bild 4-18 Auswirkung unterschiedlicher Holzfeuchten (NKL) für Reihe 1-1

Vergleich Dübeldurchmesser 20 mm und 40 mm (Scherdübel)

Innerhalb der Reihen 1 und 2 werden Buchedübel mit den Durchmessern 20 mm und 40 mm verwendet. In Bild 4-19 sind die jeweiligen Last-Verschiebungskurven für NKL 1 dargestellt. Wie erwartet, sind bei Verdopplung des

Dübel durchmessers in allen Reihen deutliche Laststeigerungen zu beobachten, da sich im Vergleich zu Versuchen mit 20 mm Dübel durchmesser die beanspruchbaren Flächen für Lochleibung im Fichtenholz bzw. Druck oder Querdruck im Dübel und Schub oder Rollschub im Dübel ebenfalls verdoppeln. Die Höchstlast steigt dabei um 44 % (Reihen 1-1 und 1-2) bis 91 % (Reihen 2-1-2 und 2-2-2). Für $F_{v=1mm}$ werden in allen Reihen bei Dübeln mit 40 mm Durchmesser ungefähr doppelt so hohe Werte erreicht wie bei Dübeln mit 20 mm Durchmesser. Beim Vergleich der Verschiebungsmoduln k_s wirkt sich die Vergrößerung des Durchmessers noch deutlicher aus, in diesen Fällen sind die Werte um den Faktor 2,3 (Reihen 2-1-2 und 2-2-2) bis Faktor 4 (Reihen 2-1-3 und 2-2-3) höher. Die Verformungsfähigkeit der Verbindungen mit größerem Durchmesser nimmt hingegen ab.

Vergleich der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung (KFW) (Scherdübel)

Beim Vergleich der unterschiedlichen Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung der Dübel zeigt sich, dass der Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten bei Dübeln mit 40 mm Durchmesser deutlich größer ist als bei Dübeln mit 20 mm Durchmesser.

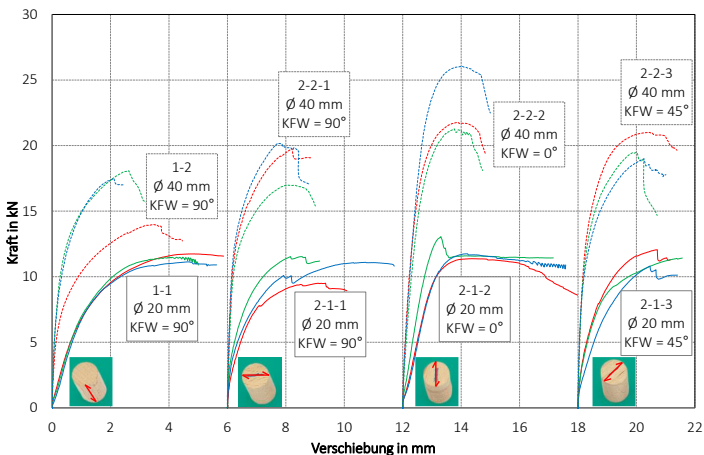


Bild 4-19 Vergleich der Dübel durchmesser und der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung (KFW) für NKL 1

In Reihe 2-2-2 (KFW 0°) werden dabei die größten Werte für F_{\max} und für $F_{v=1\text{mm}}$ erreicht (Bild 4-19), da hier Kraft- und Faserrichtung parallel zueinander sind. Im Vergleich zu Reihe 2-2-1 (KFW 90°) liegt eine Steigerung von über 20 % vor. Die Verschiebungsmoduln sind bei Reihe 2-2-2 hingegen um 55 % kleiner als bei Reihe 2-2-1, da die darrtrockenen Dübel der Reihe 2-2-1 während der Klimatisierung in Krafrichtung quellen und somit eine bessere Verspannung in den Fichtenbrettern aufweisen. Die Ergebnisse der Reihe 2-2-3 (KFW 45°) liegen zwischen den Werten der Reihen 2-2-1 und 2-2-2 und sind im Allgemeinen mit der Reihe 2-2-1 vergleichbar.

Vergleich der Einbindetiefe (Scherdübel)

Die Verbindungsmittel der Reihe 1-1 haben über die gesamte Plattendicke eine Einbindetiefe von 32 mm und in Reihe 6 von 24 mm. Dieser Unterschied zeigt sich deutlich bei der Betrachtung der Höchstlast, die in Reihe 1-1 um 30 % höher liegt als in Reihe 6, siehe Bild 4-20. Im Gegensatz dazu sind die Werte der Verschiebungsmoduln bei Reihe 6 um 220 % größer als bei Reihe 1-1. Auch im Vergleich zu den Verbindungen der Reihe 2 mit einem Dübel-durchmesser von 20 mm ist der Verschiebungsmodul der Reihe 6 im Mittel um 67 % bis 127 % größer. Dies deutet auf eine höhere Passgenauigkeit der Verbindungen in Reihe 6 hin.

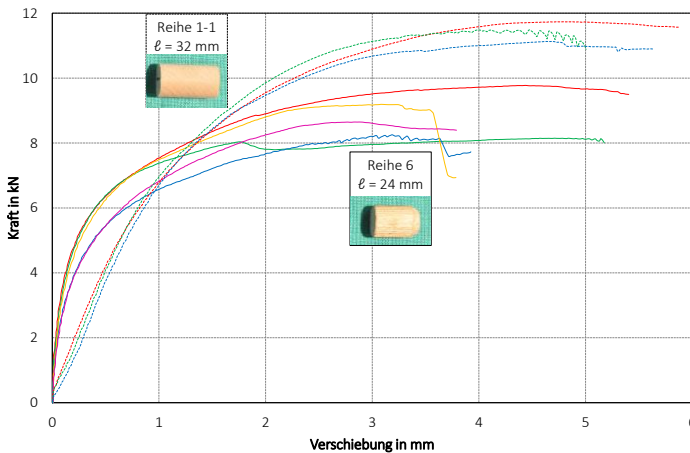


Bild 4-20 Vergleich der Einbindetiefe (Scherdübel) für NKL 1

Vergleich Dübeldurchmesser 12 mm und 16 mm (Biegedübel)

In Reihe 3 wird aufgrund der Vergrößerung der Dübeldurchmesser von 12 mm auf 16 mm die Tragfähigkeit der Verbindung um 69 % gesteigert. Die Werte für die Verschiebungsmoduln und für die aufnehmbaren Lasten bei 1 mm Verschiebung erhöhen sich bei dem größeren Durchmesser um den Faktor 2,3 bzw. 2,1. Für diese zwei Größen ist eine Proportionalität zum Widerstandsmoment erkennbar, da das Widerstandsmoment bei Vergrößerung des Durchmessers von 12 mm auf 16 mm um den Faktor 2,4 steigt. Beide Verbindungen erweisen sich bzgl. der Versagensform als duktil. Die Verschiebung beim Erreichen der Höchstlast beträgt im Durchschnitt 5,4 mm für die Reihe 3-1 und 8,2 mm für die Reihe 3-2.

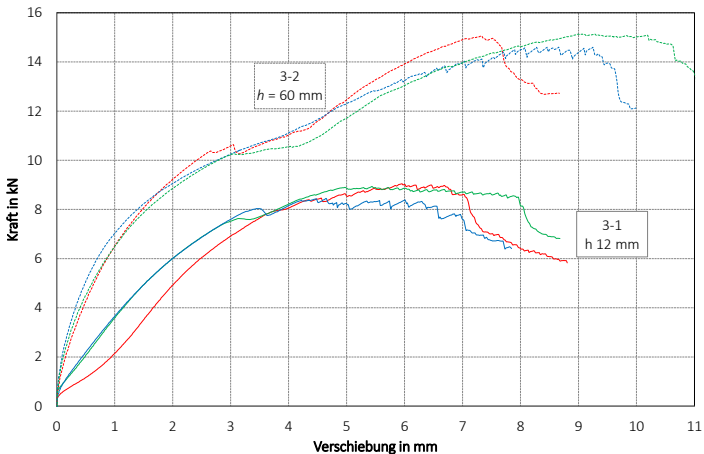


Bild 4-21 Vergleich der Dübeldurchmesser (Biegedübel) für NKL 1

Vergleich Bucheleistenhöhe 30 mm und 60 mm

In Reihe 4 werden Bucheleisten mit der Höhe 30 mm und 60 mm verwendet. In Bild 4-22 sind die jeweiligen Last-Verschiebungskurven für NKL 1 dargestellt. Durch die Verdopplung der Bucheleistenhöhe ergibt sich im Mittel eine Steigerung der Höchstlast und der Last bei 1 mm Verschiebung um jeweils 72 %. Die Werte der Verschiebungsmoduln sind bei größeren Leisten-

querschnitten um 87 % höher. Ein direkter Zusammenhang zum Widerstandsmoment der Leisten ist hier nicht erkennbar, da neben der Biegebelastung die Querdruckbeanspruchung der Leisten maßgebend ist. Die Querdruckbeanspruchbarkeit ist u. a. abhängig von der jeweiligen Leistenbreite. Diese wurde für die Reihen 4-1 und 4-2 mit 10 mm konstant gewählt. Ähnlich der Reihe 3 handelt es sich bei Reihe 4 um ein duktilen Versagen. Die Verschiebung beim Erreichen der Höchstlast beträgt im Durchschnitt 5,5 mm für die Reihe 4-1 und 12,8 mm für die Reihe 4-2.

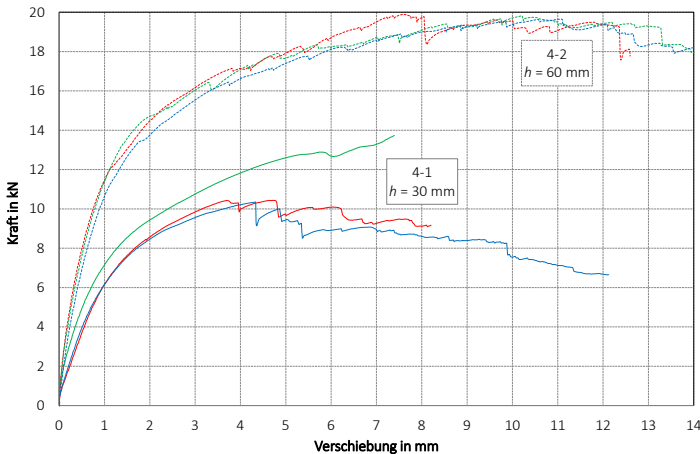


Bild 4-22 Vergleich der Bucheleistenhöhe für NKL 1

4.6 Zusammenfassung

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde das Trag- und Verformungsverhalten zahlreicher Schubverbindungen in Abhängigkeit unterschiedlicher Einflussgrößen beurteilt. Dabei wurden sowohl für die Gruppe mit punktförmigen Verbindungsmitteln (Scherdübel) als auch für die Gruppe mit stiftförmigen Verbindungsmitteln (Biegedübel) Schubverbindungen entwickelt, die für die spätere Verwendung in klebstofffreien Beplankungen im Holztafelbau geeignet sind.

Bei den punktförmigen Verbindungsmitteln zeigt sich, neben dem erwarteten großen Einfluss des Dübeldurchmessers, dass die Anordnung der Verbindungsmittel im Hinblick auf den Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung im Dübel eine wesentliche Rolle für das Trag- und Verformungsverhalten spielt. Hervorzuheben sind die Ergebnisse der Reihe 6, wo im Vergleich zu den anderen Verbindungen mit 20 mm Dübeldurchmesser deutlich höhere Werte für den Verschiebungsmodul erreicht wurden. Im Allgemeinen dominieren in allen Reihen Versagensformen infolge von Querdruck und Schub im Verbindungsmittel und/oder Lochleibung im Fichtenholz. Darüber hinaus kommt es bei bestimmten Verbindungsmitteln zusätzlich zu einem Querzugversagen des Dübels. Neben den konstruktiven Aspekten der entwickelten Schubverbindungen müssen auch wirtschaftliche Faktoren bei der Wahl einer geeigneten Verbindung berücksichtigt werden. Der Materialaufwand für Verbindungsmittel mit größeren Durchmessern ist demnach als negativ einzustufen. Bei Betrachtung des Arbeitsaufwands für die Herstellung der Verbindungsmittel haben die Dübel der Reihe 2 den Nachteil, dass sie – ähnlich einem Bohrkern – aus Brettern einzeln hergestellt werden müssen, damit die Faserrichtung der Dübel orthogonal zur Längsachse des Verbindungsmittels verläuft. Hingegen können Dübel der Reihen 1 und 6 aus Brettern als Stangenware hergestellt werden und anschließend in die gewünschte Länge zugeschnitten werden. Die Achterdübel der Reihe 5 erfordern aufgrund der Querschnittsform einen höheren Herstellungsaufwand. Die hier behandelten punktförmigen Verbindungen eignen sich für eine Verbindung innerhalb der Massivholzplatte bzw. in den Bereichen, die eine schwalbenschwanzförmige Nut-Federverbindung der benachbarten Bretter aufweisen. Für die Verbindung am Plattenrand zweier benachbarter Massivholzplatten können diese Verbindungen nicht verwendet werden. Hierzu müssen andere Verbindungsmöglichkeiten herangezogen werden, siehe Abschnitt 5.

Für die stiftförmigen bzw. leistenförmigen Verbindungen wurde der Einfluss der Querschnittsabmessungen quantifiziert. Das Versagen der Verbindungen infolge Biegung der Verbindungsmittel ist für beide untersuchten Reihen maßgebend. Bei den Verbindungen mit Bucheleisten ist zusätzlich ein Querdruckversagen der Leisten zu beobachten. Die Verbindungen der Reihen 3

und 4 zeigen im Vergleich zu den punktförmigen Verbindungen ein duktileres Versagen. Im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit ist der höhere Arbeitsaufwand bei der Herstellung der Aussparungen (Bohren für Reihe 3 und Fräsen für Reihe 4) zu betonen. Vor allem die Bohrung in der Schmalseite der Bretter bzw. der späteren Massivholzplatte über die gesamte Prüfkörperbreite (260 mm) bzw. Plattenbreite (625 mm) ist nur mit großem Aufwand realisierbar. Die Verbindungen mit trapezförmiger Bucheleiste weisen aber auch einen wesentlichen Vorteil gegenüber den punktförmigen Verbindungen auf. Die Massivholzplatten mit Bucheleistenverbindungen benötigen zur Verbindung zweier benachbarter Platten keine zusätzlichen Verbindungsmittel. Diese Verbindung am Plattenrand kann durch das Einschieben der Leisten der oberen Platte in die Aussparungen der unteren Platte hergestellt werden, siehe Abschnitt 5.

5 Schubverbindungen von Einzelelementen

5.1 Allgemeines

Auf Grundlage der Untersuchungen in Abschnitt 4 werden aus den dort behandelten Schubverbindungen im Folgenden zwei unterschiedliche Verbindungstypen (Reihe 6 und Reihe 4) ausgewählt. Im Gegensatz zu den Verbindungen aus Abschnitt 4 werden die Verbindungen in diesem Abschnitt vom Kooperationspartner industriell hergestellt. Weiterhin werden Schubverbindungen betrachtet, die auch eine Kraftübertragung zwischen Massivholzplatten gewährleisten. Ziel der Untersuchungen an Einzelelementen ist die Entwicklung von Schubverbindungen aus industrieller Fertigung für zwei unterschiedliche Beplankungssysteme. Dabei sollen mögliche Unterschiede im Trag- und Verformungsverhalten zwischen industrieller Fertigung und der Herstellung der Verbindungen unter Laborbedingungen aufgezeigt werden.

Bei der ersten Lösung für ein Beplankungssystem wird die Schubverbindung der Bretter mittels trapezförmiger Bucheleisten hergestellt (Bild 5-1). Die Bucheleisten werden dabei über die gesamte Plattenbreite in Nuten der Fichtenbretter eingeschoben. Das baustellenseitige Verbinden der Platten geschieht durch das Einschieben der Bucheleisten von der oberen in die untere Platte.

Die zweite Lösung ist die Schubverbindung der Bretter mittels Buchedübeln und Wellennägeln (Bild 5-2). Dabei werden die Buchedübel für die Verbindung innerhalb der Platte verwendet. Die Verbindung zweier Platten wird auf der Baustelle mit Wellennägeln hergestellt.

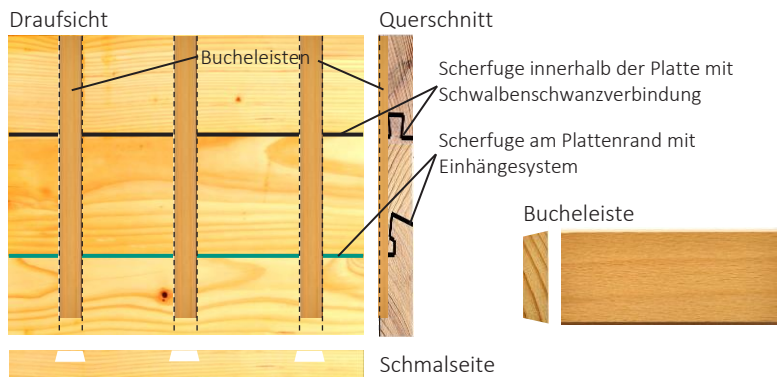


Bild 5-1 Schematische Darstellung eines Ausschnitts der Beplankung mit Bucheleistenverbindungen und Detail Bucheleiste

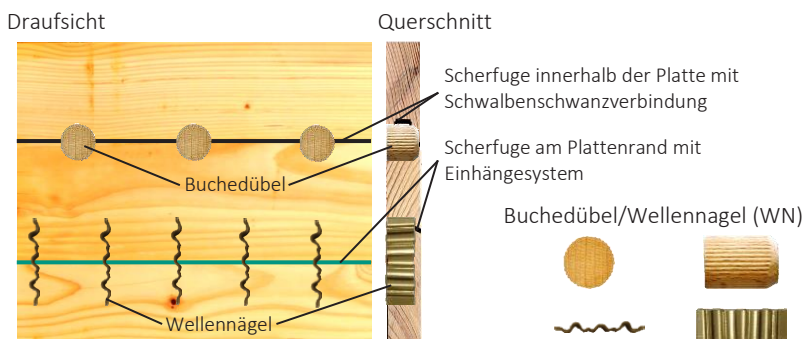


Bild 5-2 Schematische Darstellung eines Ausschnitts der Beplankung mit Buchedübel- und Wellennagelverbindungen und Detail Buchedübel und Wellennagel

5.2 Versuchsprogramm

Die Untersuchungen umfassen acht unterschiedliche Versuchskonfigurationen, siehe Tabelle 5-1. Ein Prüfkörper besteht aus zwei Fichtenbrettern, die an der Schmalseite der Bretter entweder über die schwalbenschwanzförmige Nut-Federverbindung oder über das Eihängesystem formschlüssig zusammengesetzt sind. Die Prüfkörper besitzen für die verschiedenen Reihen

unterschiedliche Abmessungen. Die Querschnittsmaße der Leisten, die Durchmesser der Dübel sowie die Abstände dieser Verbindungsmittel zueinander wurden in Abstimmung mit dem Industriepartner festgelegt. Alle Prüfkörper wurden bis zur Versuchsdurchführung im Normklima 20/65 gelagert.

In Bild 5-3 sind die Prüfkörpergeometrien für die Versuchsreihen mit trapezförmigen Leistenverbindungen dargestellt. Neben der Variation der Einbindetiefe der Leisten im Fichtenholz (120 mm und 60 mm) werden auch unterschiedliche Geometrien der Scherfuge (Schwalbenschwanzverbindung oder Einhängesystem) betrachtet. Die Unterscheidungen ergeben sich aus der Montage: Die baustellenseitige Verbindung von zwei Platten erfolgt durch Einschieben der Bucheleiste von der oberen Platte in die untere Platte. Somit sind die Leisten in den Anschlussbereichen der Platte weniger tief eingebunden als im Inneren der Platte. Zusätzlich wird eine Reihe mit Verbindungen aus Escheleisten geprüft (Reihe 12-S-ES).

Bild 5-4 und Bild 5-5 zeigen die Prüfkörpergeometrien für die Versuche mit Buchedübel- und Wellennagelverbindungen. Bei den Buchedübeln handelt es sich um die gleichen Dübel, wie sie in Reihe 6 (Abschnitt 4) verwendet wurden. Die Dübel sind 28 mm lang mit einer Fase von ca. 4 mm Länge. Somit wird eine Einbindetiefe von 24 mm angenommen. Die Bohrung für den Dübel in der Platte hat einen Durchmesser von 19,5 mm und ist damit um 0,5 mm größer als in Reihe 6. Wie in Abschnitt 4.4 dargestellt, ist bei den Versuchen mit Buchedübeln (Scherdübel) häufig ein Auseinanderbrechen der Fichtenbretter durch die versagte Nut-Federverbindung zu beobachten. Dagegen würde beim Einsatz einer Massivholzplatte als Beplankung das Auseinanderbrechen durch die Befestigung der Platte an den Rippen der Rahmenkonstruktion behindert. Deshalb werden an die Prüfkörper der Reihe D-MK zusätzliche Latten mit Klammern angebracht. Für die Verbindung in den Reihen WN-50 und WN-100 wurden Wellennägeln vom Typ WN 12,5/35 gewählt, die in der bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-608 geregelt sind. Der Verbindungsmittelabstand in Reihe WN-50 beträgt 50 mm und in Reihe WN 100 100 mm. Die Verbindungen mit Wellennägeln wurden im Labor von KIT - Holzbau und Baukonstruktionen hergestellt.

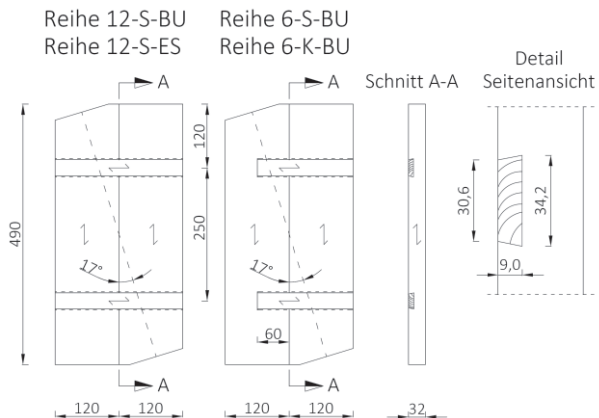


Bild 5-3 Prüfkörpergeometrien der Reihen 12-S-BU, 12-S-ES, 6-S-BU und 6-K-BU; Maße in mm

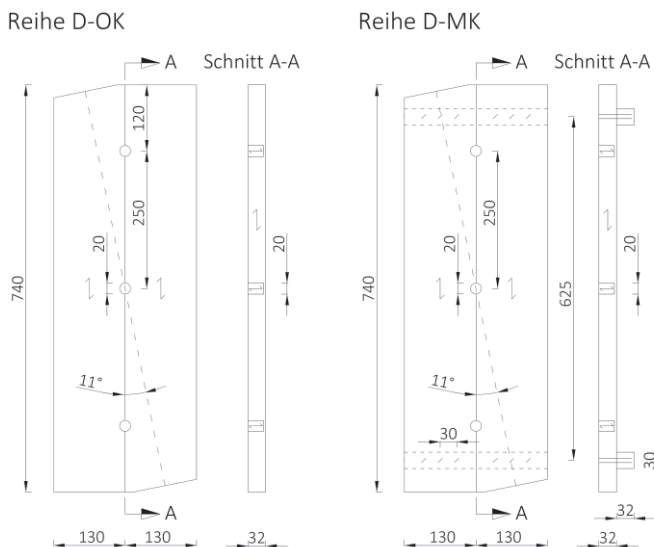


Bild 5-4 Prüfkörpergeometrie der Reihen D-OK und D-MK; Maße in mm

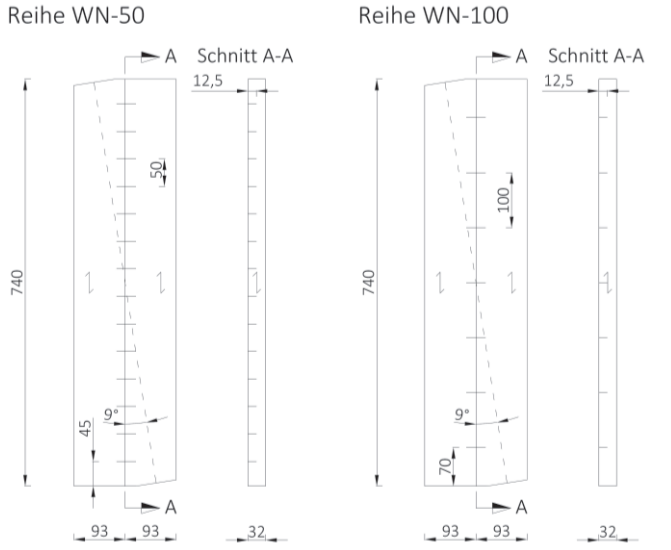


Bild 5-5 Prüfkörpergeometrie der Reihen WN-50 und WN-100; Maße in mm

Tabelle 5-1 Versuchsübersicht

Reihe	VM	Stelle der Verbindung	Bemerkung	Versuchsanzahl
12-S-Bu	Bucheleiste	innerhalb Platte	Einbindetiefe 120 mm	8
12-S-ES	Escheleiste	innerhalb Platte	Einbindetiefe 120 mm	8
6-S-Bu	Bucheleiste	innerhalb Platte	Einbindetiefe 60 mm	8
6-K-Bu	Bucheleiste	Plattenrand	Einbindetiefe 60 mm	8
D-OK	Buchedübel	innerhalb Platte	ohne zusätzliche Latte	12
D-MK	Buchedübel	innerhalb Platte	mit zusätzlicher Latte	12
WN-50	Wellennagel	Plattenrand	VM-Abstand 50 mm	14
WN-100	Wellennagel	Plattenrand	VM-Abstand 100 mm	14

5.3 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau und die Durchführung werden analog zu den Versuchen der nichttragenden Massivholzplatte gewählt, siehe Abschnitt 3.3. Dabei wird die Last, in Abhängigkeit von der Duktilität der zu prüfenden Verbindung, mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 3 mm/min bis 4 mm/min aufgebracht. Die Holzfeuchte der Fichtenbretter und der Holzleisten wird unmittelbar nach Versuchsdurchführung an Proben in Anlehnung an DIN EN 13183-1 (2002) bestimmt. An diesen Proben werden auch die Rohdichtewerte ermittelt. Bild 5-6 und Bild 5-7 zeigen den jeweiligen Prüfstand mit eingebautem Prüfkörper für die unterschiedlichen Verbindungsmittel.



Bild 5-6 Prüfstand für Leistenverbindungen mit 120 mm Einbindetiefe (links) und 60 mm Einbindetiefe (rechts)



Bild 5-7 Prüfstand für Buchedübelverbindungen (links) und Wellennagelverbindungen (rechts)

5.4 Ergebnisse

Im Folgenden werden zunächst die maßgebenden Versagensformen beschrieben, durch Bilder veranschaulicht und ggf. mit Versuchen aus Abschnitt 4 verglichen.

Reihen 12-S-BU, 12-S-ES, 6-S-BU und 6-K-BU

Die Verbindungen mit Holzleisten zeigen in allen Reihen die gleichen Versagensmerkmale wie in Reihe 4-1, siehe Abschnitt 4.4. Bei Versuchen mit geringerer Einbindetiefe von 60 mm (Reihen 6-S-BU und 6-K-BU) kommt es aufgrund der geringeren Einspannlänge der Leiste im Fichtenholz zu Verdrehungen der Leiste, siehe Bild 5-8.



Bild 5-8 Biegezugrisse und Druckfalten und Verdrehung der Leiste für Prüfkörper mit 60 mm Einbindetiefe

Reihen D-OK und D-MK

Die maßgebenden Versagensformen entsprechen denjenigen der Reihe 6, siehe Abschnitt 4.4. Aufgrund der zusätzlichen Latten am Prüfkörper, die ein Auseinanderbrechen der Fichtenbretter behindern, kommt es bei der Reihe D-MK zu kleineren Spaltöffnungen zwischen den Brettern als bei Reihe D-OK. Aufgrund von Ungenauigkeiten in der Herstellung sind zahlreiche Dübel ausmittig in der Scherfuge angeordnet, deshalb kommt es in diesen Fällen zu größeren Verformungen auf der Seite mit geringerer Einbindetiefe der Dübel, siehe Bild 5-9.

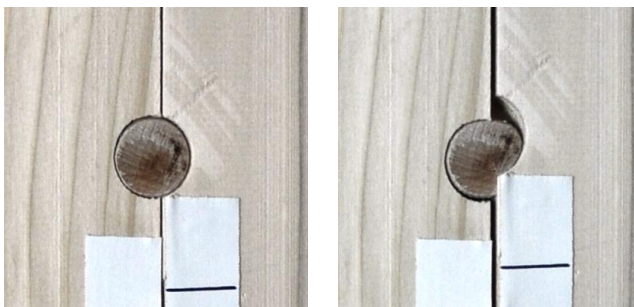


Bild 5-9 Dübelverbindung mit ausmittiger Anordnung vor und nach Versuchsdurchführung

Reihen WN-50 und WN-100

Die Versagensursache bei den Versuchen mit Wellennägeln ist das Herausziehen der Wellennägel aus einem der Fichtenbretter und Lochleibungsverformung im Holz, siehe Bild 5-10.

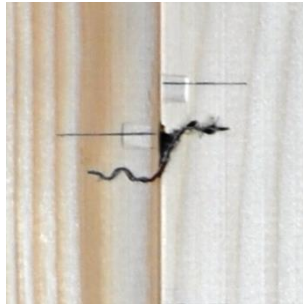


Bild 5-10 Herausgezogener Wellennagel mit Lochleibungsverformung im Holz

Die Auswertung der Versuche erfolgt in Anlehnung an DIN EN 26891 (1991). Die im Folgenden aufgeführten Ergebnisse sind aus Vergleichsgründen auf 1 m Scherfuge bezogen. Die Werte für die erreichte Belastung entsprechen dem parallel zur Scherfuge der Fichtenbretter wirkenden Lastanteil in Abhängigkeit von der in gleicher Richtung gemessenen Relativverschiebung der Bretter.

Die Last-Verschiebungsdiagramme in Bild 5-12 enthalten für die jeweilige Reihe eine aus den Einzelversuchen gemittelte Kurve und sind auf 1 m Scherfuge umgerechnet. Die Versuchsergebnisse mit zugehörigen statistischen Kennwerten (Mittelwert, Standardabweichung und 5 %-Quantil) sind in Bild 5-13 bis Bild 5-15 dargestellt. Neben Verschiebungsmodul k_s und Höchstlast F_{\max} ist auch die Kraft bei einer Verschiebung von 0,25 mm $F_{V=0,25\text{mm}}$ angegeben. Der Wert $F_{V=0,25\text{mm}}$ wird als Vergleichswert im Gebrauchslastbereich definiert (Bild 5-11). Diesem Wert liegen die folgenden Annahmen und Vereinfachungen zugrunde:

- Verbindungen in der Beplankung haben identische Steifigkeit
- nur die Nachgiebigkeit der Verbindungen innerhalb der Beplankung wird berücksichtigt
- horizontale Verlegung der Massivholzplatten
- Tafelhöhe 2,5 m mit maximaler Kopfverschiebung der Wand von 1/500 der Tafelhöhe (hier: 5 mm)

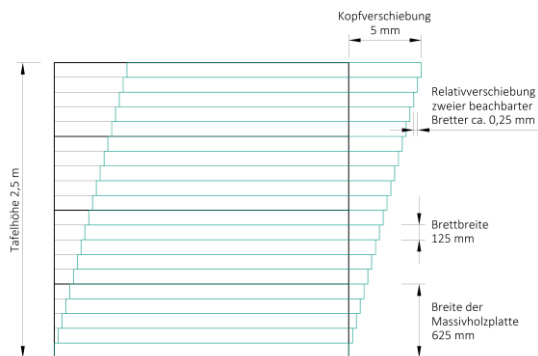


Bild 5-11 Prinzipische Skizze zur Definition des Ergebnswerts $F_{V=0,25mm}$

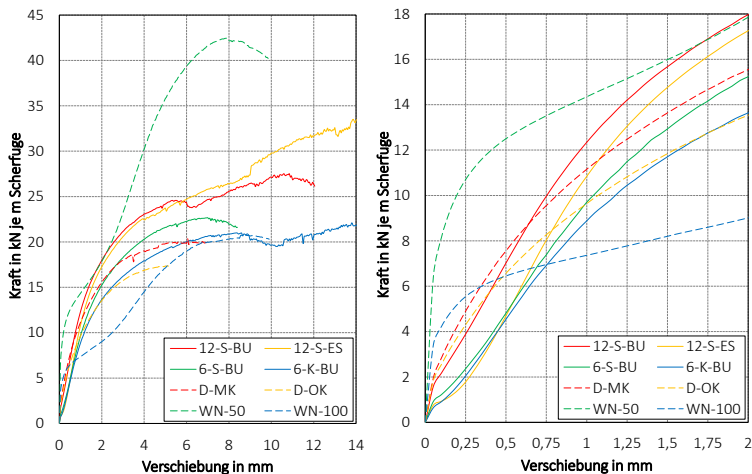


Bild 5-12 Last-Verformungskurven aller Reihen für gesamten Lastbereich (links) und für Anfangslastbereich (rechts)

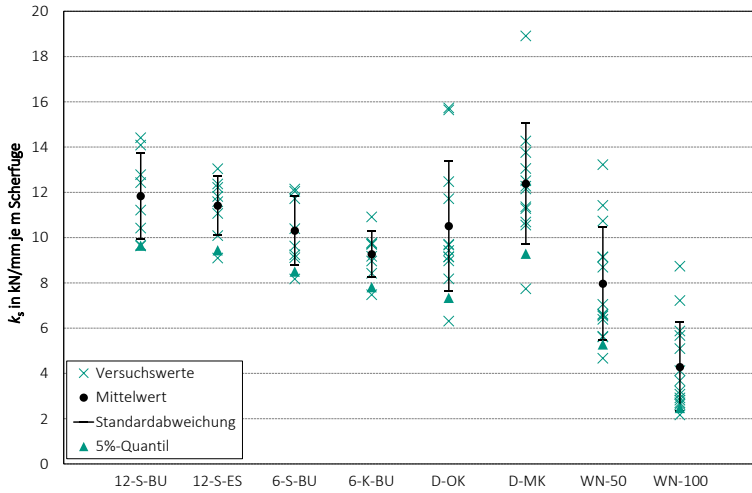


Bild 5-13 Versuchswerte und statistische Kennwerte des Verschiebungsmodus k_s

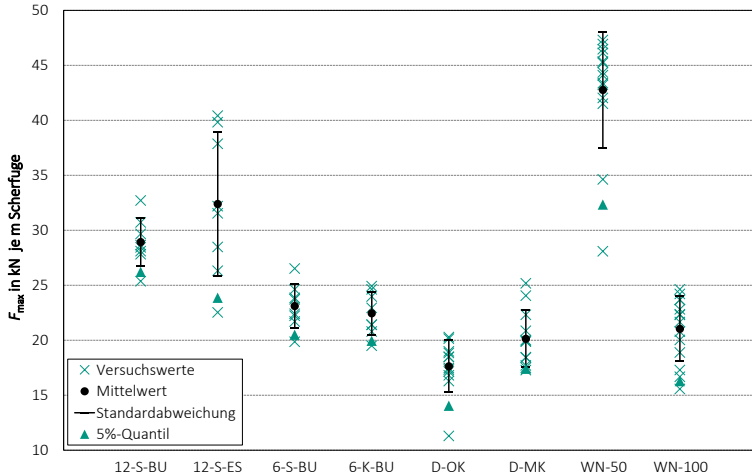


Bild 5-14 Versuchswerte und statistische Kennwerte der Höchstlast F_{max}

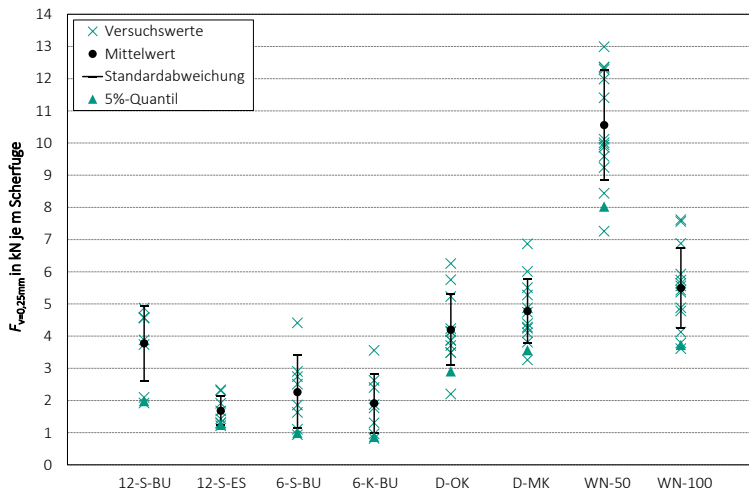


Bild 5-15 Versuchswerte und statistische Kennwerte der Last $F_{v=0,25mm}$

Eine tabellarische Zusammenstellung der gemittelten Werte enthält Tabelle 5-2. Der Vergleich des Verformungsverhaltens einzelner Verbindungen durch Gegenüberstellung der Verschiebungsmoduln k_s , welche in Anlehnung an DIN EN 26891 (1991) zwischen 10 % und 40 % der Höchstlast bestimmt wurden, ist nur bedingt möglich, da für Verbindungen mit relativ großen Höchstlasten und hoher Duktilität geringe Werte für den Verschiebungsmodul resultieren. Hingegen erscheint eine kraftbezogene Ermittlung eines Anfangsverschiebungsmoduls $k_{i,06}$ zielführender, weil in der gesamten Beplankung mit unterschiedlichen Verbindungsmitteln über jede Scherfuge eine gleich große Kraft weitergeleitet werden muss. Der Anfangsverschiebungsmodul $k_{i,06}$ entspricht der Sekantensteigung der Last-Verschiebungskurve zwischen 0 kN und 6 kN Belastung. Da die Höchstlast zum Teil erst bei großen Verformungen v_{max} auftritt, wird $F_{v=1mm}$ als zusätzlicher Vergleichswert gewählt. In Tabelle A-17 bis Tabelle A-24 und in Bild A-20 und Bild A-27 des Anhangs sind die ausführlichen Ergebnisse der Einzelversuche und die zugehörigen Last-Verformungsdiagramme zu finden.

Tabelle 5-2 Mittelwerte Versuchsergebnisse

Reihe	ρ_{Fichte} in kg/m ³	F_{max} in kN/m	V_{max} in mm	k_s in kN/(mm·m)	$k_{i,06}$ in kN/(mm·m)	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN/m	$F_{V=0,25\text{mm}}$ in kN/m
12-S-Bu	427	28,9	11,3	11,8	14,9	12,3	3,89
12-S-ES	444	32,4	13,2	11,3	10,2	10,8	1,78
6-S-Bu	456	23,1	7,86	10,3	10,3	9,65	2,36
6-K-Bu	431	22,4	11,2	9,19	9,52	8,86	2,05
D-OK	449	17,6	5,60	10,5	14,9	9,64	4,30
D-MK	425	20,1	5,72	12,2	18,2	11,2	4,90
WN-50	446	42,8	8,15	7,92	146	14,3	10,7
WN-100	441	21,0	8,46	4,26	21,3	7,36	5,55

5.5 Vergleich der Ergebnisse

Im Folgenden sollen die wichtigsten Erkenntnisse der Versuche an industriell hergestellten Schubverbindungen vorgestellt und anhand von Last-Verschiebungskurven belegt werden.

Vergleich der Reihen 12-S-BU, 6-S-BU und 6-K-BU

Die Bucheleisten der Reihe 12-S-BU haben über die gesamte Brettbreite eine Einbindetiefe von 120 mm. Bei den Reihen 6-S-BU und 6-K-BU beträgt die Einbindetiefe 60 mm. Dieser Unterschied zeigt sich deutlich bei der Betrachtung der Höchstlast: Für die Versuche mit der Einbindetiefe von 120 mm werden im Durchschnitt um 27 % höhere Lasten erreicht. Im Gebrauchslastbereich ($F_{V=0,25\text{mm}}$) wird in Reihe 12-S-BU mit 3,89 kN ein um 76 % höherer Wert erreicht als in den Reihen 6-S-BU und 6-K-BU. Auch der kraftbezogene Verschiebungsmodul $k_{i,06}$ ist um 50 % höher. Bild 5-16 rechts zeigt einen Anfangsschlupf für die Reihen 6-S-BU und 6-K-BU, welcher auf die geringere Einspannlänge und auf die daraus resultierenden Verdrehungen der Leiste zurückzuführen ist. Weiterhin unterscheiden sich die Reihen 6-S-BU und 6-K-BU in der Geometrie der Scherfuge. Bis zu einer Verschiebung von 1 mm ist das Trag- und Verformungsverhalten sehr ähnlich. Für Verschiebungen

größer 1 mm können in Reihe 6-S-BU mit schwalbenschwanzförmiger Nut-Federverbindung geringfügig höhere Lasten aufgenommen werden.

Vergleich der Reihen 12-S-BU und 12-S-ES

Der Einsatz von Esche zur Herstellung der Leisten führt zu 12 % größeren Werten für die aufnehmbaren Höchstlasten. Im Vergleich zu Verbindungen mit Bucheleisten werden die Höchstlasten erst bei vergleichsweise großen Verformungen erreicht. Im Anfangslastbereich ist für die Reihe 12-S-ES ein größerer Schlupf zu beobachten, siehe Bild 5-16 rechts. Dies wird sowohl bei der Betrachtung der Gebrauchslast $F_{V=0,25\text{mm}}$, die nur etwa halb so groß ist, als auch beim Vergleich des kraftbezogenen Verschiebungsmoduls $k_{1,06}$, der nur 68 % des Wertes der Bucheleistenverbindungen entspricht, deutlich. Die Unterschiede können aus einer größeren Ungenauigkeit bei der Herstellung der Verbindungen mit Escheleisten resultieren. Im Gegensatz zu den Bucheleistenverbindungen war es möglich, bei einigen Verbindungen die Escheleiste in der Nut der Fichtenbretter von Hand zu bewegen. Beide Reihen zeigen bei Verschiebungen zwischen 2 mm und 6 mm ein ähnliches Trag- und Verformungsverhalten.

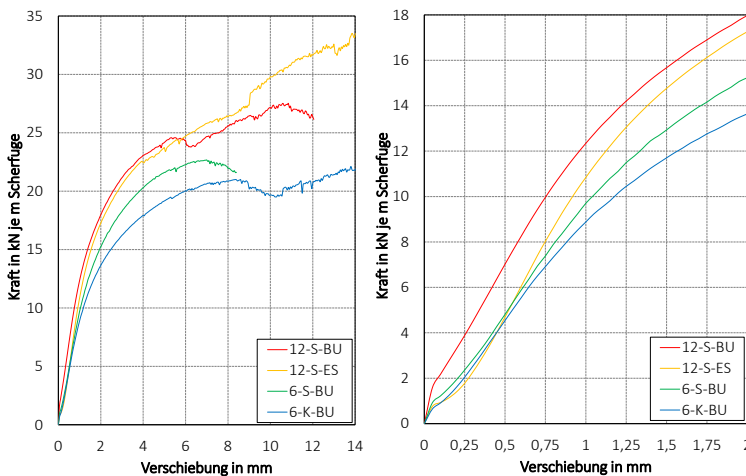


Bild 5-16 Last-Verformungskurven der Reihen mit Leistenverbindungen für gesamten Lastbereich (links) und für Anfangslastbereich (rechts)

Vergleich der Reihen D-OK und D-MK

Wie in Bild 5-17 zu sehen, zeigt sich der Einfluss der zusätzlichen Latte am Prüfkörper der Reihe D-MK bereits im Anfangslastbereich. Für die Gebrauchslast $F_{v=0,25\text{mm}}$ und für die Höchstlast werden mit der zusätzlichen Latte im Durchschnitt um 14 % höhere Werte erreicht. Der modifizierte Verschiebungsmodul $k_{i,06}$ ist in Reihe D-MK um 22 % größer als in Reihe D-MK. Hinsichtlich des Einsatzes dieser Verbindungen in einer Beplankung von Tafелеlementen, ist die Prüfkörpergeometrie mit zusätzlicher Latte zutreffender. Deswegen werden im folgenden Vergleich die Ergebnisse der Reihe D-OK nicht weiter betrachtet.

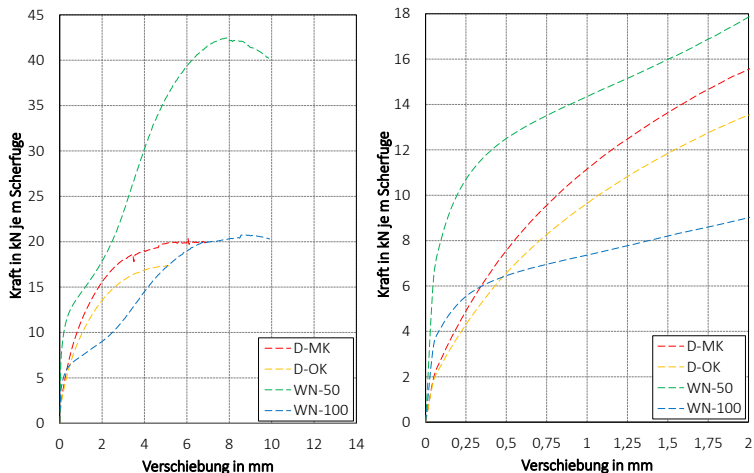


Bild 5-17 Last-Verformungskurven der Reihen mit Dübel- und Wellennagelverbindungen für gesamten Lastbereich (links) und für Anfangslastbereich (rechts)

Vergleich der Reihen D-MK, WN-50 und WN-100

Das Trag- und Verformungsverhalten von Verbindungen mit Buchedübeln einerseits und Wellennägeln andererseits weist deutliche Unterschiede auf (Bild 5-17 links). Dabei nehmen die Tangentensteigungen der Last-Verformungskurven bei Verbindungen mit Wellennägeln im Bereich zwischen ca. 0,25 mm und 2,5 mm Verschiebung stark ab und steigen nach 2,5 mm

wieder deutlich an. Dieses Verhalten resultiert aus dem Geradeziehen der mittleren Welle im Wellennagel (abnehmende Tangentensteigung) und dem anschließenden Aktivieren einer Zugkomponente quer zur Scherbelastungsrichtung bzw. parallel zur Längsachse des Wellennagels (zunehmende Tangentensteigung). Dieser Effekt ist vergleichbar mit der Seilwirkung bei ausziehfesten metallischen Verbindungsmitteln. Die ermittelten Lastwerte für die Reihen WN-50 und WN-100 unterscheiden sich in etwa um den Faktor zwei und sind somit proportional zur Verbindungsmittelanzahl. Beim Vergleich der Wellennagelverbindungen mit der Reihe D-MK wird deutlich, dass in Reihe WN-100 für F_{\max} um 5 %, für $F_{v=0,25\text{mm}}$ um 13 % und $k_{i,06}$ um 17 % höhere Werte als in Reihe D-MK erreicht werden. Im Bereich zwischen 0,5 mm und 5 mm unterscheidet sich der Verlauf der Last-Verformungskurven der beiden Reihen. Dagegen nähern sich die Graphen der Reihen D-MK und WN-50 zwischen 1 mm und 2,5 mm an (Bild 5-17 rechts), wobei in Reihe WN-50 für die Höchstlast um 113 %, für die Gebrauchslast um 118 % und vor allem für den modifizierten Verschiebungsmodul um 700 % höhere Werte erreicht werden.

Vergleich zwischen im Labor (Abschnitt 4) und industriell hergestellten Verbindungen

Ein direkter Vergleich ist zwischen der Reihe 6 aus Abschnitt 4 und Reihe D-OK möglich, da hier die gleichen Buchedübel verwendet wurden. In Reihe 6 wird der Dübel in eine Bohrung mit einem Durchmesser von 19,0 mm in den Fichtenbrettern eingebracht, für Reihe D-OK beträgt der Bohrlochdurchmesser hingegen 19,5 mm. Weiterhin ist im Labor eine exakte und mittige Positionierung der Dübel in der Scherfuge möglich, dies gelingt bei der industriellen Herstellung nicht immer. Die Höchstlast ist für beide Reihen bezogen auf 1 m Scherfuge mit 17,6 kN identisch. Die Last bei 1 m Verschiebung $F_{v=1\text{mm}}$ ist für Reihe 6 um den Faktor 2,3 höher. Beim Verschiebungsmodul k_s wird ein um den Faktor 1,7 größerer Wert erreicht.

Für die Bucheleistenverbindungen ist zwar kein direkter Vergleich möglich, da sich die Querschnittsabmessungen der Leisten in Reihe 4-1 aus Abschnitt 4 ($b \times h = 10 \text{ mm} \times 30 \text{ mm}$) und in Reihe 12-S-BU ($b \times h = 9 \text{ mm} \times 34 \text{ mm}$) unterscheiden, trotzdem lassen sich Schlussfolgerungen für die Herstellung

solcher Verbindungen ableiten. Die Leisten der Reihe 4-1 werden darrtrocken in die Nuten der Fichtenbretter eingeschoben. Bei Reihe 12-S-BU werden die Leisten nicht getrocknet, sondern sind vor der Montage den gleichen Klimabedingungen ausgesetzt wie die Fichtenbretter. Diese unterschiedliche Klimatisierung zeigt sich auch deutlich an den Ergebniswerten. So wird bei Reihe 4-1, trotz eines kleineren Widerstandsmomentes, ein um 81 % höherer Wert für die Last bei 1 mm Verschiebung und ein um 117 % größerer Verschiebungsmodul erreicht.

5.6 Zusammenfassung

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen an industriell hergestellten Schubverbindungen werden Lösungen für zwei unterschiedliche Beplankungssysteme entwickelt und an kleinformatischen Einzelementen geprüft. Bei der ersten Lösung werden für die gesamte Beplankung Bucheleistenverbindungen verwendet. Für die zweite Lösung wird die Übertragung der Schubkraft innerhalb einer Massivholzplatte mit Buchedübeln und am Plattenrand bzw. zwischen zwei benachbarten Massivholzplatten mit Wellennägeln sichergestellt. Zum Vergleich der Ergebnisse im Gebrauchslastbereich wurde zusätzlich die Last bei 0,25 mm Verschiebung $F_{v=0,25\text{mm}}$ ermittelt. Für die Vergleichbarkeit des Verformungsverhaltens von Verbindungen mit voneinander abweichenden Höchstlasten sowie unterschiedlicher Duktilität wurde ein Anfangsverbindungsmodul $k_{i,06}$ definiert, der sich bei allen betrachteten Verbindungen auf einen festgelegten Kraftwert bezieht.

Da die Verbindung von zwei Platten durch Einschieben der Bucheleisten von einer Platte in die benachbarte Platte geschieht, entstehen für die Leisten unterschiedliche Einbindetiefen in den Nuten der Fichtenbretter. Weiterhin sind die unterschiedlichen Geometrien der Scherfuge (Schwalbenschwanzverbindung oder Einhängesystem) zu betrachten. Für eine größere Einbindetiefe der Leisten steigen die Höchstlast, die Last im Bereich der Gebrauchstauglichkeit sowie der kraftbezogene Anfangsverschiebungsmodul. Beim Vergleich der unterschiedlichen Geometrien der Scherfuge zeigt sich für die schwalbenschwanzförmige Nut-Federverbindung der Fichtenbretter

ein geringfügig besseres Trag- und Verformungsverhalten als bei der Verbindung der Bretter mittels Einhängesystem. Weiterhin wurden Verbindungen mit Leisten aus Eschenholz den Bucheleisten gegenübergestellt. Aufgrund einer größeren Ungenauigkeit bei der Herstellung der Verbindungen mit Escheleisten werden im Gebrauchslastbereich und für den modifizierten Verschiebungsmodul geringere Werte als mit Bucheleisten erreicht.

Wie bereits aus den Untersuchungen im Abschnitt 4 bekannt, kommt es bei Buchedübelverbindungen während der Belastung zu einem Auseinanderbrechen der benachbarten Fichtenbretter. In einem Tafелеlement würde dieses Versagen durch die Verbindung der Beplankung mit der Rahmenkonstruktion behindert. Ähnlich dieser Verbindung werden an den kleinformatischen Prüfkörpern zusätzliche Latten angebracht. Im Vergleich zu Versuchen ohne zusätzliche Latten werden größere Werte sowohl für die Höchst- und Gebrauchslast als auch für den Verschiebungsmodul erreicht. Im Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbindungen mit Buchedübeln und Wellennägeln sind deutliche Unterschiede zu beobachten. So nehmen in beiden betrachteten Reihen mit Wellennagelverbindungen die Tangentensteigungen an die Last-Verschiebungskurven, nach anfänglich relativ hohen Werten, ab. Anschließend kommt es im Bereich von 2,5 mm Verschiebung zu größeren Tangentensteigungen. Für eine optimierte Kombination der Verbindungen mit Buchedübeln und Wellennägeln kann je nach Anforderung durch die Wahl der Verbindungsmittelabstände der Wellennägel eine Lösung für den Gebrauchslastbereich mit einem Verbindungsmittelabstand von 100 mm oder eine Lösung für größere Belastung mit einem Verbindungsmittelabstand von 50 mm gewählt werden.

Die Betrachtung der stark unterschiedlichen Ergebnisse von Verbindungen, die im Labor hergestellt werden (Abschnitt 4), und industriell hergestellten Verbindungsmitteln lässt folgende Schlussfolgerungen zu: Bei Buchedübelverbindungen werden mit einem kleineren Bohrlochdurchmesser von 19,0 mm und mit einer exakten Positionierung der Dübel in der Scherfuge deutlich größere Werte sowohl für Lasten bei 1 mm Verschiebung als auch für den Verschiebungsmodul erreicht. Trapezförmige Leistenverbindungen

zeigen durch eine passgenaue Herstellung der Aussparung in den Fichtenbrettern und durch den darrtrockenen Einbau der Leisten ein besseres Trag- und Verformungsverhalten.

6 Einzelverbindungen an Holztafeln

6.1 Allgemeines

Neben den bisher untersuchten Verbindungen innerhalb der Beplankung sind weitere Einzelverbindungen an Holztafeln mit Beplankungen aus Massivholzplatten zu untersuchen. Ziel der Untersuchungen ist die Ermittlung der einzelnen Last-Verformungsbeziehungen in Abhängigkeit der geometrischen und materialspezifischen Parameter zur Einbindung in die computer-gestützten Modelle in Abschnitt 8.

In den folgenden Abschnitten werden Verbindungen an Holztafeln untersucht, die einen maßgebenden Einfluss an der Gesamtverformung einer Holztafel unter Scheibenbeanspruchung haben. Hierzu gehört die Rillennagelverbindung zwischen Beplankung und Rahmenkonstruktion, der Zugaranschluss zwischen Holztafel und Unterkonstruktion und die Kontaktverbindung der Rahmenkonstruktion zwischen den druckbelasteten vertikalen Rippen und der Schwelle bzw. dem Rähm. Die in den folgenden Abschnitten vorgestellten Ergebnisse wurden zum Teil im Rahmen einer Masterarbeit (Obermeyer, 2015) am KIT - Holzbau und Baukonstruktionen erarbeitet.

6.2 Rillennagelverbindung

6.2.1 Versuchsprogramm

Für die Untersuchung der Rillennagelverbindung sind fünf verschiedene Versuchskonfigurationen vorgesehen, welche sich im Kraft-Faserwinkel unterscheiden. Ein Prüfkörper besteht aus zwei Hölzern, die mit zwei Rillennägeln 3,1 x 90 mm verbunden sind. Die Geometrie der jeweiligen Prüfkörper ist in Bild 6-1 dargestellt. Dabei entspricht die Reihenbezeichnung dem Winkel unter dem die Hölzer angeschlossen sind. Die Anschlusswinkel werden analog

zu den großformatigen Versuchen aus Abschnitt 7 gewählt. Analog zum Tafelaufbau sind im Folgenden die Bezeichnungen Rahmen- und Beplankungshölzer zu verstehen.

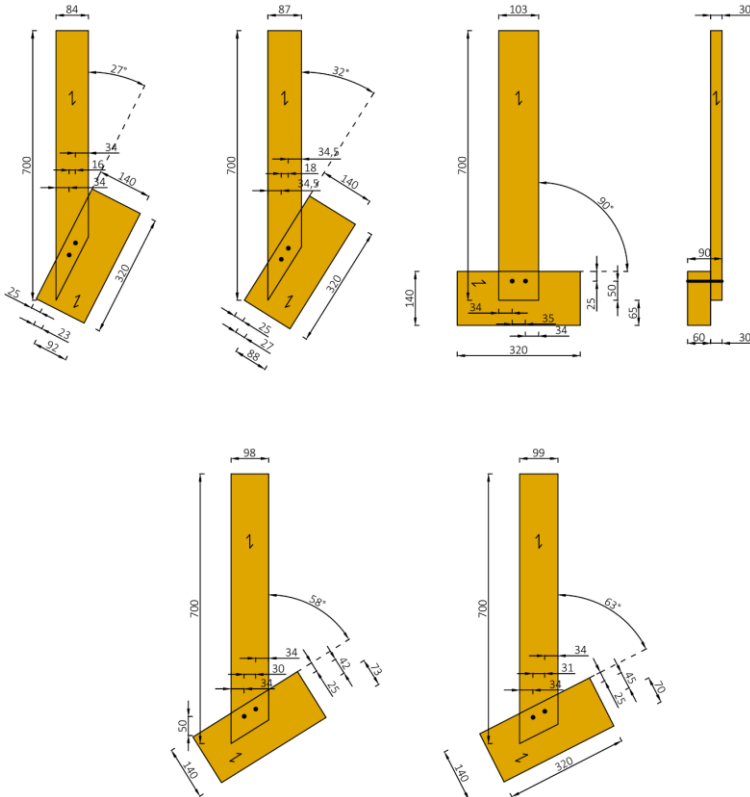


Bild 6-1 Prüfkörpergeometrie für die Reihen 27 (oben links), 32 (oben Mitte), 90 (oben rechts), 58 (unten links) und 63 (unten rechts); Maße in mm

Das für die Versuche benötigte Holz wird bei 20°C und 65 % relativer Luftfeuchte klimatisiert. Innerhalb einer Reihe werden die Holzbauteile in zwei Rohdichteklassen unterteilt. So werden jeweils fünf Prüfkörper mit niedriger Rohdichte (N) und fünf Prüfkörper mit hoher Rohdichte (H) hergestellt, die

Auflistung der Rohdichten der einzelnen Hölzer ist der Tabelle A-25 im Anhang zu entnehmen. Eine vollständige Übersicht über das Versuchsprogramm ist in Tabelle 6-1 dargestellt.

Tabelle 6-1 *Versuchsübersicht*

Reihe	Rohdichteklasse	Versuchsanzahl
27-N	Niedrig	5
27-H	Hoch	5
32-N	Niedrig	5
32-H	Hoch	5
58-N	Niedrig	5
58-H	Hoch	5
63-N	Niedrig	5
63-H	Hoch	5
90-N	Niedrig	5
90-H	Hoch	5

6.2.2 Versuchsaufbau und Durchführung

In Bild 6-2 ist links der Versuchsaufbau der Reihe 27 dargestellt. Für die Reihen 32, 58 und 63 wird ein analoger Aufbau gewählt. Die Prüfkörper werden auf einer Stahlkonstruktion so befestigt, so dass das Beplankungsholz lotrecht steht. Reihe 90 (Bild 6-2 rechts) wird geprüft, indem der Prüfkörper von unten an einem Stahlrahmen anliegt. Zur Lagesicherung sind Schraubzwingen angebracht. Die Lasteinleitung erfolgt für alle Reihen über zwei 18 mm dicke Stahllaschen, welche mit jeweils vier schräg eingedrehten Schrauben 4,0 x 60 mm am Beplankungsholz angebracht sind. Die entstehenden Relativverschiebungen werden mit zwei induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Wegaufnehmer sind parallel zum Beplankungsholz angeordnet.

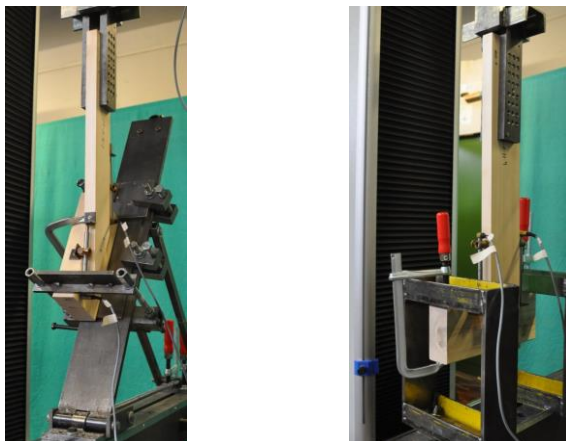


Bild 6-2 Versuchsstand der Reihe 27 (links) und der Reihe 90 (rechts)

Die Lastaufbringung erfolgt gemäß DIN EN 26891 (1991), so dass 40 % der geschätzten Höchstlast F_{est} nach 120 Sekunden erreicht werden. Der Wert von F_{est} ergibt sich aus einem Vorversuch zu 4000 N. Nach der Versuchsdurchführung werden zur Bestimmung der Holzfeuchte Proben in Anlehnung an DIN EN 13183-1 (2002) entnommen. An diesen Proben wird auch die Rohdichte ermittelt. Die Auswertung erfolgt mit diesen Rohdichte- und Holzfeuchtwerten (Mittelwerte aus Rahmen- und Beplankungsholz).

6.2.3 Ergebnisse

Die Versuchskörper zeigen ein duktilen Verhalten mit großen Verformungen. Hierbei kommt es bei 46 von insgesamt 50 Versuchen bis zu einer Relativverschiebung von 15 mm noch zu keinem wesentlichen Lastabfall. In Bild 6-3 links ist an einem nach der Versuchsdurchführung geöffnetem Prüfkörper die Verformung am Rillennagel zu erkennen. Hierbei bilden sich zwei Fließgelenke je Scherfuge, was dem Versagensmechanismus 3 nach der Theorie von Johansen entspricht (Bild 6-3 rechts).

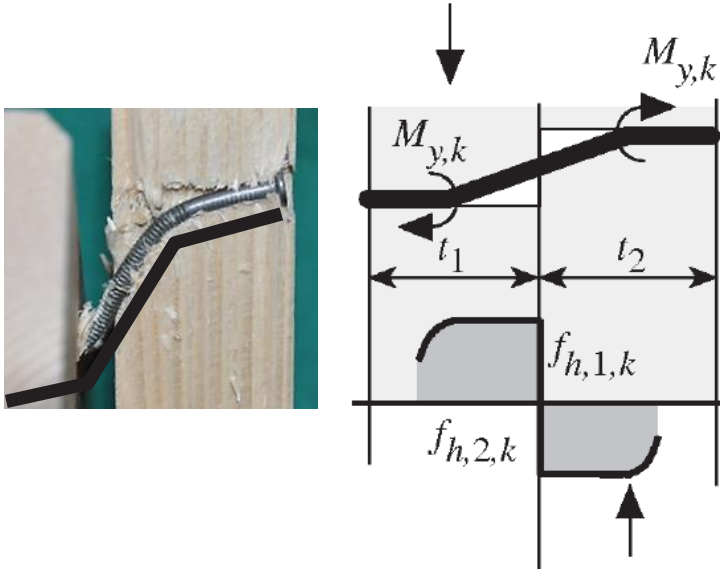


Bild 6-3 Geöffneter Prüfkörper (links); Versagensmechanismus 3 nach Johansen (rechts), Quelle: Blaß und Sandhaas (2013)

Die Versuche werden in Anlehnung an DIN EN 26891 (1991) ausgewertet, wobei die Ergebnisse der Einzelversuche und die zugehörigen Last-Verformungsdiagramme Tabelle A-26 bis Tabelle A-35 und Bild A-28 bis Bild A-37 des Anhangs zu entnehmen sind. Dabei entspricht F_{\max} der Höchstlast, welche vor oder bis zu einer Verschiebung von 15 mm erreicht wird. Alle Werte beziehen sich auf die dargestellten Prüfkörper mit zwei Verbindungsmitteln. Einen Überblick sowie die statistischen Kennwerte der erreichten Maximalkräfte F_{\max} , der Verschiebungsmoduln k_s , der Last bei 1 mm Verschiebung $F_{V=1\text{mm}}$ und der Last bei 5 mm Verschiebung $F_{V=5\text{mm}}$ zeigen die Diagramme in Bild 6-4 bis Bild 6-7.

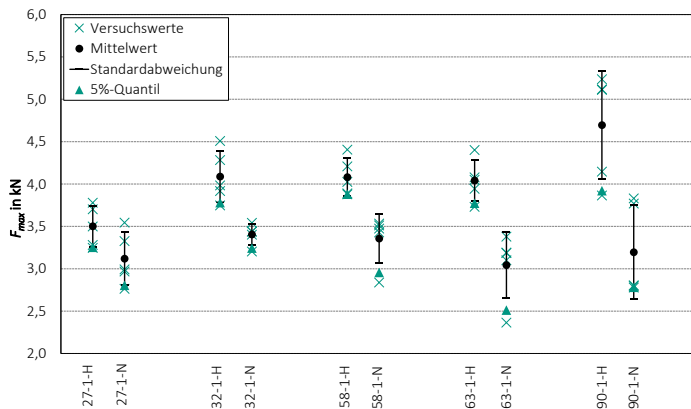


Bild 6-4 Versuchswerte und statistische Kennwerte der Höchstlast F_{max}

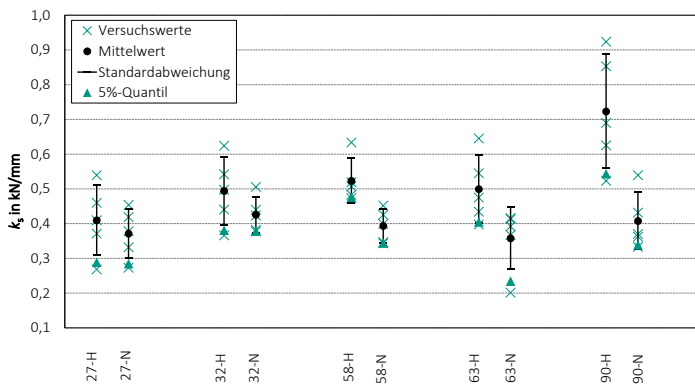


Bild 6-5 Versuchswerte und statistische Kennwerte des Verschiebungsmoduls k_s

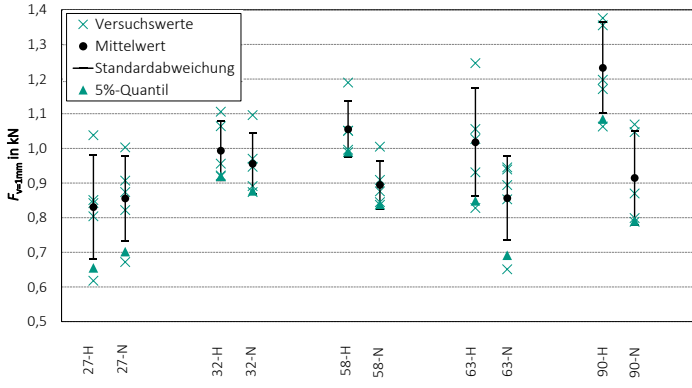


Bild 6-6 Versuchswerte und statistische Kennwerte der Last $F_{v=1mm}$

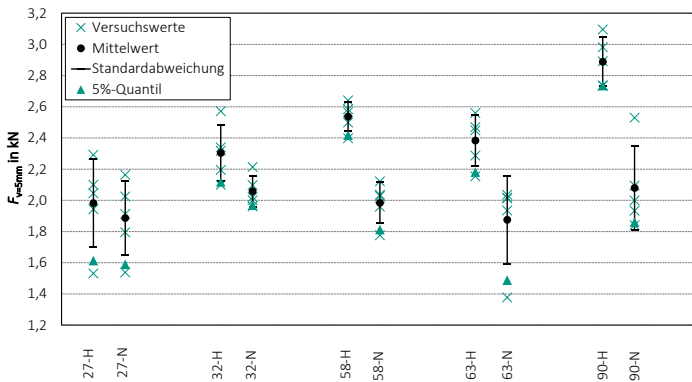


Bild 6-7 Versuchswerte und statistische Kennwerte der Last $F_{v=5mm}$

In Tabelle 6-2 sind die Mittelwerte der Versuchsergebnisse und berechnete Tragfähigkeits- und Steifigkeitswerte nach DIN EN 1995-1-1 (2010) ($F_{v,ECS}$ und $K_{ser,ECS}$) aufgeführt. Für die Berechnung wird das experimentell bestimmte Fließmoment M_y (3400 Nmm) verwendet, vgl. Abschnitt 7.5 und zugehörigen Anhang. Der zur Berechnung verwendete Mittelwert der Rohdichte ist in Tabelle 6-2 mitaufgeführt.

Tabelle 6-2 Mittelwerte der Versuchsergebnisse

Reihe	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN	$F_{V=5\text{mm}}$ in kN	$F_{V,EC5}$ in kN	$K_{\text{ser},EC5}$ in kN/mm
27-H	484	12,7	3,50	0,41	0,83	1,98	2,12	1,75
27-N	405	12,4	3,12	0,37	0,86	1,89	1,81	1,34
32-H	480	13,1	4,09	0,49	0,99	2,30	2,10	1,73
32-N	409	12,7	3,41	0,43	0,96	2,06	1,83	1,36
58-H	477	13,1	4,08	0,52	1,06	2,54	2,09	1,72
58-N	420	12,3	3,36	0,39	0,89	1,98	1,87	1,42
63-H	481	12,4	4,04	0,50	1,02	2,38	2,11	1,74
63-N	405	12,5	3,04	0,36	0,86	1,88	1,81	1,34
90-H	498	12,4	4,70	0,72	1,23	2,89	2,17	1,83
90-N	409	12,6	3,20	0,41	0,91	2,08	1,83	1,36

6.2.4 Vergleich der Ergebnisse

Kraft-Faserwinkel

Wie aus Bild 6-4 bis Bild 6-7 ersichtlich, wird keine Korrelation zwischen dem Kraft-Faserwinkel und den ausgewerteten Lasten, bzw. den Steifigkeitskennwerten deutlich. Diese Beobachtung entspricht auch den Erkenntnissen von Smith und Whale (1986), wonach bei Verbindungsmitteln bis 8 mm Durchmesser keine Abhängigkeit der Tragfähigkeit vom Kraft-Faserwinkel festzustellen ist. Auch nach DIN EN 1995-1-1 (2010) wird zur Berechnung der Tragfähigkeit bei Nägeln mit Durchmesser bis 8 mm die Lochleibungsfestigkeit unabhängig vom Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung ermittelt. Im Folgenden wird deshalb nicht zwischen den Anschlusswinkeln bzw. den zugehörigen Reihen unterschieden.

Rohdichte

Bild 6-4 bis Bild 6-7 und Tabelle 6-2 ist zu entnehmen, dass die Mittelwerte der Versuchsergebnisse der Reihen H (hohe Rohdichte) fast ausschließlich

über den Werten der Reihen N (niedrige Rohdichte) liegen. Die einzige Ausnahme bildet hierbei der Wert $F_{V=1\text{mm}}$ der Reihe 27. In Bild 6-8 sind die Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der Rohdichte dargestellt. Es ist zu erkennen, dass alle Regressionsgeraden eine positive Steigung aufweisen, wodurch die Zunahme der aufnehmbaren Lasten und ermittelten Steifigkeiten mit steigender Rohdichte gezeigt wird.

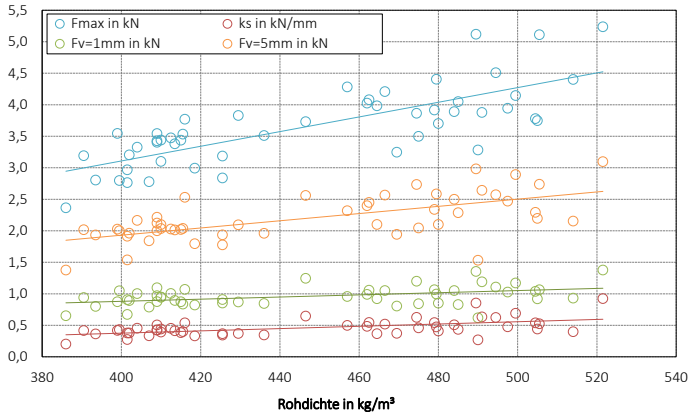


Bild 6-8 Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der Rohdichte

Die computergestützten Modelle in Abschnitt 8 sollen allgemeingültige Ergebnisse liefern – unabhängig von den Rohdichten der in diesem Abschnitt vorgestellten Versuche. Aus diesem Grund werden die Ergebnisse mit einem Rohdichtekorrekturfaktor ρ_m/ρ auf $\rho_m = 420 \text{ kg/m}^3$, die mittlere Rohdichte von C24 nach DIN EN 338 (2010), bezogen. Bild 6-9 begründet dieses Vorgehen. Hierzu sind die mit dem Korrekturfaktor modifizierten Versuchsergebnisse über die Rohdichte aufgetragen. Der Faktor ist richtig gewählt, wenn nun keine Abhängigkeit mehr von der Rohdichte besteht und die Regressionsgerade betragsmäßig eine möglichst kleine Steigung aufweist, was im vorliegenden Fall gegeben ist. Ein quadratischer Korrekturfaktor $(\rho_m/\rho)^2$ etwa weist eine deutlich schlechtere Übereinstimmung auf.

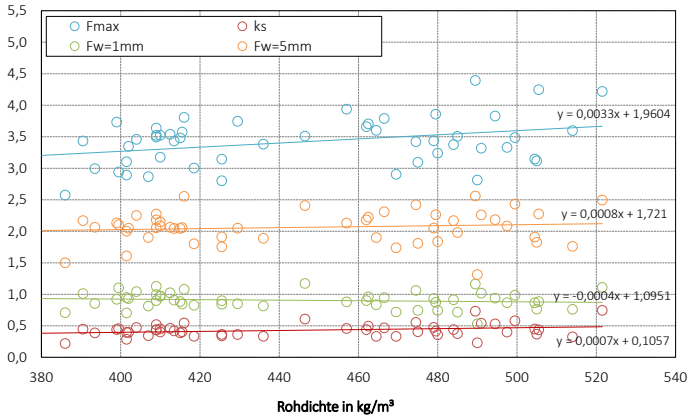


Bild 6-9 Versuchsergebnisse unter Berücksichtigung linearer Rohdichtekorrektur in Abhängigkeit der Rohdichte

6.3 Zugankeranschluss

6.3.1 Versuchsprogramm

Geprüft werden Zuganker des Typs GH HT 22-60/440 (ETA-10-0010). In zwei Reihen zu je fünf Versuchen wird das Last-Verformungsverhalten von Zugankern an Holztafeln mit Beplankungen aus klebstofffreien Massivholzplatten bestimmt. Analog zu den großformatigen Versuchen in Abschnitt 7 werden die Zuganker beidseitig an das Rahmenholz angebracht, wobei zwischen einseitiger (Z1) und zweiseitiger (Z2) Beplankung unterschieden wird. Diese wird mit einem Überstand zum Rahmenholz angebracht. Wird der Zuganker direkt am Rahmenholz befestigt, kommen Rillennägel 4,0 x 50 mm zur Anwendung. Erfolgt die Befestigung der Zuganker hingegen auf der Beplankung, so werden Rillennägel 4,0 x 75 mm verwendet. Die jeweilige Prüfkörpergeometrie ist in Bild 6-10 skizziert. Aus Tabelle 6-3 kann das vollständige Versuchsprogramm entnommen werden.

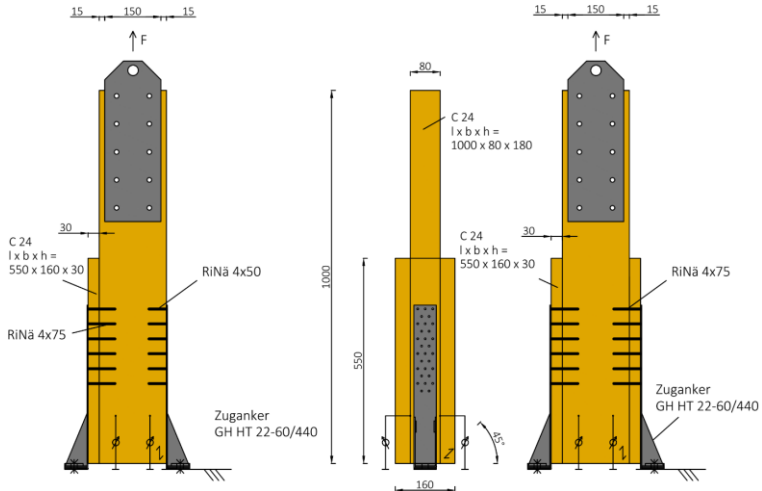


Bild 6-10 Prüfkörpergeometrie für Reihe Z1 mit einseitiger Beplankung (links) und für Reihe Z2 mit beidseitiger Beplankung (rechts); Maße in mm

Tabelle 6-3 Versuchsübersicht

Reihe	Beplankung	Anz. RiNä 4,0 x 50 mm	Anz. RiNä 4,0 x 75 mm	Versuchs- anzahl
Z1	Einseitig	150	150	5
Z2	Beidseitig	-	300	5

6.3.2 Versuchsaufbau und Durchführung

Der Versuchsaufbau kann Bild 6-11 entnommen werden. Die Lasteinleitung erfolgt über zwei Stahllaschen, welche mit dem Rahmenholz verbunden sind. Die Zuganker sind durch Bolzen M16 8.8 vertikal gehalten, wobei die Bolzen mit einem definierten Anziehdrehmoment von 150 kNm an Stahllaschen angezogen werden. Vier induktive Wegaufnehmer messen die Relativverschiebungen zwischen Rahmenholz und Stahllaschen. Diese sind jeweils 10 mm vom Rand des Rahmenholzes, gleichermaßen an Vorder- und Rückseite, angebracht. Die Belastung wird mit einer konstanten Vorschub-

geschwindigkeit von 5 mm/min aufgebracht. Nach der Versuchsdurchführung werden sowohl aus den Rahmenhölzern als auch aus der Beplankung Proben in Anlehnung an DIN EN 13183-1 (2002) entnommen, an welchen die Holzfeuchte und Rohdichte bestimmt werden. Eine Auflistung der ermittelten Werte für Holzfeuchte und Rohdichte ist in den Ergebnistabellen im Anhang zu finden.

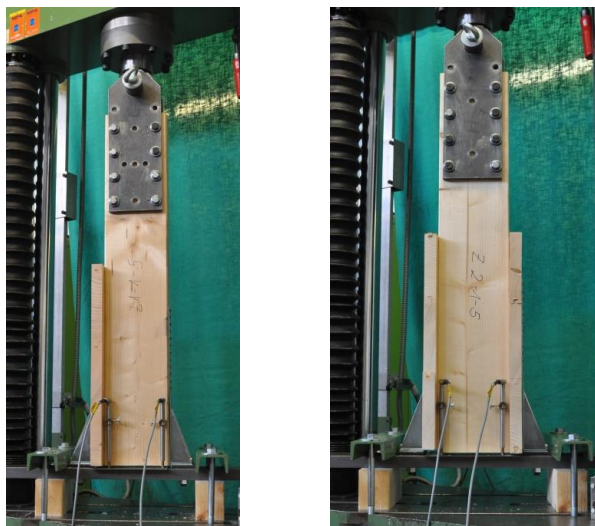


Bild 6-11 Versuchsaufbau für Reihe Z1 (links) und für Reihe Z2 (rechts)

6.3.3 Ergebnisse

In beiden Reihen tritt teilweise ein Quersugversagen des Rahmenholzes auf, wie in Bild 6-12 links zu sehen ist. Bei einseitig beplankten Prüfkörpern kommt es in zwei Fällen zum Stahlversagen des Zugankers an der unbeplankten Seite, exemplarisch ist dies in Bild 6-12 Mitte dargestellt. Bei Prüfkörpern beider Reihen ist ein Schüsseln der Beplankung zu beobachten (Bild 6-12 rechts), da, anders als in den großformatigen Versuchen, die Beplankung nicht zusätzlich mit Rillennägeln am Rahmenholz befestigt ist.

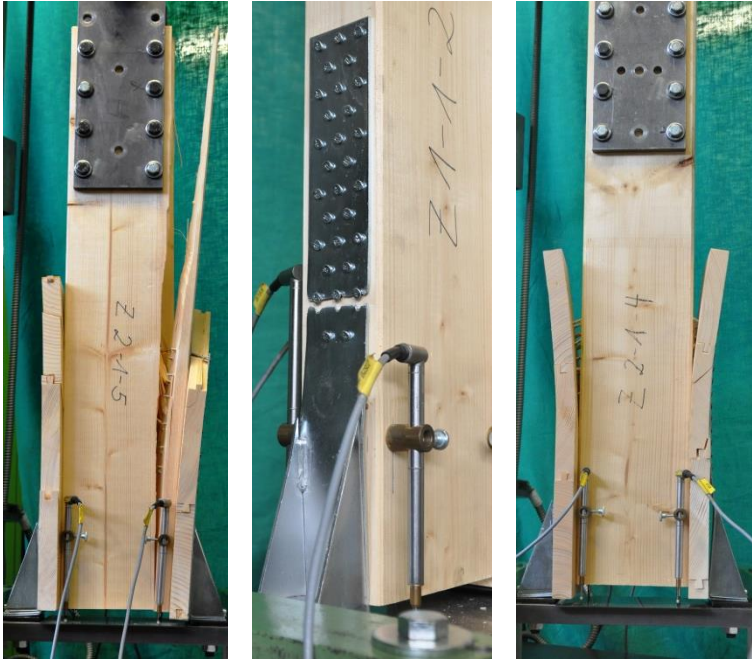


Bild 6-12 Querzugversagen des Rahmenholzes (links), Zugversagen des Ankers (Mitte) und Schüsseln der Beplankung (rechts)

Die Beplankung bildet in diesen kleinteiligen Versuchen eine verschiebliche Zwischenschicht. In den großformatigen Wandversuchen ist diese Verschieblichkeit durch die Befestigung der Beplankung mit Rillennägeln am Rahmenholz eingeschränkt. Das Verhalten der Verbindungsmittel in den kleinformatischen Versuchen lässt am geöffneten Prüfkörper in Bild 6-13 links erkennen. Zunächst soll die rechte, nicht beplankte Seite betrachtet werden. Das Stahlblech des Zugankers liegt mit einer Dicke von 3 mm zwischen einem dünnen und einem dicken Stahlblech. Beim untersten Nagel ist noch die Ausbildung eines plastischen Gelenks in der Scherfuge zu erkennen, bei den oberen Nägeln ist keine Einspannwirkung des Stahlblechs sichtbar. Auf der beplankten Seite ist zum Teil ein Versagen in der Fuge zwischen Beplankung und Rahmenholz zu erkennen, welches allerdings nicht bei allen Nägeln

gleichermaßen festzustellen ist. Somit ist die Zwischenschichtdicke zwischen „dünn“ und „dick“ einzuordnen, vergleiche Blaß und Laskewitz (2003).

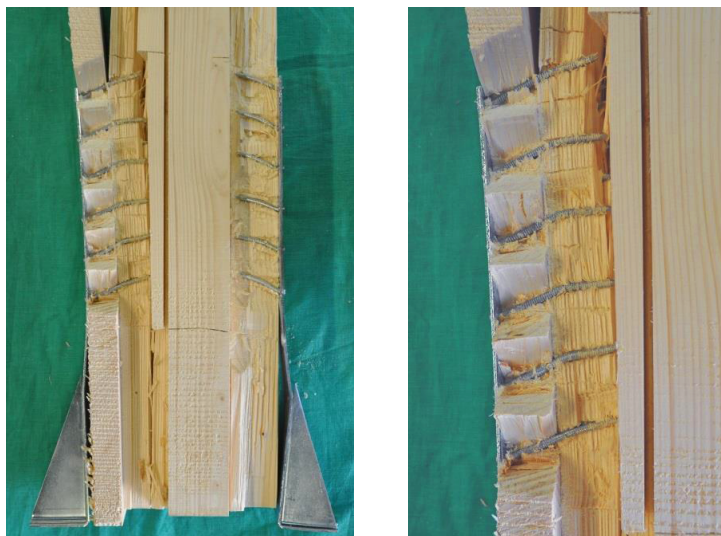


Bild 6-13 Geöffneter Prüfkörper; rechts Vergrößerung der beplankten Seite

Die Versuche werden in Anlehnung an DIN EN 26891 (1991) ausgewertet. Die Ergebnisse der Einzelversuche sind in Tabelle A-36 und Tabelle A-37 dargestellt, die zugehörigen Last-Verformungsdiagramme zeigen Bild A-38 und Bild A-39. Die Werte beziehen sich jeweils auf den gesamten Prüfkörper. Die Angaben zu Rohdichten und Holzfeuchten der Beplankung bei beidseitig beplankten Prüfkörpern sind Mittelwerte. Tabelle 6-4 zeigt eine Übersicht der Mittelwerte der Versuchsergebnisse.

Tabelle 6-4 Mittelwerte der Versuchsergebnisse

Reihe	ρ_{Ra}/ρ_{Be} in kg/m ³	u_{Ra}/u_{Be} in %	F_{max} in mm	v_{max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{V=1mm}$ in kN	$F_{V=5mm}$ in kN
Z1	411/439	14,9/10,4	118	14,2	16,9	25,3	74,5
Z2	409/424	14,1/10,4	100	14,3	12,6	20,6	57,9

6.3.4 Vergleich der Ergebnisse

Rohdichte

Der Einfluss der Rohdichte wird exemplarisch für die Reihe Z2 untersucht. Hierzu werden in Bild 6-14 die Last- und Steifigkeitswerte in Abhängigkeit der getrennt aufgeführten Rohdichtewerte für Rahmen- und für Beplankungshölzer dargestellt. Tendenziell ist eine Zunahme der Steifigkeit mit steigender Rohdichte des Rahmenholzes zu erkennen. Ein Einfluss der Rohdichte des Beplankungsholzes ist dagegen kaum feststellbar. Hierbei lässt der geringe Versuchsumfang jedoch keine Verallgemeinerung dieser Feststellung zu. Zur weiteren Verwendung der Ergebnisse für die computergestützte Modellierung wird analog zu den Zugscherversuchen mit Rillennagelverbindungen ein linearer Rohdichtekorrekturfaktor ρ_m/ρ gewählt, wobei ρ die Rohdichte des Rahmenholzes ist, die Rohdichte der Beplankung wird hingegen vernachlässigt. Die Versuchsergebnisse werden auf eine Rohdichte ρ_m von 420 kg/m^3 bezogen.

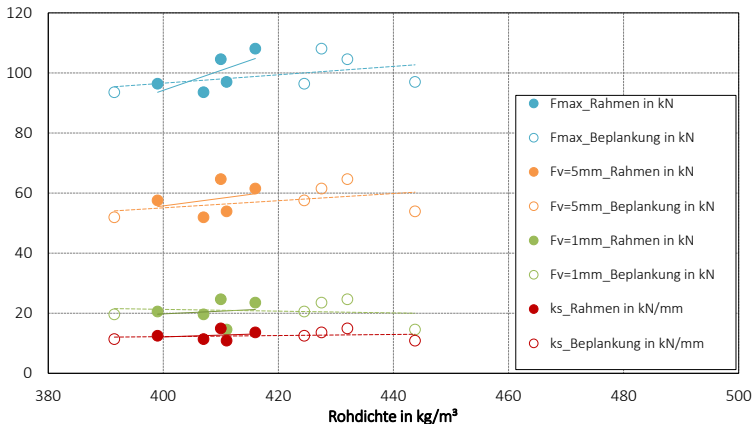


Bild 6-14 Versuchsergebnisse der Reihe Z2 in Abhängigkeit der Rohdichte

Einseitige und beidseitige Beplankung

Das Holz der Prüfkörper der Reihen Z1 und Z2 weist ähnliche Rohdichten auf. Daher kann aus den Versuchsergebnissen auf den Einfluss einer zweiten Zwischenschicht geschlossen werden. Tabelle 6-4 sowie Bild 6-15 zeigen, dass im Vergleich zu Reihe Z1 die zusätzliche Beplankung in Reihe Z2 zu kleineren Last- und Steifigkeitswerten führt. Im Hinblick auf die Modellierung von Holztafeln heißt dies, dass einseitig und beidseitig beplankten Wänden unterschiedliche Steifigkeiten des Zugankeranschlusses zugewiesen werden müssen, siehe Abschnitt 8.

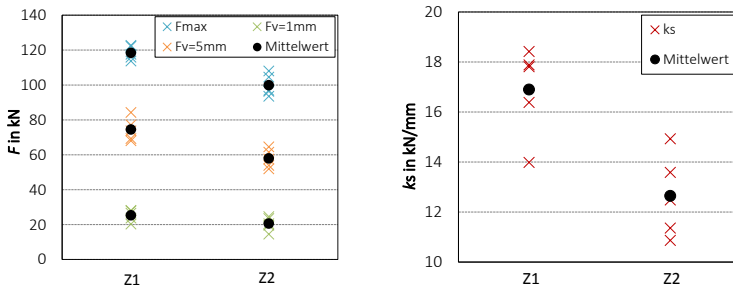


Bild 6-15 Versuchsergebnisse der Reihe Z2 in Abhängigkeit der Rohdichte

6.4 Nachgiebigkeit infolge Querdruck

6.4.1 Versuchsprogramm

In Schwelle und Rähm einer Holztafelwand werden infolge einer horizontalen Belastung im Bereich der auf Druck belasteten vertikalen Rippen Druckkräfte quer zur Faserrichtung des Holzes eingeleitet. Um Eingangswerte für die Last-Verformungsbeziehung der auf Querdruck belasteten Bereiche zu erhalten, werden kleinteilige Versuche durchgeführt. Zum einen ist in Reihe I die Konfiguration einer Innenrippe nachgestellt, siehe Bild 6-16 links. Die Abmessungen der Stahlplatte zur Lasteinleitung entsprechen denjenigen der Innenrippen der in großformatigen Versuchen geprüften Holztafeln. Die

Lastausbreitung in Holzfaserrichtung ist zu beiden Seiten möglich. Des Weiteren werden Versuchskörper zur Untersuchung der Konfiguration mit einer Randrippe angefertigt (Reihe R), wobei in diesem Fall eine Lastausbreitung in Faserrichtung nur zu einer Seite möglich ist (Bild 6-16 rechts).

Insgesamt werden für Reihe I und für Reihe R acht Versuchskörper hergestellt. Diese stammen aus vier Balken, so dass pro Balken zwei Prüfkörper für Reihe I und zwei für Reihe R zur Verfügung stehen. Die erste Zahl der Versuchsbezeichnung (vgl. im Anhang Tabelle A-38 und Tabelle A-39 bzw. Bild A-40 und Bild A-41) beinhaltet die Angabe des Balkens, aus welchem die Hölzer geschnitten werden. Zwei Versuche aus jeder Reihe bleiben wegen fehlerhafter Versuchsdurchführung in der Auswertung unberücksichtigt.

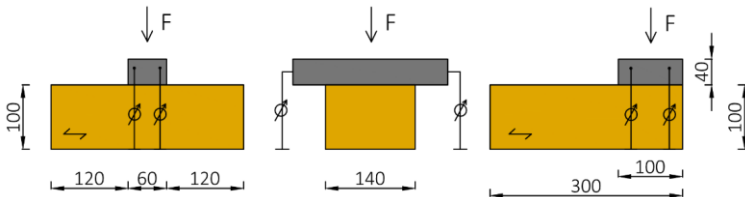


Bild 6-16 Prüfkörpergeometrie für Konfiguration der Innenrippen (links), Hirnholzansicht (Mitte) und für Konfiguration der Randrippen (rechts); Maße in mm

6.4.2 Versuchsaufbau und Durchführung

In Bild 6-17 ist exemplarisch ein im Versuchsstand eingebauter Prüfkörper der Reihe R dargestellt. Die Druckkraft wird über eine Kugelkalotte in die 30 mm dicken Stahlplatten eingeleitet. Die Kalotte gewährleistet den Ausgleich einer eventuellen Schiefstellung während der Versuchsdurchführung und somit eine zentrische Belastung. Zur Lagesicherung wird der Prüfkörper von oben mit einem U-Stahlträger vertikal gehalten. Die Belastung wird mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 5 mm/min aufgebracht. An der Lasteinleiterplatte sind vier Wegaufnehmer angebracht, welche die Verformung über die gesamte Höhe des Schwellenholzes messen. Es ist festzuhalten, dass diese Prüfkonfiguration von DIN EN 408 (2012) abweicht. Im

vorliegenden Fall soll lediglich eine Last-Verformungsbeziehung für dieses spezielle System mit definierter Geometrie gefunden werden. Die Holzfeuchte der Prüfkörper wird unmittelbar nach Versuchsdurchführung an Proben in Anlehnung an DIN EN 13183-1 (2002) bestimmt. An diesen Proben werden auch die Rohdichtewerte ermittelt. Die Werte der Holzfeuchte und Rohdichte für die Einzelversuche sind in den Ergebnistabellen im Anhang enthalten.



Bild 6-17 Versuchszustand der Querdruckversuche für Reihe R

6.4.3 Ergebnisse

Das Querdruckverhalten von Holz ist durch das Zusammendrücken der Holz-zellen quer zu ihrer Achse gekennzeichnet. Dadurch ergibt sich ein duktileres Trag- und Verformungsverhalten sowie, bei großen Verformungen, eine Verfestigung durch die Verdichtung des Zellgewebes. Im hier geprüften Lastbereich spielt diese Verfestigung keine wesentliche Rolle. Zu beobachten sind irreversible Eindrückungen, siehe Bild 6-18. Deutlich wird auch die Ausbreitung der Last in Holzfaserrichtung in Bereiche, die nicht direkt belastet sind. Für Reihe I ist dies zu beiden Seiten möglich, für Reihe R hingegen nur zu einer.

Tabelle 6-5 zeigt eine Übersicht der gemittelten Versuchsergebnisse und der resultierenden Druckspannungen bei Höchstlast σ_{\max} , bei einer Verformung von 1 mm $\sigma_{1\text{mm}}$ und bei einer Verformung von 5 mm $\sigma_{5\text{mm}}$. Zur Berechnung

der Spannungen wird die tatsächliche Aufstandsfläche an jedem Rand mit Überstand um 30 mm in Faserrichtung erhöht. Die Ergebnisse einzelner Versuche sind in Tabelle A-38 und Tabelle A-39 zu finden, die Last-Verformungskurven sind in Bild A-40 und Bild A-41 des Anhangs dargestellt. F_{max} wird definiert als aufnehmbare Last bei 15 mm Verschiebung.



Bild 6-18 Prüfkörper nach Versuchsdurchführung

Tabelle 6-5 Mittelwerte der Versuchsergebnisse

Reihe	ρ in kg/m ³	u in %	F_{max} in mm	$F_{V=1mm}$ in kN	$F_{V=5mm}$ in kN	σ_{max} in N/mm ²	σ_{1mm} in N/mm ²	σ_{5mm} in N/mm ²
I	390	12,5	71,4	34,2	54,7	4,25	2,04	3,26
R	396	12,4	69,6	26,7	56,5	3,82	1,47	3,10

6.4.4 Vergleich der Ergebnisse

Ein Vergleich der Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der Rohdichte, siehe Bild 6-19 und Bild 6-20, bringt keine aufschlussreichen Erkenntnisse. Dies liegt neben dem geringen Versuchsumfang und der damit verbundenen geringen Bandbreite an Rohdichten auch an der Abhängigkeit der Querdruckfestigkeit von der Jahrringlage im Querschnitt sowie dem Vorhandensein von Druckholz bei mindestens zwei Hölzern. Da aus den Versuchen keine Aussage zur Rohdichtekorrelation abzuleiten ist, die Ergebnisse aber zur computergestützten Modellierung auf die mittlere Rohdichte $\rho_m = 420 \text{ kg/m}^3$ von Nadelholz C24 nach DIN EN 338 (2010) bezogen werden, wird entspre-

chend den vorhergehenden Versuchsreihen eine Korrektur mit ρ_m/ρ vorgenommen. Das Vorgehen wird mit Untersuchungsergebnissen begründet, die einen linearen Zusammenhang zwischen der Querdruckfestigkeit von Brett-schicht- oder Nadelholz und der Rohdichte bestätigen (vgl. z.B. Le Levé et al., 2014).

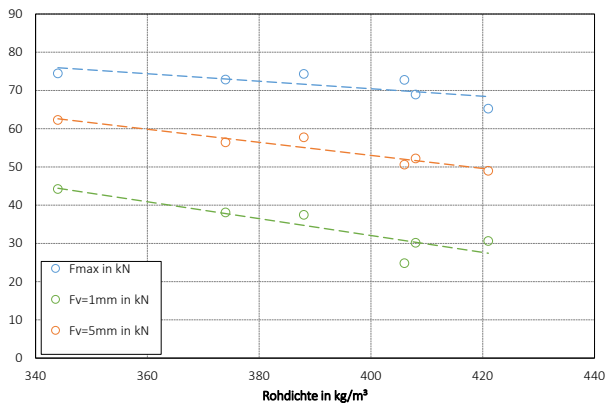


Bild 6-19 Versuchsergebnisse der Reihe I in Abhängigkeit der Rohdichte

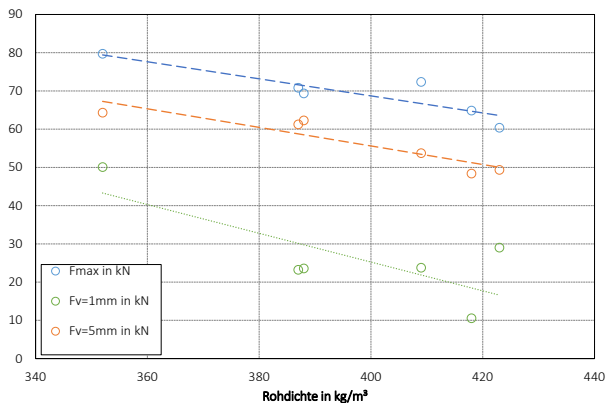


Bild 6-20 Versuchsergebnisse der Reihe R in Abhängigkeit der Rohdichte

7 Wand- und Deckenelemente

7.1 Allgemeines

Die im vorangegangenen Abschnitt an Einzelelementen untersuchten Verbindungen kommen nachfolgend an großformatigen Tafелеlementen zum Einsatz. Die Durchführung von Versuchen an Wand- und Deckenelementen mit klebstofffreien Beplankungen sollen Aufschluss über das Verhalten unter Scheibenbeanspruchung geben. Dabei werden, durch die Betrachtung des Trag- und Verformungsverhaltens der Tafелеlemente, Erkenntnisse über Steifigkeitseigenschaften, Versagensmechanismen und Belastungsgrenzen gewonnen.

Neben den in Abschnitt 5.1 vorgestellten Lösungen für Beplankungen mit Schubverbindungen der Massivholzplatte wird eine weitere Beplankungsmöglichkeit mit einer diagonal verlegten Massivholzplatte untersucht – ähnlich einer diagonalen Brettschalung. Dabei werden keine Schubverbindungen innerhalb der Beplankung verwendet. Für den Vergleich mit einer herkömmlichen Beplankung werden Ergebnisse von Blaß und Schädle (2009) aus Versuchen an mit OSB beplankten Tafелеlementen verwendet. Die in diesem Abschnitt vorgestellten Versuche wurden zum Teil im Rahmen einer Diplomarbeit (Kramer, 2013) am KIT - Holzbau und Baukonstruktionen durchgeführt.

7.2 Versuchsprogramm

Die experimentellen Untersuchungen an Wand- und Deckenelementen enthalten neun Versuchsreihen, siehe Tabelle 7-1. Alle Prüfkörper haben eine Tafelhöhe von 2,59 m und eine Länge von 2,5 m bzw. eine Länge von 1,25 m. Die vertikalen Rippen haben untereinander einen Abstand von 62,5 cm, die Beplankungsdicke beträgt 30 mm. Die Verbindung von Beplankung und Rah-

menkonstruktion wird mit Rillennägeln 3,1 mm x 90 mm hergestellt. Zur Beschreibung der in den jeweiligen Reihen verwendeten Wand- und Deckenscheiben:

Reihe BLH (BL = Bucheleisten, H = horizontal verlegte Platten)

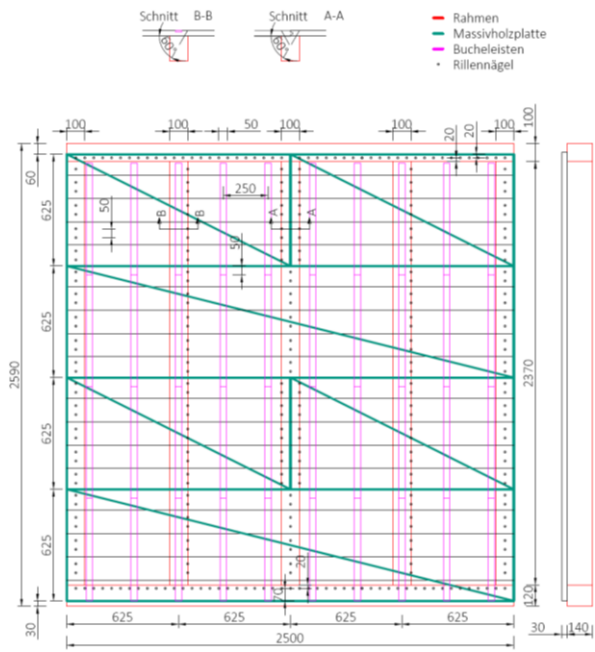


Bild 7-1 Konstruktionszeichnung Tafelement Reihe BLH; Maße in mm

Die Massivholzplatte hat eine Breite von 625 mm und besteht aus fünf Brettern. Die innenliegenden Bretter sind jeweils 130 mm, die Randbretter je 117,5 mm breit. Die Verbindung der Bretter innerhalb einer Platte und am Plattenrand wird mit Bucheleisten ausgeführt. Die Querschnittsabmessungen der Bucheleisten entsprechen den Leisten aus Abschnitt 5. Die Platten werden horizontal und zueinander versetzt angeordnet, wodurch jeder Prüfkörper zwei vertikale Stöße im Bereich der mittleren Rippe aufweist. Um den Randabstand in Faserrichtung der Platte einzuhalten, wird die Verbindung zwischen Massivholzplatte und Ständer an diesen beiden vertikalen Stößen

mit unter 60° geneigt angeordneten Rillennägeln ausgeführt. Die Rahmenkonstruktion ist einseitig beplankt, und Versuche werden ohne zusätzliche vertikale Belastung durchgeführt. Die Holzfeuchte der einzelnen Bauteile beträgt zum Zeitpunkt der Herstellung der Tafелеlemente ca. 12 %. Eine Konstruktionszeichnung ist in Bild 7-1 dargestellt.

Reihe WDH (W = Wellennägel, D = Buchedübel,
H = horizontal verlegte Platten)

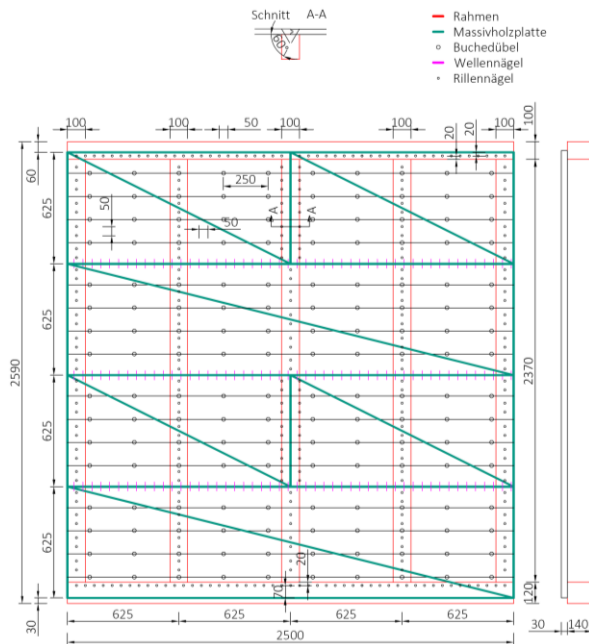


Bild 7-2 Konstruktionszeichnung Tafелеlement Reihe WDH-50; Maße in mm

Der Prüfkörperaufbau ist mit Ausnahme der Schubverbindungen identisch mit dem Aufbau der Elemente in Reihe BLH. Innerhalb der Platte sind die Bretter mit Buchedübeln verbunden, am Plattenrand wird dagegen eine Wellennagelverbindung verwendet. Dabei werden zwei unterschiedliche Verbindungsmittelabstände der Wellennägeln untersucht: 50 mm (Reihe WDH-50) und 100 mm (Reihe WDH-100). Die Holzfeuchte der einzelnen

Bauteile beträgt zum Zeitpunkt der Herstellung der Tafелеlemente ca. 18 %. Eine Konstruktionszeichnung ist in Bild 7-2 dargestellt.

Reihe OVD (OV = ohne Schubverbindungen, D = diagonal verlegte Platten)

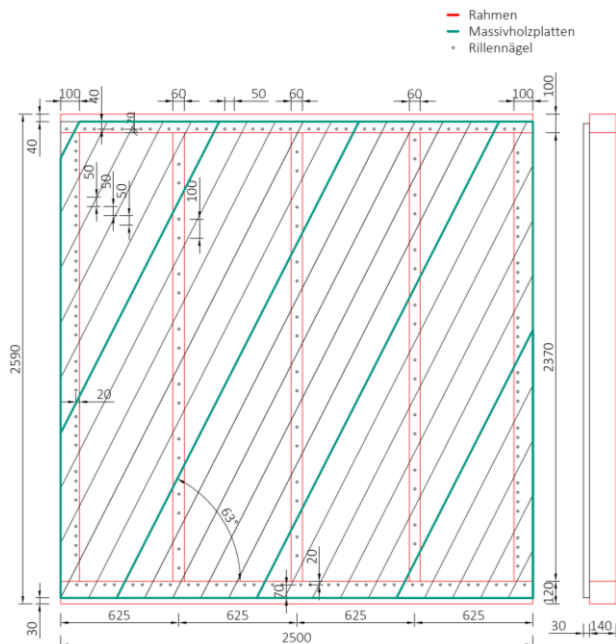


Bild 7-3 Konstruktionszeichnung Tafелеlement Reihe OVD-Z bzw. OVD-D; Maße in mm

Die hier verwendeten Massivholzplatten weisen keine zusätzlichen Verbindungen zwischen den Brettern auf. Die Platten sind geneigt angeordnet mit einem Winkel von 63° zur Horizontalen. Die Versuche werden mit einer vertikalen Belastung von 10 kN/m durchgeführt, wobei Tafелеlemente mit einseitiger und beidseitiger Beplankung geprüft werden. Für die einseitig beplankten Elemente wird die horizontale Lastrichtung so gewählt, dass die Bretter der Beplankung im einen Fall vorwiegend auf Zug belastet werden (Reihe OVD-Z) und im anderen Fall vorwiegend Druckbelastung erfahren (Reihe OVD-D). Bei den beidseitig beplankten Elementen (Reihe OVD-DZ)

werden die Platten der jeweiligen Beplankung in entgegengesetzter Richtung zueinander verlegt. Die Holzfeuchte der einzelnen Bauteile beträgt zum Zeitpunkt der Herstellung der Tafелеlemente ca. 12 %. Eine Konstruktionszeichnung mit einseitiger Beplankung ist in Bild 7-3 dargestellt.

Reihe OVDS (OV = ohne Schubverbindungen, D = diagonal verlegte Platten, S = schlanke Wände mit einer Wandlänge von 1,25 m)

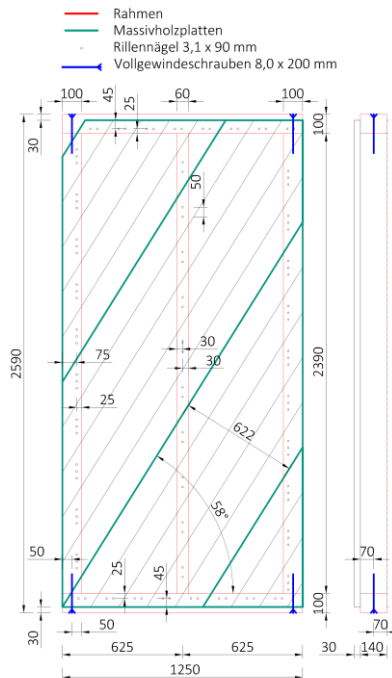


Bild 7-4 Konstruktionszeichnung Tafелеlement Reihe OVDS-Z, OVDS-D bzw. OVDS-DZ; Maße in mm

Der Prüfkörperaufbau ist mit dem Aufbau der Reihe OVD vergleichbar. Für die einseitig beplankten Elemente wird die horizontale Lastrichtung so gewählt, dass die Bretter der Beplankung im einen Fall vorwiegend auf Zug belastet werden (Reihe OVDS-Z) und im anderen Fall vorwiegend Druckbelastung erfahren (Reihe OVDS-D). Bei dem beidseitig beplankten Element

(Reihe OVDS-DZ) werden die Platten der jeweiligen Beplankung in entgegengesetzter Richtung zueinander verlegt. Hierbei beträgt die Wandlänge 1,25 m und die Platten sind geneigt angeordnet mit einem Winkel von 58° zur Horizontalen. Die Versuche werden ohne eine zusätzliche Auflast durchgeführt. Die vertikalen Rippen sind an Rähm und Schwelle mit Vollgewindeschrauben 8,0 mm x 200 mm angeschlossen. Die Holzfeuchte der einzelnen Bauteile beträgt zum Zeitpunkt der Herstellung der Tafелеlemente ca. 18 %. Bis zur Versuchsdurchführung werden die Prüfkörper bei 22°C und 54 % Luftfeuchte gelagert. Eine Konstruktionszeichnung ist in Bild 7-4 dargestellt.

Tabelle 7-1 Versuchsübersicht

Reihe	Tafel	VM	Beplankung	Auflast	Versuchsanzahl
BLH	Decke	Leiste	einseitig horizontal verlegt	keine	3
WDH-50	Decke	Dübel/ WN	einseitig horizontal verlegt	keine	2
WDH-100	Decke	Dübel/ WN	einseitig horizontal verlegt	keine	2
OVD-Z	Wand	keine	einseitig diagonal verlegt	10 kN/m	3
OVD-D	Wand	keine	einseitig diagonal verlegt	10 kN/m	3
OVD-DZ	Wand	keine	beidseitig diagonal verlegt	10 kN/m	2
OVDS-Z	Wand	keine	einseitig diagonal verlegt	keine	1
OVDS-D	Wand	keine	einseitig diagonal verlegt	keine	1
OVDS-DZ	Wand	keine	beidseitig diagonal verlegt	keine	1

7.3 Versuchsaufbau und Durchführung

Die Durchführung der Versuche erfolgt im Wandprüfstand des KIT - Holzbau und Baukonstruktionen (Bild 7-5). Eine detaillierte Beschreibung der einzelnen Komponenten des Prüfstandes wird bei Blaß und Schädle (2009) gegeben. Der Prüfstand ermöglicht es, die Belastung in vertikaler und horizontaler Richtung jeweils unabhängig voneinander auf das Tafелеlement aufzubringen.

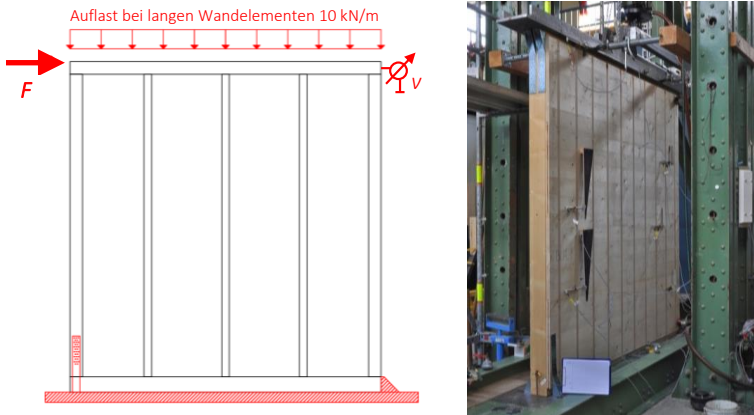


Bild 7-5 Versuchsaufbau und Wandprüfstand

Die horizontale Belastung wird über einen Lastverteiler, der mit geneigt angeordneten Schrauben am Rähm anschließt, in den Prüfkörper eingeleitet. Mit Hilfe von zwei Hydraulikzylindern wird die vertikale Auflast über Rollschlitten, die sich auf dem Lastverteiler frei bewegen können, aufgebracht. Die Schwelle des Tafелеlements ist unten horizontal gehalten und mit Zugankern des Typs GH HT 22-60/440 (ETA-10-0010) gegen Abheben gesichert. Bei den als Deckenelement konzipierten Prüfkörpern (Reihen BLH und WDH) werden zusätzliche Zuganker des gleichen Typs verwendet, um ein Abheben des Rähms zu verhindern, siehe Bild 7-5 rechts. Die entstehenden Verschiebungen werden mit induktiven Wegaufnehmern erfasst. Dabei werden sowohl Verschiebungen des gesamten Tafелеlements als auch lokale Verschiebungen in Anschlussbereichen gemessen. Die Nachgiebigkeit des

Wandprüfstands wird bei der Messung der Wandkopfverschiebung berücksichtigt. Hierzu werden Werte aus Kalibriermessungen am Wandprüfstand verwendet. Die Verlängerung und Verkürzung der Diagonalen der Holztafel wird mit Seilzugaufnehmern gemessen.

Die Versuchsdurchführung für die 2,5 m langen Tafелеlemente erfolgt in Anlehnung an die DIN EN 594 (1996) in drei Belastungszyklen, siehe Bild 7-6. In Abhängigkeit von einer geschätzten horizontalen Höchstlast $F_{max,est}$ werden vor der Tragfähigkeitsprüfung zwei Vorlastzyklen durchgeführt. Dabei soll die Traglast nach dem letzten Haltepunkt innerhalb von $300\text{ s} \pm 120\text{ s}$ erreicht werden. Die Belastungsgeschwindigkeiten betragen bis zum Erreichen des letzten Haltepunktes $2,5\text{ mm/min}$ und anschließend 5 mm/min . Die Versuchsdurchführung für die 1,25 m langen Tafелеlemente erfolgt in Anlehnung an die DIN EN 594 (2011) ohne Belastungszyklen, siehe Bild 7-7. Die Belastungsgeschwindigkeit wird mit 10 mm/min gewählt. Bei allen Versuchen wird auf den Vorlastzyklus der Vertikallast verzichtet, da das Eigengewicht des Lastverteilers (ca. 4 kN) bereits vor Versuchsbeginn auf die Holztafel einwirkt. Bei den Versuchen mit einer zusätzlichen Vertikallast wird die Belastung mit ca. 10 kN/m konstant gehalten. Dies entspricht, unter Berücksichtigung des Eigengewichts des Lastverteilers, einer Kolbenlast von $10,5\text{ kN}$ für jeden der beiden Hydraulikzylinder.

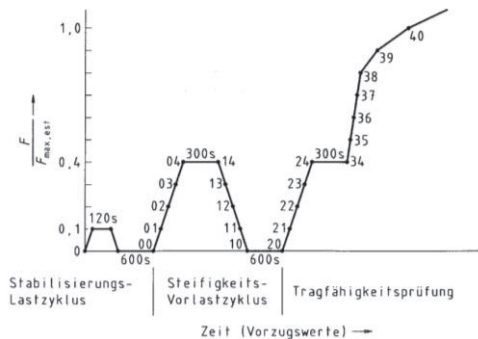


Bild 7-6 Prüfverfahren mit Belastungszyklen (Auszug aus DIN EN 594 (1996))

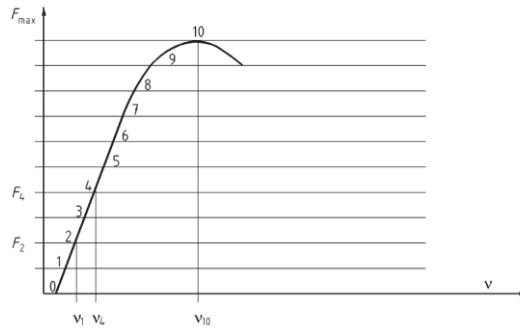


Bild 7-7 Prüfverfahren ohne Belastungszyklen (Auszug aus DIN EN 594 (2011))

Die Holzfeuchten der Fichtenbretter der Beplankung werden unmittelbar nach Versuchsdurchführung für jeden Prüfkörper an Proben in Anlehnung an DIN EN 13183-1 (2002) bestimmt. Bei Tafелеlementen mit 2,5 m Länge wird an diesen Proben auch die jeweilige Rohdichte ermittelt. Der Rahmenkonstruktion werden nachträglich Stichproben an ausgewählten Prüfkörpern entnommen. Der Mittelwert der Rohdichte für die Rahmenkonstruktion beträgt 392 kg/m^3 bei einer mittleren Holzfeuchte von 16,5 %. Bei den 1,25 m langen Tafелеlementen wird die Rohdichte der Beplankung und der Rahmenkonstruktion am gesamten Bauteil ermittelt. Die Werte der Holzfeuchte (u_{Be} , u_{Ra}) und Rohdichte (ρ_{Be} , ρ_{Ra}) der Beplankung sowie ggf. der Rahmenkonstruktion für die Einzelversuche sind in den Ergebnistabellen im Anhang enthalten.

7.4 Ergebnisse

Nachfolgend werden die maßgebenden Versagensmerkmale der einzelnen Versuchsreihen und ggf. unplanmäßige Abweichungen ausgeführter Konstruktionsdetails beschrieben und durch Bilder veranschaulicht.

Reihe BLH

Aufgrund der Ergebnisse an Einzelelementen wird die geschätzte horizontale Höchstlast $F_{\max, \text{est}}$ zu 50 kN gewählt. Bei allen drei Versuchen wird die

nach Norm vorgegebene maximale Verschiebung von 100 mm ohne nennenswerten Lastabfall erreicht. Die Bucheleistenverbindungen versagen analog zu den Versuchen an Einzelelementen. Die Verformungen dieser Verbindungen stellen den größten Beitrag zur Gesamtverschiebung der Holztafel dar. Hinzu kommen kleinere Lochleibungsverformungen an den Rillennagelverbindungen zwischen Beplankung und Rahmenkonstruktion, die Nachgiebigkeit des Zugankers und Eindrückungen der Schwelle unter der auf Druck belasteten Randrippe. An mehreren Stellen wurden die Verbindungen mit Bucheleisten vom Industriepartner nicht planmäßig ausgeführt, so dass sich nur eine sehr geringe Einbindetiefe der Leiste zur Kraftübertragung ergibt (Bild 7-8).



Bild 7-8 Geringe Einbindetiefe, Leiste nicht über halbe Brettbreite eingeschoben links und in Scherfuge abgetrennte Leiste rechts

Reihe WDH

Basierend auf den Ergebnissen an Einzelelementen wird die geschätzte horizontale Höchstlast $F_{\max, \text{est}}$ zu 50 kN gewählt. Beim Versuch WDH-50-1 sind keine zusätzlichen Zuganker zwischen Lastverteiler und Randständer angeordnet, was bereits schon bei relativ geringen Lasten zum Abheben des Rähms und des oberen Teils der Beplankung führt. Eine Belastung dieser Art ist bei einer Ausführung als Deckenelement nicht realistisch, da die so entstehenden Verformungen durch anschließende Wand- und Deckenelemente behindert werden. Die Ergebnisse aus diesem Versuch werden deshalb nicht weiterverwendet. Für die drei anderen Versuche dieser Reihe ist

das Erreichen der maximalen Verschiebung von 100 mm maßgebend. Die maßgebenden Versagensmerkmale sind auf die Verformungen der Verbindungen innerhalb der Beplankung (Buchedübel und Wellennägeln) zurückzuführen und entsprechen den Versuchen an Einzelelementen. Dazu kommen weitere Verformungsanteile anderer Verbindungen, wie für Reihe BHL beschrieben, hinzu.



Bild 7-9 WDH-50-1 Versuchsdurchführung ohne zusätzliche Zuganker links und Zuganker zwischen Lastverteiler und Ständer rechts

Reihen OVD-Z und OVDS-Z

Für die Reihe OVD-Z wird die geschätzte horizontale Höchstlast $F_{\max,est}$ mit 50 kN angesetzt. Die Höchstlasten werden kurz vor dem Erreichen bzw. beim Erreichen der maximalen Kopfverschiebung von 100 mm aufgezeichnet. An einzelnen Brettern der Beplankung kommt es zu Rissen parallel zur Faserichtung, ausgehend von den eingebrachten Rillennägeln. Die Schwelle versagt infolge von Querdruck unter dem auf Druck belasteten Randständer. Im Anschlussbereich der Rillennagelverbindungen kommt es an mehreren Stellen zum Querzugversagen der Rahmenkonstruktion. Zwischen den einzelnen Brettern der Beplankung sind Relativverschiebungen festzustellen. Die größten Verschiebungen treten dabei in den Bereichen der Ständer auf, bei welchen nur eines von zwei benachbarten Brettern am Ständer angeschlossen ist, was wiederum zu einer einseitigen Behinderung der Verschiebung führt. Die beschriebenen Versagensmerkmale sind in Bild 7-10 zusammengestellt.



Bild 7-10 Riss in Beplankung oben links, Querdruckversagen der Schwelle oben rechts, Rillennagelverbindung mit Querkzugversagen im Rähm unten links und Verschiebung zwischen zwei Brettern der Beplankung unten rechts

Reihen OVD-D und OVDS-D

Für die Reihe OVD-D beträgt beim ersten Versuch $F_{\max,est}$ 50 kN. Anschließend wird der Wert auf 32 kN korrigiert. Bei beiden Reihen versagen die Tafelelemente vor Erreichen der vorgegebenen Maximalverschiebung. Zu den Versagensmerkmalen gehört ein Abheben des Rähms auf der Zugseite der Holztafel, was zur Bildung eines Spaltes zwischen zwei Brettern der Beplankung führt, siehe Bild 7-11 links. Dabei versagt entweder die Nutflanke, die Feder der Schwalbenschwanzverbindung oder das Einhängesystem auf der Schmalseite der Bretter auf Querkzug (Bild 7-11 rechts). Mit Zunahme der Tafelverformung kommt es zum Abheben der inneren Ständer.



Bild 7-11 Abheben des Rähms und Spalt in Beplankung links und Querzugversagen der Nutflanke rechts

Reihen OVD-DZ und OVDS-DZ

Für die Reihe OVD-DZ wird die geschätzte horizontale Höchstlast durch Überlagerung aus je einem ausgewählten Versuch der Reihen OVD-Z und OVD-D auf 80 kN festgelegt. Die Höchstlasten werden kurz vor dem Erreichen der maximalen Kopfverschiebung von 100 mm aufgezeichnet.



Bild 7-12 Verstärkte Lasteinleitung links und Schiefstellung des Lasteinleiters rechts

Alle für die Reihen OVD-Z und OVD-D bzw. OVDS-Z und OVDS-D beschriebenen Versagensformen treten hier kombiniert auf. Um eine sichere Lasteinleitung zu gewährleisten wird bei den Versuchen der Reihe OVD-DZ ein zusätzliches I-Profil mit Kopfplatte am Lastverteiler befestigt, siehe Bild 7-12

links. Bei großen Kopfverschiebungen ist eine Biegeverformung des Prüfkörpers aus der Tafelebene heraus zu beobachten. Dabei wölbt sich die vorwiegend druckbelastete Beplankung nach außen, die vorwiegend auf Zug belastete Beplankung dagegen nach innen. Deutlich wird dies an der Schrägstellung des Lastverteilers in Bild 7-12 rechts.

Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt in Anlehnung an DIN EN 594 (2011), wobei die ermittelten Last- und Steifigkeitswerte sowohl für das geprüfte Tafелеlement als auch mit Bezug auf 1 m Tafellänge angegeben werden. Analog zur Definition des Wertes im Gebrauchslastbereich $F_{v=0,25\text{mm}}$ (Abschnitt 5.4) wird in Tabelle 7-2 die Last bei einer horizontalen Kopfverschiebung der Holztafel von 5 mm (ca. 1/500 der Tafelhöhe) $F_{v=5\text{mm}}$ aufgeführt. Weiterhin wird für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit eine wirksame Schubsteifigkeit $(GA)_{ef}$ der Wand definiert und in Tabelle 7-3 bezogen auf 1 m Wandlänge angegeben. Dabei gilt im Allgemeinen für eine Scheibe der Höhe h , die durch eine Horizontallast F_v um den Betrag v verformt und um den Winkel γ verdreht wird:

$$(GA)_{ef} = \frac{F_v}{\gamma} = \frac{F_v}{v} \cdot h$$

Unter der Verwendung der maximal zulässigen Kopfverschiebung v von 1/500 der Tafelhöhe und des aus Versuchen ermittelten Wertes im Gebrauchslastbereich $F_{v=5\text{mm}}$ folgt:

$$(GA)_{ef} \geq F_{v=5\text{mm}} \cdot 500$$

Die in Tabelle 7-3 enthaltenen Steifigkeitskennwerte R werden nach DIN EN 594 (2011) bestimmt. Dabei entspricht die Steifigkeit der Sekantensteigung, die aus einem Bereich (20 % und 40 % von F_{max}) der Last-Verschiebungskurve bestimmt wird.

Steifigkeit R nach DIN EN 594 (2011)

$$R = \frac{F_4 - F_2}{v_4 - v_2}$$

Die ausführlichen Ergebnisse der Einzelversuche sind in Tabelle A-40 bis Tabelle A-51 im Anhang aufgeführt. Die dazugehörigen Last-Verformungsdiagramme sind in Bild A-42 bis Bild A-47 des Anhangs zu finden.

Tabelle 7-2 Mittelwerte der Versuchsergebnisse F_{max} , $F_{v=5mm}$ und v_{max}

Reihe	F_{max}		$F_{v=5mm}$		v_{max}
	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	in mm
BLH	45,7	18,3	4,86	1,94	100
WDH-50	45,6	18,2	5,03	2,01	100
WDH-100	37,6	15,0	6,24	2,50	100
OVD-Z	63,9	25,6	10,7	4,28	95,6
OVD-D	26,7	10,7	7,16	2,86	68,5
OVD-DZ	77,1	30,9	16,7	6,68	85,8
OVDS-Z	32,2	25,8	2,89	2,31	100
OVDS-D	12,7	10,2	3,32	2,67	52,0
OVDS-DZ	30,3	24,2	7,49	5,99	98,9

Tabelle 7-3 Mittelwerte der wirksamen Schubsteifigkeit $(GA)_{ef}$ und der Wandscheiben-Steifigkeit R

Reihe	$(GA)_{ef}$	R nach DIN EN 594 (2011)	
	in N/m	in N/mm	in N/(mm·m)
BLH	$0,97 \cdot 10^6$	874	350
WDH-50	$1,01 \cdot 10^6$	1047	419
WDH-100	$1,25 \cdot 10^6$	738	295
OVD-Z	$2,14 \cdot 10^6$	1436	574
OVD-D	$1,43 \cdot 10^6$	1051	420
OVD-DZ	$3,34 \cdot 10^6$	2253	901
OVDS-Z	$1,16 \cdot 10^6$	411	329
OVDS-D	$1,34 \cdot 10^6$	395	316
OVDS-DZ	$3,00 \cdot 10^6$	516	413

7.5 Vergleiche

Vergleich Deckentafeln (Reihen BLH, WDH-50 und WDH-100)

Bei der Gegenüberstellung der Ergebnisse wird deutlich, dass alle drei Reihen im Gebrauchslastbereich bis 5 mm Verschiebung ($F_{V=5\text{mm}}$) ein ähnliches Tragverhalten aufweisen. In der Reihe WDH-100 wird mit $F_{V=5\text{mm}} = 6,24 \text{ kN}$ der höchste Wert erreicht. Der Einfluss der unterschiedlichen Wellennagelabstände in den Reihen WDH-50 und WDH-100 zeigt sich bei Betrachtung der aufnehmbaren Höchstlasten und der berechneten Steifigkeiten. Dabei werden bei Tafелеlementen mit einem Wellennagelabstand von 50 mm für F_{max} um 21 % und für R um 42 % größere Werte erreicht. In Reihe BLH wird eine Höchstlast von 45,7 kN erreicht. Dies entspricht in etwa dem Wert in Reihe WDH-50. Der Wert für die Steifigkeit R liegt mit 874 N/mm zwischen den Werten der Reihen WDH-50 und WDH-100.

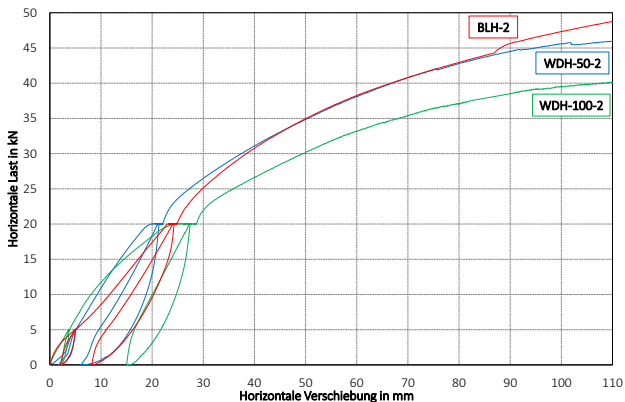


Bild 7-13 Vergleich Wandtafeln mit Bucheleistenverbindungen und Buchedübel-/Wellennagelverbindungen

Wie in Bild 7-13 an den repräsentativen Last-Verformungskurven zu sehen ist, wird in allen drei Reihen die festgelegte maximale Kopfverschiebung von 100 mm ohne vorzeitiges Versagen der Tafелеlemente erreicht. Aufgrund des ähnlichen Trag- und Verformungsverhaltens sind beide Verbindungsarten (Bucheleisten und Buchedübel/Wellennagel) gleichermaßen geeignet,

um die entwickelte Massivholzplatte mit Schubverbindungen als Beplankung von Tafелеlementen einzusetzen.

Vergleich Wandtafeln mit Diagonalschalung (Reihen OVD und OVDS)

Beim Vergleich der einseitig beplankten Wandtafeln mit einer Wandlänge von 2,5 m der Reihen OVD-Z und OVD-D werden in Reihe OVD-Z deutlich höhere Last- und Steifigkeitskennwerte erreicht. Die Werte sind im Mittel für die Höchstlast um 138 %, für $F_{V=5mm}$ um 49 % und für R um 37 % höher als in Reihe OVD-D, da in Reihe OVD-Z die Bretter der Beplankung während der Belastung gegeneinander drücken und somit zusätzliche Reibung erzeugen. Deshalb ist die Lastabtragung der Beplankung mit zugbeanspruchten Diagonalen mit dem Lastabtrag einer geschlossenen Beplankung (z. B. OSB-Platte) vergleichbar. Im Gegensatz dazu bilden sich bei den Holztafeln mit Druckdiagonalen (Reihe OVD-D) Spalten zwischen den Brettern der Beplankung. Für die beidseitig beplankten Wandscheiben der Reihe OVD-DZ ergibt sich eine um 21 % höhere Tragfähigkeit und ein um 57 % höherer Steifigkeitskennwert als in Reihe OVD-Z. Da die beiden Beplankungen in entgegengesetzter Richtung zueinander verlegt sind, wird die Bildung der Spalten zwischen den vorwiegend auf Druck belasteten Brettern behindert.

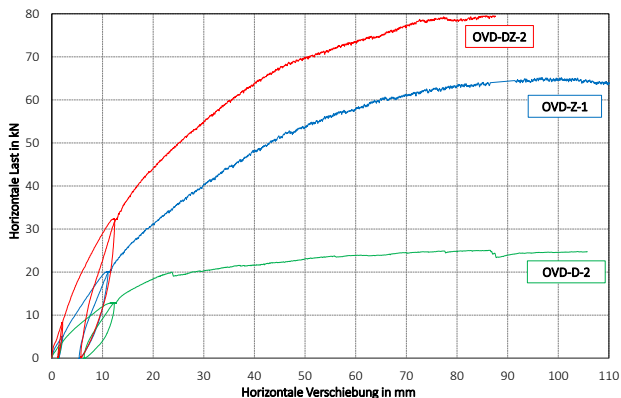


Bild 7-14 Vergleich Wandtafeln mit unterschiedlicher Beanspruchung der diagonal verlegten Massivholzplatte

Bei Betrachtung der wandlängenbezogenen Ergebnisse (Tabelle 7-2) der langen (2,5 m) und der kurzen (1,25 m) Wandtafeln zeigt sich für Tafeln mit vorwiegend auf Druck beanspruchter Beplankung, dass für den Traglastbereich und den Gebrauchslastbereich nahezu die gleichen Werte erreicht werden. Im Gegensatz dazu unterscheiden sich die Werte für $F_{v=5\text{mm}}$ bei Tafeln mit vorwiegend auf Zug beanspruchter Beplankung deutlich (Reihen OVD-Z und OVDS-Z). So wird in Reihe OVD-Z für $F_{v=5\text{mm}}$ ein um 85 % höherer Wert erreicht als in OVDS-Z. Grund hierfür sind unterschiedliche Holzfeuchten bei der Herstellung der Tafелеlemente und den daraus resultierenden Trocknungsfugen zwischen den Brettern der Beplankung in Reihe OVDS.

Vergleich Diagonalschalung mit OSB-Beplankung

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Reihen OVD-D und OVD-DZ den Ergebnissen aus Versuchen von Blaß und Schädle (2009) an Wandtafeln mit OSB-Beplankung gegenübergestellt. Der Versuchsaufbau ist mit den hier geprüften Elementen nahezu identisch. Die Prüfkörper mit OSB-Beplankung bestehen ebenfalls aus fünf Rippen mit einem Abstand von 625 mm untereinander. Die Tafellänge beträgt 2,5 m, die Tafelhöhe 2,55 m. Als Beplankung werden OSB 3-Platten ($b \times h = 2500 \text{ mm} \times 1250 \text{ mm}$) mit einer Dicke von 15 mm verwendet. Somit ist am Prüfkörper je Seite ein vertikaler Stoß im Bereich der mittleren Rippe vorhanden. Die Verbindung zwischen Beplankung und Rahmenkonstruktion wird mit Klammern Kl 1,53 mm x 64 mm hergestellt. Die vollständige Beschreibung der Konstruktion und der Versuchsdurchführung findet sich bei Blaß und Schädle (2009). Die mit OSB beplankten Tafелеlemente sind ebenfalls mit einer gleichmäßigen Auflast von 10 kN/m belastet. Dabei wird je ein Versuch mit einseitiger Beplankung (OSB 1) und mit beidseitiger Beplankung (OSB 2) durchgeführt.

Bei den Gegenüberstellungen der Ergebnisse (Bild 3-56 und Tabelle 7-4) für einseitig beplankte Wandscheiben (Vergleich OVD-D und OSB 1) und für beidseitig beplankte Wandscheiben (Vergleich OVD-DZ und OSB 2) werden die größeren Gebrauchslasten und Steifigkeiten der Wände mit OSB-Beplankung deutlich. Beim Vergleich der Höchstlasten wird bei Tafелеlementen mit einseitiger Beplankung ebenfalls für die mit OSB beplankte Wand der größere Wert erreicht. Dagegen ist der Wert für die Wand mit beidseitiger

OSB-Beplankung kleiner als in Reihe OVD-DZ. Dies ist der Verwendung deutlich kürzerer Zuganker bei OSB beplankten Wandtafeln geschuldet, da längere Zuganker eine bessere Kraftübertragung gewährleisten.

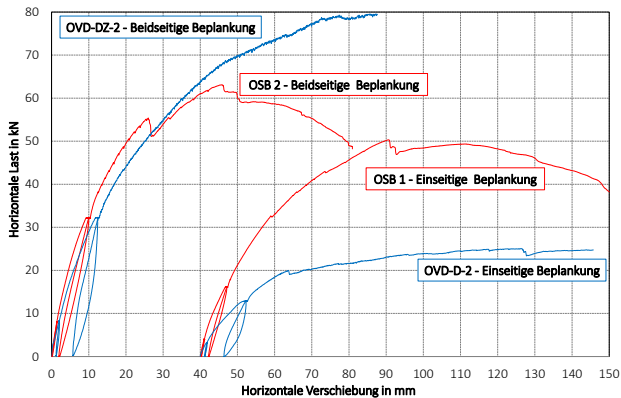


Bild 7-15 Vergleich Wandtafeln mit diagonal verlegten Massivholzplatten und OSB-Beplankung

Tabelle 7-4 Ergebnisse von Wandtafeln mit diagonal verlegten Massivholzplatten und OSB-Beplankung

Reihe	F_{\max} in kN	$F_{v=5\text{mm}}$ in kN	v_{\max} in mm	$(GA)_{\text{ef}}$ in N/m	R nach DIN EN 594 (2011) in N/mm
OVD-D	26,7	7,16	68,5	$1,43 \cdot 10^6$	1051
OVD-Z	63,9	10,7	95,6	$2,14 \cdot 10^6$	1436
OSB 1	50,3	13,2	50,6	$2,64 \cdot 10^6$	1711
OVD-DZ	77,1	16,7	85,8	$3,34 \cdot 10^6$	2253
OSB 2	63,0	21,6	45,8	$4,32 \cdot 10^6$	3327

Vergleich von Wandtafeln mit Diagonalschalung und Massivholzwänden aus nachgiebig miteinander verbundenen Brettern

Nachfolgend wird das Trag- und Verformungsverhalten von beidseitig beplankten Wandtafeln mit diagonal verlegter Massivholzplatte (Reihe OVD-DZ) und Massivholzwänden unterschiedlicher Hersteller (hier

als Massiv 1, Massiv 2 und Massiv 3 bezeichnet) gegenübergestellt. Die ausgewählten massiven Wandelemente sind in europäisch technischen Zulassungen geregelt. Die in Tabelle 7-5 dargestellten Ergebnisse für die massiven Wandelemente wurden anhand von nicht veröffentlichten experimentellen Untersuchungen am KIT - Holzbau und Baukonstruktionen ermittelt. Görlacher (2012) beschreibt das Prinzip der Lastabtragung über die gekreuzt und diagonal verlegten Bretter unter Verwendung von Buchedübeln zur Verbindung der einzelnen Lagen. Die Wandelemente von Massiv 2 und Massiv 3 weisen mindestens eine Längs-, eine Quer- und eine Diagonallage auf. Die Elemente von Massiv 1 sind aus Längs- und Querlagen aufgebaut und weisen keine Diagonallage auf.

Tabelle 7-5 Vergleich von Wandtafeln mit diagonal verlegten Massivholzplatten mit Massivholzwänden nach Zulassung

Reihe	F_{\max} in kN/m	$F_{v=5\text{mm}}$ in kN/m	$(GA)_{\text{ef}}$ in N/m	Element- dicke in mm	Material- aufwand in m ³ /m
OVD-DZ	30,9	6,68	$3,34 \cdot 10^6$	200	0,231
Massiv 1	44,4	6,36	$3,18 \cdot 10^6$	150	0,375
Massiv 2	65,6	9,92	$4,96 \cdot 10^6$	180	0,450
Massiv 3	72,8	10,9	$5,44 \cdot 10^6$	120	0,300

Tabelle 7-5 enthält die Höchstlast F_{\max} , die Last im Zustand der Gebrauchstauglichkeit $F_{v=5\text{mm}}$ und die wirksame Schubsteifigkeit $(GA)_{\text{ef}}$. Alle Werte sind auf 1 m Wandlänge bezogen. Bei Betrachtung der Ergebnisse wird deutlich, dass die massiven Wandelemente sowohl bei der Tragfähigkeit als auch bei der Gebrauchstauglichkeit meist größere Last- und Steifigkeitswerte aufweisen. Dies kann mit dem massiven Aufbau und dem kontinuierlichen Verbund der einzelnen Brettlagen begründet werden. Im Gegensatz dazu ist bei den beplankten Tafелеlementen der für die Lastabtragung notwendige Verbund zwischen horizontal und vertikal angeordneten Bauteilen (Rahmenkonstruktion) und der diagonal verlegten Brettschalung nur im Bereich der Überlappung von Beplankung und Rahmenkonstruktion vorhanden. Dem gegenüber steht der deutlich größere Materialaufwand bei

der Herstellung der Massivholzelemente. So wird für die Herstellung der hier aufgeführten Massivholzelemente im Vergleich zur Tafelbauweise zwischen 30 % und 95 % mehr Holz benötigt.

Vergleich von Wandtafeln mit Diagonalschalung bzw. OSB-Beplankung mit Berechnungen nach Eurocode 5 und nach Z-9.1-858

DIN EN 1995-1-1/NA (2013) Abschnitt NCI NA 9.2.4.4 beschreibt ein Bemessungskonzept für horizontal beanspruchte Holztafeln mit diagonaler Brett-schalung. Dabei wird vereinfacht ein statisches Fachwerkmodell aus den vier Randrippen und einer Diagonalen angenommen. Für eine möglichst genaue Gegenüberstellung von Berechnung und Versuch wird für die Berechnung das Fließmoment M_y (3400 Nmm) an den gleichen Rillennägeln, die bei den Versuchskörpern verwendet werden, in Anlehnung an DIN EN 409 (2009) experimentell bestimmt. Der zur Berechnung verwendete Mittelwert der Rohdichte (450 kg/m^3) wird den Rohdichtemessungen der einzelnen Versuche entnommen. Unter Verwendung der Theorie von Johansen (1949) wird, mit Berücksichtigung des Anteils der Seilwirkung, die Tragfähigkeit eines Rillennagels zu 992 N bestimmt. Nach DIN EN 1995-1-1/NA (2013) darf die für den Anschluss der Diagonalen erforderliche Verbindungsmittelanzahl auf die halbe Länge und die halbe Länge der Wandtafel verteilt werden. Hieraus ergeben sich für die geprüften Wandelemente 32 Verbindungsmittel, was zu einer Tragfähigkeit der Diagonale von 31,8 kN führt. Daraus ergibt sich eine horizontale Wandscheibenhöchstlast für eine einseitig beplankte Holztafel von 22,1 kN. Nach DIN EN 1995-1-1/NA (2013) darf für eine beidseitig beplankte Holztafel die Tragfähigkeit der einseitigen Beplankung zu 44,2 kN verdoppelt werden. Die detaillierte Berechnung ist im Anhang aufgeführt.

Zur Bemessung der Tafeln mit OSB-Beplankung nach Verfahren A der DIN EN 1995-1-1 (2010) Abschnitt 9.2.4.2 wird für das Fließmoment M_y eines Klammerschaftes aus Versuchen ein Wert von 630 Nmm gewählt. Für das Holz der Rahmenkonstruktion wird ein Mittelwert der Rohdichte für Festigkeitsklasse C24 nach DIN EN 338 (2010) (420 kg/m^3) angenommen. Der charakteristische Wert für die Lochleibungsfestigkeit der OSB-Beplankung wird nach DIN EN 1995-1-1/NA (2013) Abschnitt 8.3.1.3 berechnet. Unter Verwendung der Theorie von Johansen (1949) wird, mit Berücksichtigung des

Anteils der Seilwirkung, die Tragfähigkeit eines Klammerschaftes zu 323 N bestimmt. Daraus ergibt sich eine horizontale Wandscheibenhöchstlast für eine einseitig beplankte Tafel von 32,3 kN und für eine beidseitig beplankte Tafel von 64,6 kN. Die detaillierte Berechnung ist im Anhang aufgeführt.

Im Vergleich zur berechneten Tragfähigkeit wird bei den einseitig beplankten Wandtafeln im Versuch (Reihe OVD-D) für die Höchstlast ein um 21 % größerer Wert erreicht. Dieser Unterschied kann mit der im Versuch zusätzlich auf den Prüfkörper einwirkenden Auflast von 10 kN/m erklärt werden, da die Auflast auf der zugbeanspruchten Seite der Wandtafel die Beanspruchung von Ständer, Beplankung und der dort angeordneten Verbindungsmittel verringert. Für beidseitig beplankte Wandtafeln ist die erreichte Höchstlast in den Versuchen (Reihe OVD-DZ) mit 74 % deutlich größer als die berechnete Tragfähigkeit, da nach dem konservativen Ansatz nach DIN EN 1995-1-1/NA (2013) die Tragfähigkeit von beidseitig beplankten Wandtafeln durch eine Verdopplung der Tragfähigkeit von einseitig beplankten Tafелеlementen ermittelt wird. Bei diesem Berechnungsansatz bleibt die Verlegung der Beplankung unberücksichtigt, bei der die Bretter der jeweiligen Seite in entgegengesetzter Richtung zueinander verlegt werden, wodurch der Einfluss der erhöhten Tragfähigkeit bei Belastung der Diagonalen auf Zug rechnerisch nicht ausgenutzt wird. Im Hinblick auf die in DIN EN 1995-1-1/NA (2013) festgelegten Konstruktionsdetails unterscheiden sich die experimentell untersuchten Wandelemente. So wird in der Norm eine zug- und druckfeste Verbindung in den Ecken der Randrippen gefordert, wohingegen solche Verbindungen bei den geprüften Wandtafeln nicht angeordnet sind.

Für Tafeln mit OSB-Beplankung wird, bei der Gegenüberstellung der Höchstlasten aus Versuchen mit den berechneten Tragfähigkeiten nach DIN EN 1995-1-1 (2010), für einseitig beplankte Tafeln im Versuch ein um 69 % größerer Wert erreicht. Für beidseitig beplankte Tafeln liegt der Versuchswert knapp über dem Rechenwert. Aufgrund des frühzeitigen Versagens der Tafелеlemente im Bereich des Zugankeranschlusses, ist davon auszugehen, dass unter Verwendung längerer Zuganker, experimentell höhere Tragfähigkeiten zu erwarten wären.

Um die Tragfähigkeit und die damit verbundene, bessere Ausnutzung der Tafелеlemente mit diagonal verlegten Massivholzplatten genauer zu beschreiben, wird im Folgenden das nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung der Massivholzplatten definierte Bemessungskonzept vorgestellt (vgl. Z-9.1-858). Dies geschieht auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit und den oben beschriebenen Vergleichsberechnungen. Die zu erfüllenden Randbedingungen für die Bemessung sind in der bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-858 angegeben.

Dabei wird für einseitig beplankte Tafeln die Belastungsrichtung (Druck oder Zug) der Massivholzplatte berücksichtigt. Druckbeanspruchte Massivholzplatten werden nach dem Fachwerkmodell für Tafeln mit diagonaler Brett-schalung bemessen. Bei Tafeln mit Zugdiagonalen wird eine Bemessung in Anlehnung an Verfahren A der DIN EN 1995-1-1 (2010) durchgeführt. Für beidseitig beplankte Wandscheiben, mit in entgegengesetzter Richtung zu einander verlegten Massivholzplatten, dürfen die Tragfähigkeiten der jeweiligen Beplankungsseite addiert werden. Somit ist die charakteristische Wandscheibentragfähigkeit in Tafelebene wie folgt zu berechnen:

Für einseitig beplankte Holztafeln mit druckbeanspruchten Massivholzplatten:

$$F_{V,c,GFM,Rk} = 0,5 \cdot (n_h + n_v) \cdot \cos \alpha_D \cdot F_{f,Rk}$$

Für einseitig beplankte Holztafeln mit zugbeanspruchten Massivholzplatten:

$$F_{V,t,GFM,Rk} = \frac{B \cdot F_{f,Rk}}{\max(B / n_h, H / n_v)}$$

Für beidseitig beplankte Holztafeln gilt:

$$F_{V,GFM,Rk} = 0,5 \cdot (n_h + n_v) \cdot \cos \alpha_D \cdot F_{f,Rk} + \frac{B \cdot F_{f,Rk}}{\max(B / n_h, H / n_v)}$$

Für Wandscheiben aus mehreren geschosshohen Tafелеlementen dürfen die Tragfähigkeiten der einzelnen Wandscheiben miteinander addiert werden.

Mit

 B Länge der Wandscheibe H Höhe der Wandscheibe n_h Anzahl der Rillennägel 3,1 x 90 mm im Rähm bzw. in der Schwelle je Beplankungsseite n_v Anzahl der Rillennägel 3,1 x 90 mm in einer vertikalen Randrippe je Beplankungsseite $F_{f,Rk}$ Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit eines auf Abscheren beanspruchten Rillennagels 3,1 x 90 mm nach Gleichung (8.6) der DIN EN 1995 1-1 (2010) α_D Neigungswinkel der Wandscheibendiagonale, $\alpha_D = \arctan(H/B)$

Zur Veranschaulichung sind in Tabelle 7-6 die nach diesem Bemessungskonzept ermittelten Tragfähigkeiten den Versuchsergebnissen und den Tragfähigkeitswerten nach DIN EN 1995 1 1/NA (2013) gegenübergestellt. Die zur Berechnung verwendeten Eingangswerte wurden analog zu der Berechnung nach DIN EN 1995 1 1/NA (2013) (Fachwerkmodell) gewählt.

Tabelle 7-6 Vergleich der Höchstlast aus Versuchen mit berechneter Tragfähigkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA (2013) bzw. nach DIN EN 1995-1-1 (2010) und nach Z-9.1-858

	Höchstlast aus Versuch	Tragfähigkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA bzw. DIN EN 1995-1-1	Tragfähigkeit nach Z-9.1-858
Zugdiagonalen einseitig beplankt	63,9 kN (OVD-Z)	22,1 kN	30,7 kN
Druckdiagonalen einseitig beplankt	26,7 kN (OVD-D)	22,1 kN	22,1 kN
Diagonalschalung beidseitig beplankt	77,1 kN (OVD-DZ)	44,2 kN	52,8 kN
OSB-Beplankung einseitig	50,3 kN	29,8 kN	-
OSB-Beplankung beidseitig	63,0 kN	59,6 kN	-

7.6 Zusammenfassung

Durch die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der Decken- und Wandelemente werden Erkenntnisse über Steifigkeitseigenschaften, Versagensmechanismen und Belastungsgrenzen gewonnen. Dabei wird neben den Tafелеlementen mit Schubverbindungen der Massivholzplatte eine weitere Beplankungsmöglichkeit mit einer diagonal verlegten Massivholzplatte ohne Schubverbindungen untersucht. Im Rahmen der Auswertung werden – zusätzlich zu den nach Norm ermittelten Werten für die Höchstlast und die Wandscheiben-Steifigkeit R – Werte für aufnehmbare Horizontallasten und wirksame Schubsteifigkeiten in Abhängigkeit von einer definierten zulässigen Horizontalverschiebung im Zustand der Gebrauchstauglichkeit angegeben.

Die Gegenüberstellung der Deckenelemente mit Schubverbindungen der Massivholzplatten zeigt im Gebrauchslastbereich für alle untersuchten Reihen ein ähnliches Verhalten. Für die ermittelten Höchstlasten wird bei Betrachtung der beiden Reihen mit Buchedübel- und Wellennagelverbindungen der Einfluss des Wellennagelabstandes deutlich. Die erreichten Höchstlasten für die Tafелеlemente mit Bucheleistenverbindungen entsprechen in etwa den Höchstlasten der Reihe mit dem kleineren Wellennagelabstand. Neben den bereits in Abschnitt 5.6 erwähnten Optimierungsmöglichkeiten bzgl. einer besseren Passgenauigkeit bei der Herstellung der Schubverbindungen sind Last- und Steifigkeitssteigerungen durch die Wahl von kleineren Verbindungsmittelabständen und/oder durch die Querschnittsvergrößerung der Verbindungsmittel aus Buche denkbar.

Bei den Wandelementen mit Beplankungen aus diagonal verlegten Massivholzplatten werden sechs Reihen untersucht. Die Reihen mit einseitiger Beplankung zeigen ein deutlich abweichendes Trag- und Verformungsverhalten. In den Versuchen mit vorwiegend auf Druck belasteten Brettern der Beplankung werden aufgrund des abhebenden Rähms und des Aufspaltens der Bretter der Beplankung kleinere Belastungs- und Steifigkeitswerte erreicht. Bei den Tafелеlementen mit beidseitiger Beplankung werden im Vergleich zu den Wandtafeln mit einseitiger Beplankung die größten Last- und

Steifigkeitswerte gemessen. Durch das Verlegen der Massivholzplatten in entgegengesetzter Richtung zueinander wird die Spaltbildung auf der vorwiegend auf Druck belasteten Beplankung behindert. Wegen der unterschiedlichen Steifigkeiten der Beplankungen, ist während der Versuchsdurchführung eine Biegeverformung des Prüfkörpers aus der Tafelebene heraus zu beobachten.

Zum Vergleich der Wände mit diagonal verlegten Massivholzplatten mit einer herkömmlichen Tafelbauweise werden Ergebnisse aus Versuchen früherer Untersuchungen an mit OSB beplankten Wänden herangezogen. Hier zeichnet sich die OSB-Beplankung vor allem im Bereich der Gebrauchstauglichkeit durch eine erhöhte Lastaufnahme und eine größere Steifigkeit aus.

Beidseitig beplankte Wandtafeln weisen beim Vergleich mit massiven Wandelementen aus nachgiebig verbundenen Brettlagen kleinere Werte der wirksamen Schubsteifigkeiten und der Gebrauchslasten auf. Das bessere Last- und Verformungsverhalten der massiven Bauweise ist vor allem mit dem kontinuierlichen Verbund der einzelnen Brettlagen zu begründen.

Die Berechnung der Traglast von Wandelementen mit diagonaler Brettschallung nach DIN EN 1995-1-1/NA (2013) liefert eine gute Übereinstimmung zu den Versuchsergebnissen von einseitig beplankten Wandtafeln mit druckbeanspruchten Diagonalen. Beim Traglastvergleich von Berechnung und Versuch für beidseitig beplankte Wandscheiben zeigen sich aufgrund der konservativen Annahme der Norm deutliche Unterschiede. Dort bleibt der Einfluss der erhöhten Tragfähigkeit bei Belastung der Diagonalen auf Zug unberücksichtigt. Basierend auf den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen, kann für Beplankungen mit zugbeanspruchten Massivholzplatten, unter der Annahme einer Lastabtragung als geschlossene Scheibe, ein verbessertes Bemessungskonzept nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Z-9.1-858 definiert werden.

8 Computergestützte Modellierung

8.1 Kenntnisstand

Die Ermittlung der Tragfähigkeit und Steifigkeit kann auf unterschiedliche Weise erfolgen. Nach DIN EN 1995-1-1 (2010) ist die Wandscheibentragfähigkeit „entweder durch Versuche nach DIN EN 594 oder durch Berechnungen unter Verwendung geeigneter analytischer Methoden oder Berechnungsmodelle zu bestimmen“. Großformatige Versuche sind kostenintensiv und zeitaufwändig. Weiterhin sind die so ermittelten Werte nur für die jeweils geprüfte Konfiguration gültig. Normative Berechnungskonzepte sind bezogen auf die Geometrie und den Aufbau einer Holztafel eingeschränkt. Die dabei verwendeten vereinfachten Verfahren enthalten Berechnungsansätze, die häufig sehr konservative Tragfähigkeitswerte ergeben. Analytische Methoden sind oft mit einem großen Rechenaufwand verbunden. Deshalb werden im Rahmen vieler Arbeiten computergestützte Modelle entwickelt, bei denen die Eingangswerte häufig aus kleinteiligen Versuchen bestimmt werden. Zur Modellierung von Holztafeln stehen zwei verschiedene Vorgehensweisen zur Verfügung. Die zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Tafelelementen notwendigen Nachgiebigkeiten werden dabei entweder an einzelnen Komponenten modelliert oder wie u. a. von Schädle (2012) für die Holztafeln als Ganzes definiert. Schädle modelliert dafür einen einfachen Rahmen, und definiert die plastischen Eigenschaften mit Hilfe von Drehfedern in den Ecken des Rahmens. Stützen und Riegel werden dabei als starr angenommen. Zur Kalibrierung der Federn werden Ergebnisse aus Wandscheibenversuchen herangezogen. Im Folgenden werden Ansätze aufgeführt, bei denen die Tafelkomponenten einzeln modelliert werden.

8.1.1 Rahmenkonstruktion

Die Verformung der Rahmenkonstruktion hat im Vergleich zu den anderen Einflussgrößen in der Regel einen geringen Anteil an der Gesamtverformung einer Holztafel unter Scheibenbeanspruchung. Daher werden in manchen Fällen zur Vereinfachung der Modellierung die einzelnen Rahmenkomponenten als starr definiert (Folz und Filiatrault, 2001). Für eine genauere Betrachtung wäre eine biegeeweiche Rahmenkonstruktion anzunehmen.

Im Allgemeinen können Tafелеlemente als zweidimensionale- oder dreidimensionale Strukturen definiert werden. Gebhardt (2012) modelliert Holztafeln mit Holzfaserdämmplatten als aussteifende Beplankung zweidimensional. Zur Abbildung der Rahmenkonstruktion verwendet Gebhardt eindimensionale Balkenelemente, mit zwei Knoten und drei Freiheitsgrade je Knoten. Dem Element werden Querschnitts- und Materialeigenschaften zugewiesen, die dem tatsächlichen Bauteil entsprechen, wobei ein linear-elastisches Materialverhalten angenommen wird. Einen analogen Ansatz verfolgen auch Vogt und Seim (2014).

Zur numerischen Berechnung von Holztafeln mit OSB-Beplankung verwendet Schädle (2012) ein dreidimensionales Modell. Alle Rahmenkomponenten werden mit Hilfe von 8-Knoten-Volumenelementen abgebildet. Die Elemente ermöglichen eine orthotrope Materialdefinition, wodurch die richtungsabhängigen Materialeigenschaften besser beschrieben werden.

Wichtiger als die Definition der Rahmenkonstruktion ist die Modellierung der Verbindungen der Rahmenbauteile miteinander. Holztafeln werden an diesen Stellen häufig mit Nägeln oder Schrauben, schräg oder parallel zur Holzfaser konstruktiv verbunden. Dettmann (2003) untersucht unterschiedliche Varianten dieser Verbindungen. Hierzu gehören gelenkige Anschlüsse, keine kraftübertragenden Verbindungen und Tafeln mit Kontaktstößen an Schwelle und Rähm. Bild 8-1 zeigt eine Skizze dieser Varianten. Schädle (2013) setzt ebenfalls Kontaktelemente zwischen die vertikalen und horizontalen Rippen, um Nachgiebigkeiten infolge Druck quer zur Faser in Schwelle und Rähm zu erfassen.

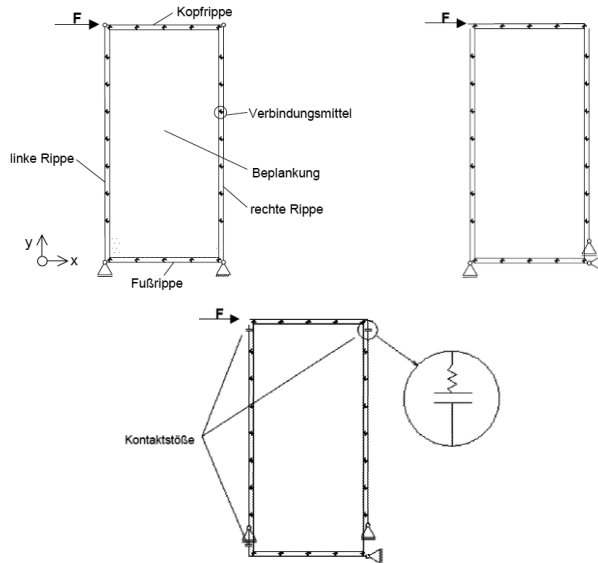


Bild 8-1 Modelle zum Verbund der Rippen: gelenkiger Verbund (oben links), kein Verbund (oben rechts), Kontaktstoß (unten);
Quelle: Dettmann (2003)

8.1.2 Beplankung

Wie in Abschnitt 2 beschrieben, bestehen Beplankungen im Holztafelbau meist aus Holzwerkstoffplatten. Aufgrund einer hohen Steifigkeit in Platten­ebene wird in vielen Modellen angenommen, dass sich bei horizontaler Belastung die Rahmenkonstruktion parallelogrammartig verformt, die Beplankung hingegen keine Verformung erfährt. Genauere Betrachtungen verwenden zur Definition der Platten die tatsächlichen mechanischen Eigenschaften der Beplankungen für die Modellierung der Tafелеlemente.

Gebhardt (2012) modelliert die Beplankung aus Holzfaserdämmplatten mit Scheibenelementen unter der Annahme eines ebenen Spannungszustands. Die zweidimensionalen Elemente bestehen aus vier Knoten und haben zwei

Freiheitsgrade je Knoten. Die Materialeigenschaften werden aus Versuchsergebnissen generiert. Schädle (2012) verwendet für die Modellierung der OSB-Beplankung ebenfalls 4-Knoten-Elemente. Dabei verwendet er Schalenelemente mit sechs Freiheitsgraden an jedem Knoten. Ein analoges Vorgehen für die Modellierung wählen Vogt und Seim (2014). Sie nehmen linear-elastisches Materialverhalten für die verwendeten OSB- bzw. Gipskartonplatten an. Zur Definition von Elastizitäts- und Schubmodul werden Werte aus Normen bzw. Zulassungen verwendet.

Die vorgestellten Modelle beschreiben stets Holztafeln mit geschlossenen Beplankungsscheiben aus Holzwerkstoffplatten. Unter Scheibenbeanspruchung kommt es dabei nur zu geringfügigen Verformungen der Beplankung. Weiterhin ist das Last-Verformungsverhalten dieser Tafeln unabhängig von der Richtung der einwirkenden Horizontalkraft. Bei Tafeln mit diagonaler Brettschalung oder diagonal verlegten Massivholzplatten ist eine Lastrichtung, die eine Druckbeanspruchung in den Brettern der Beplankung verursacht, deutlich ungünstiger. Kessel (1997) entwickelt auf Grundlage der DIN 1052 (1988) einen genaueren Nachweis für Wandtafeln mit einseitiger Diagonalschalung. Die Schnittgrößen werden mit Hilfe einer FE-Berechnung ermittelt. Das Modell entspricht einem räumlichen Stabwerk, die Bretter werden als einzelne Stäbe implementiert. Die Belastungsrichtung wird so gewählt, dass die Beplankungsbretter auf Druck beansprucht werden. Eine mögliche Zugbeanspruchung wird dabei nicht betrachtet.

8.1.3 Verbindung zwischen Rahmen und Beplankung

Der Anschluss der Beplankung an die Rahmenkonstruktion erfolgt fast ausschließlich mit stiftförmigen mechanischen Verbindungsmitteln wie Nägel, Schrauben oder Klammern an den Rippen. Zur numerischen Modellierung eignen sich Federelemente (Kraftfedern). Im einfachsten Fall wird ein linear-elastisches Federgesetz mit dem Verschiebungsmodul als einzige Eingangsgröße für die Berechnung formuliert. Für das tatsächliche Trag- und Verformungsverhalten stiftförmiger Verbindungsmittel sind aber die nichtlinearen, plastischen Eigenschaften von großer Bedeutung. Die Beschreibung

dieses Verhaltens kann durch normative Angaben oder durch experimentelle Untersuchungen zum Verschiebungsmodul und zur Tragfähigkeit erfolgen.

Gebhardt (2012) ermittelt aus Versuchen an einzelnen Verbindungen eine Last-Verschiebungsbeziehung der Verbindungsmittel und diskretisiert diese durch einen Polygonzug. Neben der Bestimmung des Federgesetzes muss die Verformungsrichtung der Feder definiert sein. Die Problematik beschreiben z. B. Fonseca und Judd (2005) oder Schädle (2012). Bei horizontaler Belastung einer Tafel bleibt die Beplankung unverformt. Somit findet zwischen den beiden Anschlusspunkten in der Beplankung und im Rahmen eine Relativverschiebung statt. Bild 8-2 verdeutlicht, dass Betrag und Richtung dieser Relativverschiebung sich für jedes Verbindungsmittel unterscheiden. Deshalb wird für den ebenen Fall ein Verbindungselement benötigt, das zwei Freiheitsgrade pro Knoten abbilden kann.

Gebhardt (2012) verwendet für die Modellierung der Verbindungen Federelemente, die in einer Ebene liegen. Die Krafrichtung ist dabei richtungsunabhängig. Die relative Lage von Anfangs- und Endknoten, welche nicht aufeinander liegen dürfen, bestimmen im ersten Berechnungsschritt die Wirkungsrichtung der Kraft. In weiteren Berechnungsschritten wird die Lage der Knoten aus den vorherigen Berechnungen übernommen. Die Wirkungsrichtung der Federkraft kann sich also im Laufe der Berechnung verändern.

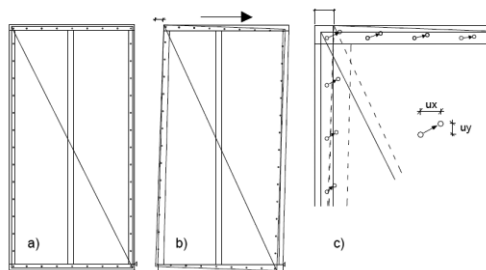


Bild 8-2 Holztafelwand – Relativverschiebung der Verbindungsmittel;
Quelle: Schädle (2012)

Ein anderer Ansatz zur Modellierung von Verbindungen, die sich in beide Richtungen einer Ebene verformen können, besteht darin, ein kartesisches Federpaar für ein Verbindungsmittel zu verwenden. Bei Beanspruchungen schräg zur jeweiligen Wirkungsrichtung der nichtlinearen Federn, wird in der Berechnung jedoch Steifigkeit und Tragfähigkeit überschätzt (vgl. Folz und Filiatrault, 2001). Da bei der Finite-Elemente-Formulierung (kurz FE) in der Steifigkeitsmatrix und im Knotenkraftvektor die beiden Wirkungsrichtungen der Federn unabhängig voneinander definiert sind, wird das tatsächliche Last-Verformungsverhalten nur bei Belastung in Richtung einer der Federn exakt wiedergegeben. Vogt (2015) stellt diese Problematik graphisch dar, siehe Bild 8-3. Bei Beanspruchung des Federpaares in x- oder y-Richtung wird der Fließpunkt P_y korrekt berechnet. Bei einer diagonalen Belastungsrichtung, z.B. wie in Bild 8-3 unter 45° , wird hingegen im Modell durch Vektoraddition die Fließkraft $P_{y,FE}^{FE}$ berechnet, welche in diesem Fall um den Faktor $\sqrt{2}$ deutlich größer ist als der tatsächliche Wert. Folz und Filiatrault (2001) lösen dieses Problem durch eine automatische Anpassung der Verbindungsmitteleabstände während der Berechnung.

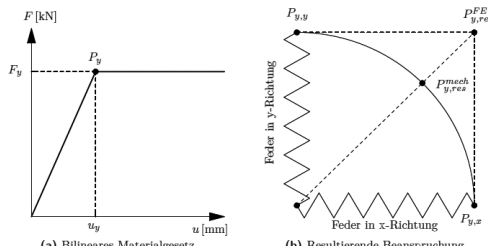


Bild 8-3 Bilineares Materialgesetz (links) und resultierende Beanspruchung (rechts) bei global ausgerichteten karthischen Federpaaren;
Quelle: Vogt (2015)

Eine weitere Möglichkeit besteht in der Verwendung gerichteter, nichtlinearer, senkrechter, Federpaare (Judd und Fonseca 2005). Zur Definition der Anfangsverschiebungsrichtung kann dabei die Verschiebung zum Startzeitpunkt oder die Ergebnisse einer linearen Berechnung verwendet werden.

Eine alternative Möglichkeit zur Modellierung des nichtlinearen Trag- und Verformungsverhaltens von Anschlüssen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln bietet die Verwendung von nichtlinearen Balkenelementen. Muszala (1987, zit. nach Vogt, 2015) modelliert Nagelverbindungen als Balken mit Kreisquerschnitt, die senkrecht zur Beplankung und zum Rahmen beidseitig biegesteif angeschlossen sind. Dabei wird ein isotropes, linear-elastisches Materialgesetz verwendet. Raschper (1990, zit. nach Vogt, 2015) verwendet einseitig am Rahmen biegesteif angeschlossene Balkenelemente mit quadratischem Querschnitt und bilinearem Materialverhalten. Vogt und Seim (2014) definieren die Verbindung als beidseitig eingespannten runden Balken zwischen Rahmen und Beplankung, siehe Bild 8-4. Durch eine Belastung mit der Kraft $F_{f,Rk}$ kommt es im Balkenelement zur Ausbildung von Fließgelenken. Das aufnehmbare plastische Moment M_{pl} kann unter Verwendung der Zugfestigkeit des Stahls und des Verbindungsmitteldurchmessers berechnet werden. $F_{f,Rk}$ ist die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel nach DIN EN 1995-1-1 (2010). Aus den Gleichgewichtsbedingungen (Bild 8-4) resultiert die Balkenlänge $l_{V,ME}$, die bei der Modellierung der Verbindung angesetzt wird. Vogt und Seim (2014) definieren einen Steifigkeitsfaktor, der die Steifigkeit des Verbindungsmittels (Stahl) reduziert, um die Lochleibung und die daraus resultierende tatsächlich vorhandene Steifigkeit einer Holzverbindung zu berücksichtigen. Zur Verwendung des beschriebenen Ansatzes um z. B. Versuche an Holztafeln im Modell nachzurechnen, wird ein sogenannter Überfestigkeitsbeiwert eingeführt. Dieser Beiwert entspricht dem Verhältnis der mittleren Tragfähigkeit einer stiftförmigen Verbindung aus Versuchen und der charakteristischen Tragfähigkeit nach DIN EN 1995-1-1 (2010).

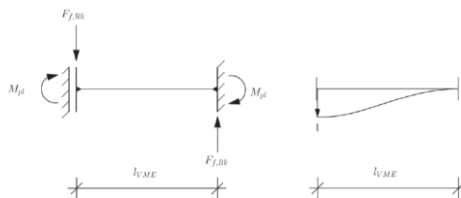


Bild 8-4 Verbindungsmittelmodell – eingespannter Balken

8.1.4 Auflagerbedingungen

In einer Holztafel entstehen infolge einer horizontalen Wandkopfbelastung Druck- und Zugkräfte am Auflagerbereich, siehe Bild 8-5. Zur Aufnahme der abhebenden Kräfte werden Zuganker verwendet. Auf der Druckseite werden die Kräfte über einen Kontaktstoß in die Unterkonstruktion geleitet. Dabei kommt es zu einer Druckbelastung der Schwelle quer zur Holzfaserrichtung.

Viele Modellierungen vernachlässigen eine detaillierte Modellierung der Auflagerbedingungen. So modelliert z. B. Gebhardt (2012) an der Stelle des Zugankers ein festes einwertiges Auflager in z-Richtung und auf der Druckseite der Schwelle eine Festhalterung in x- und z-Richtung.

Schädle (2012) modelliert die Nachgiebigkeit der Zuganker mit einem Federpaar. Die zugehörige Last-Verformungsbeziehung wird aus Einzelversuchen abgeleitet. An der Schwellenunterseite sind Federn angeordnet, vergleichbar mit einem elastisch gebetteten Balken. Die Federn übertragen nur Druckkräfte, wodurch ein eventuelles Abheben des Rähms nicht behindert wird. Auf der Oberseite der Schwelle befinden sich Kontaktelemente, die ein gegenseitiges Durchdringen von Schwelle und Rähm verhindern. Die Definition eines orthotropen Materialverhaltens ermöglicht die Modellierung der Nachgiebigkeit infolge Druck quer zur Faser. Für die Verschiebung in x-Richtung wird ein festes Auflager definiert.

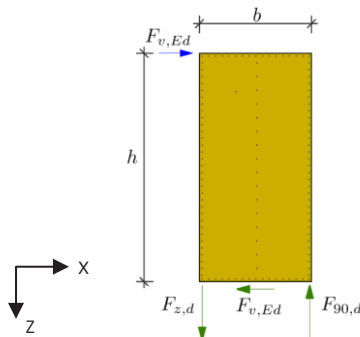


Bild 8-5 Kräfte bei horizontaler Belastung; Quelle: Vogt und Seim (2014)

Raschper (1990, zit. nach Vogt, 2015) definiert den Zugankeranschluss ideal-elastisch unter Verwendung eines rechnerischen Ansatzes. Zur Abbildung der Schwellenpressung wird ein zusätzlicher vertikaler Stab zwischen Rippe und Schwelle angeordnet. Das zugehörige Materialverhalten wird aus Versuchen abgeleitet und durch drei lineare Bereiche approximiert. Der Anfangsbereich mit geringer Steifigkeit beschreibt einen eventuellen Schlupf. Anschließend folgen ein elastischer und am Ende ein ideal-plastischer Bereich.

8.2 Modellierung von Tafелеlementen mit horizontal verlegten Massivholzplatten

8.2.1 Allgemeines

Zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Tafелеlementen mit horizontal verlegten Massivholzplatten mit Schubverbindern werden nachfolgend computergestützte Modellierungen vorgestellt. Die Berechnung erfolgt mit dem Stabwerksprogramm RSTAB 8 (Version 8.04.0108). Das Programm ermöglicht neben der relativ benutzerfreundlichen Erstellung der Modelle eine einfache und schnelle Modifizierung der Tafелеlemente bzgl. der Tafelabmessungen bis hin zur Modellierung ganzer Gebäudestrukturen.

Zuerst werden die Details der Modellierung vorgestellt. Dabei wird insbesondere die Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten der unterschiedlichen Verbindungen ausführlich erläutert. Anschließend werden die Ergebnisse aus den Berechnungen und den Versuchen gegenübergestellt. Alle Tafелеlemente sind als dreidimensionale Strukturen modelliert. Das in Bild 8-6 dargestellte Koordinatensystem ist so gewählt, dass das Tafелеlement in der x-z-Ebene liegt. Die x-Achse zeigt in Tafellängsrichtung, die negative z-Achse in Richtung der Tafelhöhe und die y-Achse ist orthogonal zur Tafelebene gerichtet.

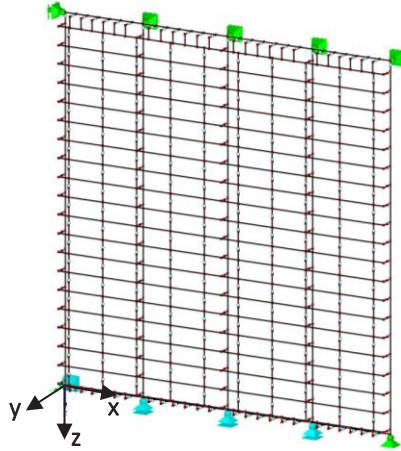


Bild 8-6 Statisches System der Stabwerksmodelle für die Deckenelemente

Zur Modellierung der Tafелеlemente wird zunächst die Rahmenkonstruktion definiert. Anschließend wird die Beplankung modelliert und mit der Rahmenkonstruktion nachgiebig verbunden. Die Materialbibliothek des Programms bietet die Möglichkeit, den gewünschten Querschnitt und das gewünschte Material nach unterschiedlichen Bemessungsnormen zu wählen. Für alle Holzbauteile wird Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 gewählt. Die Querschnitte werden in Anlehnung an die Konstruktionszeichnungen in Abschnitt 7.2 definiert. Wie in Bild 8-6 am statischen System der Deckenelemente zu sehen ist, werden die Auflagerbedingungen bei allen Modellen gleich gewählt. Die vertikalen Lasten werden über die Schwelle von fünf gelenkigen Auflagern aufgenommen. Verschiebungen in x-Richtung behindert das dreiwertige, gelenkige Auflager am druckbelasteten Ende der Schwelle. Die innenliegenden Schwellenauflager werden nur bei Druckkräften aktiviert. Das Auflager am vorwiegend auf Zug belasteten Ende der Schwelle stellt den Zuganker aus dem Versuch dar und wird dementsprechend mit einer Nachgiebigkeit modelliert, siehe Abschnitt 8.2.7. Die Tafелеlemente werden am Rähm von fünf Auflagern gegen Kippen aus der Tafelebene gehalten. Die horizontale Belastung wird in Form von Verschiebungen schrittweise aufgebracht, bis zur maximalen Verschiebung von 100 mm des linken

Rähmauflagers (Bild 8-6 jeweils links oben). Alle Deckenelemente werden von oben mit einer konstanten vertikalen Streckenlast von $1,6 \text{ kN/m}$ (Eigen-gewicht Lasteinleiter) belastet. Die vertikale Streckenlast bei den Wandele-menten beträgt 10 kN/m . Die Berechnung erfolgt nach Theorie 1. Ordnung (geometrisch linear).

Wie aus den Versuchsbeobachtungen hervorgeht, setzt sich die Gesamtverformung eines Tafелеlements im Wesentlichen zusammen aus den Verfor-mungen der Verbindungen innerhalb der Beplankung (Bucheleisten, Buchedübel, Wellennägel), der Verbindungen von Beplankung und Rahmen-konstruktion (Rillennägel), der Zugankerverbindung und der auf Querdruck belasteten Bereiche von Schwelle und Rähm. Zur Modellierung nachgiebiger Verbindungen bietet das Programm die Möglichkeit, nichtlineare Gelenkbe-dingungen – vergleichbar mit einer Kraftfeder – mit Hilfe von Last-Verschie-bungskurven zu definieren. Hierzu werden an der Stelle der gewünschten Verbindung die Bauteile über starre Hilfsstäbe mit einem solchen Gelenk verbunden. Die Last-Verschiebungsbeziehungen werden aus den kleinfor-matigen Versuchen ermittelt, siehe Abschnitte 5 und 6. Weiterhin ist es möglich ein Trag- und Verformungsverhalten nach dem letzten Wertepaar der Last-Verschiebungskurve anzugeben (z. B. Fließen, Reißen oder fortlau-fende Laststeigerung). In Bild 8-7 links ist exemplarisch die nachgiebige Ver-bindung zweier Bretter der Massivholzplatte (Bucheleisten, Buchedübel oder Wellennägel) dargestellt. In Bild 8-7 rechts die zugehörige Last-Ver-schiebungskurve (Arbeitsdiagramm) mit der Fließbedingung beim Erreichen größerer Verschiebungen.

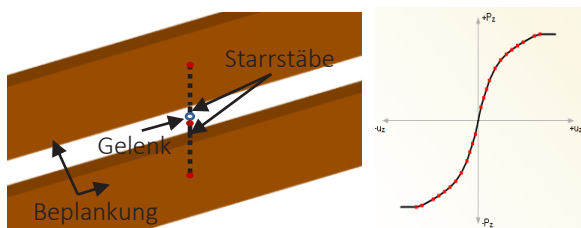


Bild 8-7 Modellierung der Verbindungen (links) und nichtlineares Federgesetz (rechts) am Beispiel einer Verbindung von zwei Brettern der Beplankung

Im Folgenden werden die zur Modellierung verwendeten nichtlinearen Gelenkbedingungen für die unterschiedlichen Verbindungen vorgestellt. Die unten aufgeführten Last-Verschiebungskurven aller Verbindungen innerhalb der Beplankung und zwischen Beplankung und Rahmenkonstruktion werden unter der Annahme ermittelt, dass die aufgebrachte horizontale Belastung über jede horizontale Fuge vom Rähm bis in die Schwelle weitergeleitet wird.

8.2.2 Bucheleistenverbindungen

Bei der Modellierung wird für die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Bucheleistenverbindungen unterschieden, ob die Verbindung sich im Inneren einer Massivholzplatte befindet, mit einer Einbindung der Bucheleiste über die gesamte Brettbreite, oder ob die Verbindung am Rand der Massivholzplatte liegt, mit einer Einbindung der Bucheleiste über die halbe Brettbreite. Zur Definition der Last-Verschiebungsbeziehungen werden die Versuchsergebnisse aus Abschnitt 5.4 verwendet.

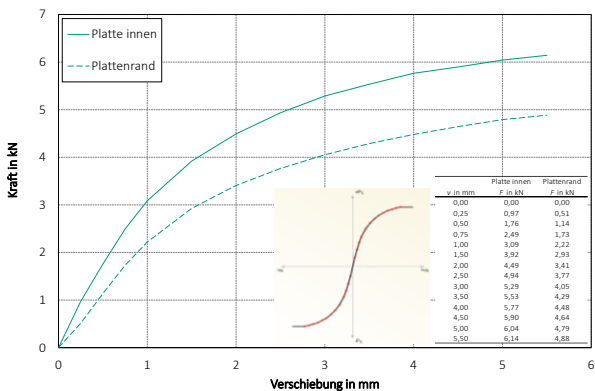


Bild 8-8 Last-Verschiebungskurven bezogen auf je eine Bucheleiste und Arbeitsdiagramm für positive und negative Belastung

Bild 8-8 zeigt die gemittelten und auf eine Bucheleistenverbindung umgerechneten Last-Verschiebungskurven für den jeweiligen Bereich mit der zugehörigen Wertetabelle. Für Verschiebungen größer 5,5 mm wird bei der Definition des nichtlinearen Gelenks ein Fließen des Verbindungsmittels angenommen. Diese Annahme entspricht den Versuchsbeobachtungen der Einzelversuche. Die nichtlinearen Gelenkeigenschaften werden für Belastungen in globaler x-Richtung (lokal z-Richtung) definiert. In globaler z-Richtung werden nur Drucklasten und in y-Richtung werden keine Lasten übertragen. Biege- und Torsionsmomente werden in diesen Gelenken nicht übertragen.

8.2.3 Wellennagelverbindungen

Im Rahmen der Modellierung der Tafелеlemente mit Buchedübel- und Wellennagelverbindungen innerhalb der Beplankung wird auf eine Modellierung der Elemente mit kleinerem Wellennagelabstand (WDH-50) verzichtet, da bei Versuchen für den maßgebenden Gebrauchslastbereich keine Laststeigerung bei kleinerem Wellennagelabstand zu beobachten ist.

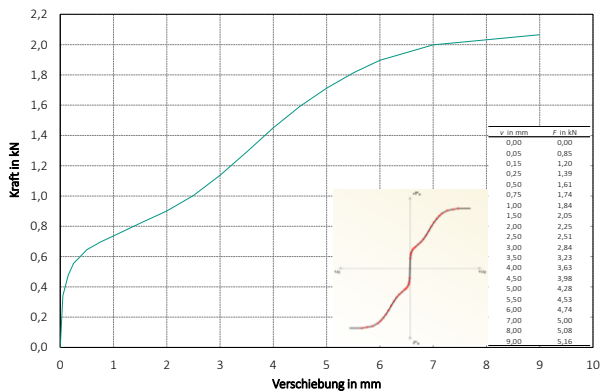


Bild 8-9 Last-Verschiebungskurve bezogen auf einen Wellennagel und Arbeitsdiagramm für positive und negative Belastung

Die in Bild 8-9 dargestellte Last-Verschiebungskurve für eine Verbindung mit einem Wellennagel entspricht dem Mittelwert der gemessenen Verschiebungen aus den Versuchen der Reihe WN-100, siehe Abschnitt 5.4. Das Nachbruchverhalten für Verschiebungen größer 9 mm wird analog zu den Gelenken der Bucheleistenverbindungen angenommen. Die noch verbleibenden Gelenkeigenschaften sind ebenfalls analog zu den Gelenken der Bucheleistenverbindungen gewählt – Eigenschaften zur Lastübertragung in den anderen Richtungen des Koordinatensystems und Eigenschaften bzgl. der Biege- und Torsionsmomente. Der Abstand der Wellennagelverbindungen im Modell von 250 mm entspricht dem Abstand der Buchedübelverbindungen. Der Abstand im Versuch beträgt hingegen 100 mm, weshalb alle Kraftwerte für einen Wellennagel mit dem Faktor 2,5 multipliziert werden.

8.2.4 Buchedübelverbindungen

Die Ermittlung der in Bild 8-10 dargestellten gemittelten Last-Verschiebungskurve für die Verbindung mit einem Buchedübel basiert auf den Versuchsergebnissen der Reihe D-MK aus Abschnitt 5.4.

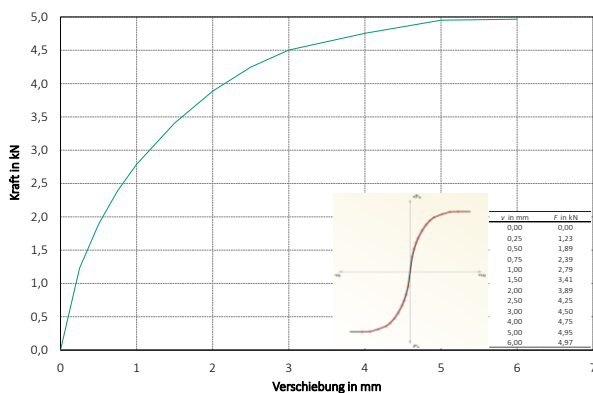


Bild 8-10 Last-Verschiebungskurve bezogen auf einen Buchedübel und Arbeitsdiagramm für positive und negative Belastung

Das Nachbruchverhalten für Verschiebungen größer 6 mm sowie die übrigen linearen und nichtlinearen Gelenkeigenschaften werden analog zu den Gelenken der Bucheleistenverbindungen definiert.

8.2.5 Rillennagelverbindungen

Zur Definition der Last-Verschiebungsbeziehungen werden die Versuchsergebnisse aus Abschnitt 6.2.3 verwendet. Bild 8-11 zeigt die gemittelte und auf einen Rillennagel umgerechnete Last-Verschiebungskurve mit der zugehörigen Wertetabelle. Ungeachtet der in Abschnitt 8.1.3 beschriebenen Problematik kartesischer Federpaare werden die nichtlinearen Gelenkeigenschaften für Belastungen in globaler x- und z-Richtung (lokal z- und y-Richtung) definiert. Grund hierfür ist die Nachgiebigkeit der Beplankung in x-Richtung. Im Gegensatz zu steifen Beplankungen aus Holzwerkstoffplatten verformt sich die Beplankung mit Massivholzplatten parallelogrammartig. In Vergleichsberechnungen mit nur in einer Richtung definiertem Federgesetz konnten daher keine signifikanten Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten festgestellt werden. Für die Rillennagelverbindungen wird nach Erreichen der Verschiebung von 17,5 mm ein Fließen des Verbindungsmittels angenommen. Rillennägel sind ausziehfeste Verbindungsmittel, weshalb auch eine Kraftübertragung in globaler y-Richtung bei der Definition berücksichtigt wird. Biege- und Torsionsmomente werden in diesen Gelenken nicht übertragen. Bei genauerer Betrachtung ist prinzipiell für die in Reihe angeordneten Nägel ein Torsionswiderstand ansetzbar. Die daraus resultierende Traglaststeigerung ist aber vernachlässigbar, was auch entsprechende Vergleichsberechnungen zeigen. Ähnlich den Wellennägeln werden die Rillennägel zu Gruppen zusammengefasst, so dass im Modell an jeder Anschlussfläche zwischen einem Brett der Beplankung und der Rahmenkonstruktion nur ein nichtlineares Gelenk angeordnet wird. Da sich bei den Prüfkörpern an diesen Stellen entweder zwei oder vier Nägel befinden, werden die in Bild 8-11 angegebenen Kraftwerte mit den Faktoren 2 oder 4 multipliziert.

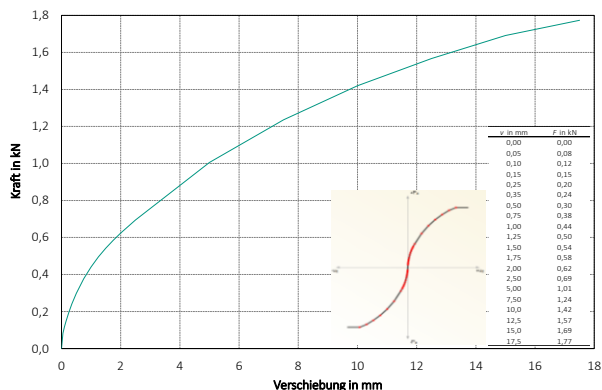


Bild 8-11 Last-Verschiebungskurve für einen Rillennagel mit einer Bezugsroh-dichte von 420 kg/m^3 und Arbeitsdiagramm für positive und negative Belastung

Die bei den Prüfkörpern der Reihen BLH und WDH unter einem Winkel von ca. 60° eingebrachten Rillennägel werden im Modell mit den anderen Verbindungen (90°) gleichgesetzt. Die vertikalen Stöße der Massivholzplatte werden nicht modelliert, an diesen Stellen wird eine durchgehende Platte angenommen.

8.2.6 Zugankeranschluss

Die Modellierung der Nachgiebigkeit der Zugankeranschlüsse basiert auf den Versuchsergebnissen aus Abschnitt 6.3.3. Bild 8-12 zeigt die aus diesen Versuchen gemittelten und auf eine Rohdichte von 420 kg/m^3 bezogenen Last-Verschiebungskurven für einseitig und beidseitig beplankte Tafелеlemente, wenngleich für die Modelle BLH und WDH nur die Last-Verformungsbeziehung für einseitig beplankte Tafелеlemente verwendet wird. Die Nachgiebigkeit wird in positive (Zug) und in negative Belastungsrichtung (Druck) definiert. Diese Vereinfachung ist zulässig, da bei Belastung der Tafелеlemente an diesen Stellen nur signifikante Zugkräfte auftreten. Für den unteren Zuganschluss von Schwelle und Randrippe werden die nichtlinearen

Eigenschaften dem in globaler x-Richtung verschieblichen, gelenkigen Auflager zugewiesen. Analog zu der Versuchsanordnung wird bei den Modellen BLH und WDH am oberen Ende, zwischen der zugbelasteten Randrippe und Rähm, ein nichtlineares Gelenk mit den Eigenschaften der nachgiebigen Zuganker angeordnet. Den Zugankeranschlüssen wird nach Erreichen der Verschiebung von 14 mm jeweils ein ideal plastisches Verhalten unterstellt. Biegemomente werden an diesen Stellen nicht weitergeleitet. Eine Aufnahme von Torsionsmomenten wird ermöglicht, weil die Zuganker und die angeschlossene Beplankung ein Tordieren der Randrippe behindern.

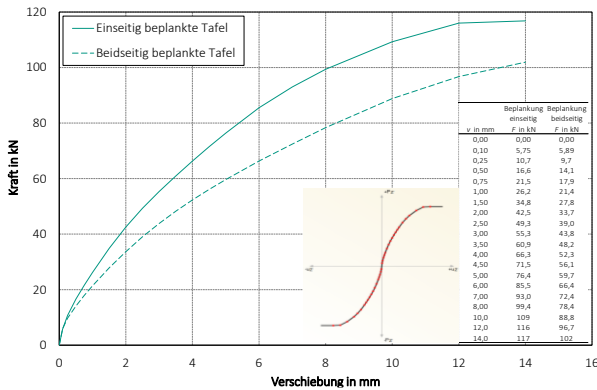


Bild 8-12 Last-Verschiebungskurven für die Zugverankerungen mit einer Bezugsrohddichte von 420 kg/m^3 und Arbeitsdiagramm für positive und negative Belastung

8.2.7 Nachgiebigkeit infolge Querdruck

Die Versuchsbeobachtungen an Tafелеlementen zeigen bei zunehmender Belastung Querdruckverformungen, vor allem an der Schwelle im Kontaktbereich mit den Rippen. Zur Berücksichtigung dieser Nachgiebigkeit werden die gemittelten Ergebnisse aus den Querdruckversuchen für Innen- und Randrippen (vgl. Abschnitt 6.4.3) den entsprechenden Stabendgelenken zugeordnet. Die in Bild 8-13 dargestellten Last-Verschiebungsbeziehungen werden in Form von nichtlinearen Gelenken an allen Anschlüssen zwischen Rippen und Schwelle bzw. zwischen Rippen und Rähm modelliert. An diesen

Stellen ist entweder eine Querdruckbelastung oder bei entgegengesetzter Krafrichtung ein Abheben der angrenzenden Bauteile zu erwarten. Im Arbeitsdiagramm in Bild 8-13 ist für eine negative Belastung (Druck) ein plastisches Nachbruchverhalten definiert. Bei positiver Belastung (Zug) werden keine Kräfte im Gelenk übertragen. Die Gelenkeigenschaften bzgl. einer Übertragung von Momenten werden analog zu den Zugankern gewählt. Die Querkraftübertragung in diesen Gelenken ist nicht einheitlich definiert. Aus den Versuchsbeobachtungen wird deutlich, dass am druckbelasteten Tafelrand Rippe und Schwelle bzw. Rähm aufeinander gepresst werden und dadurch Querkräfte übertragen werden können. Daher wird dies für diese Randrippe auch im Modell definiert. Alle anderen Stabendgelenke im Modell können keine Querkräfte übertragen. Eine Querkraftübertragung durch die Innenrippe wird vernachlässigt.

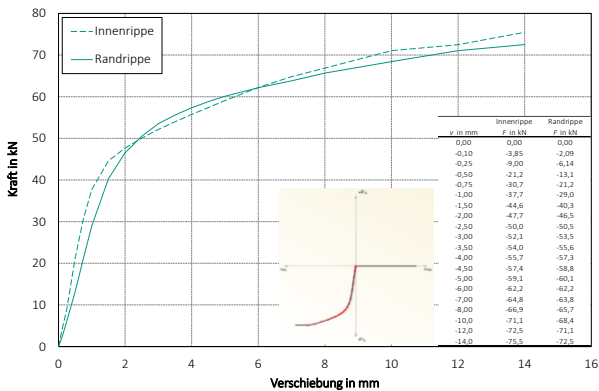


Bild 8-13 Last-Verschiebungskurven bei Belastung auf Querdruck mit einer Bezugshöhe von 420 kg/m^3 und Arbeitsdiagramm für positive und negative Belastung

8.2.8 Ergebnisse und Verifizierung

Im Folgenden werden den Ergebnissen aus der Modellierung die Versuchsergebnisse in Form von Last-Verschiebungskurven gegenübergestellt. Darüber hinaus werden Vergleichstabellen, mit Angabe der Höchstlast, den Gebrauchslasten $F_{V=5\text{mm}}$ und $F_{V=25\text{mm}}$, der wirksamen Schubsteifigkeit $(GA)_{ef}$, der

Wandscheiben-Steifigkeit R nach DIN EN 594 (2011) und der jeweiligen Abweichung der Berechnungsergebnisse von den Versuchswerten erstellt.

Sowohl das Modell BLH (Bild 8-14) als auch das Modell WDH (Bild 8-15) zeigen bzgl. des Last-Verformungsverhaltens sehr gute Übereinstimmungen mit den Versuchen. Außerdem sind die ermittelten Kraft- und Steifigkeitswerte aus Berechnung und Versuch sehr ähnlich (vgl. Tabelle 8-1). Für das Modell WDH werden dabei nahezu identische Werte erreicht. Die Ausnahme bildet die berechnete Höchstlast F_{\max} , sie wird im Modell um 15 % überschätzt. Das Modell BLH weist im Vergleich zu den Versuchen im Gebrauchslastbereich ein geringfügig weiches Trag- und Verformungsverhalten auf. Die fehlende Modellierung der vertikalen Stöße der Beplankung und die zusätzlichen Momentenbelastungen der modellierten Bauteile (Rahmen und Beplankung), die aus der Anordnung der Starrstäbe resultieren, haben auf das Trag- und Verformungsverhalten der modellierten Tafелеlemente keinen Einfluss.

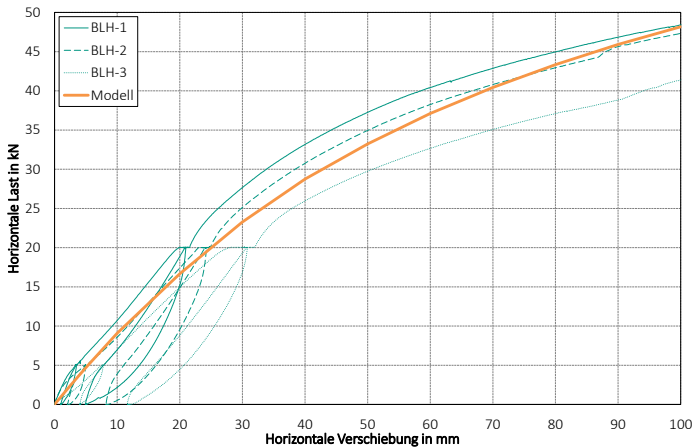


Bild 8-14 Last-Verschiebungskurven der Versuche in Reihe BLH und des zugehörigen Modells

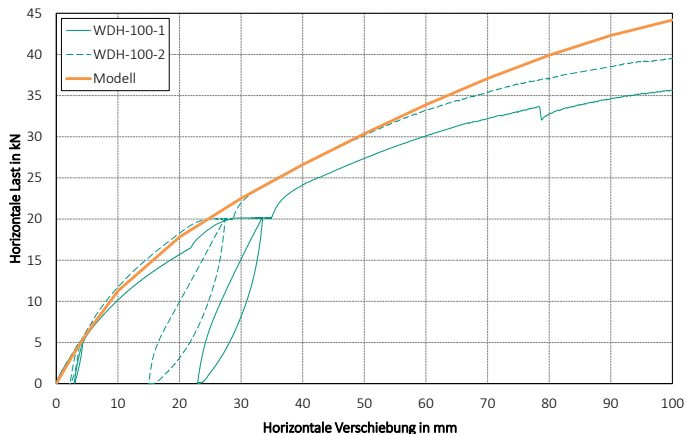


Bild 8-15 Last-Verschiebungskurven der Versuche in Reihe WDH-100 und des zugehörigen Modells

Tabelle 8-1 Vergleich Versuch und Modell

		BLH	WDH
F_{\max}	Versuch in kN	45,7	37,6
	Modell in kN	48,2	44,2
	Versuch/Modell	0,95	0,85
$F_{V=5\text{mm}}$	Versuch in kN	4,86	6,24
	Modell in kN	4,70	6,17
	Versuch/Modell	1,03	1,01
$F_{V=25\text{mm}}$	Versuch in kN	21,0	19,5
	Modell in kN	20,0	20,2
	Versuch/Modell	1,05	0,97
$(GA)_{\text{ef}}$	MW Versuch in N/m	$0,97 \cdot 10^6$	$1,25 \cdot 10^6$
	Modell in N/m	$0,94 \cdot 10^6$	$1,23 \cdot 10^6$
	Versuch/Modell	1,03	1,01
R	Versuch in N/mm	874	738
	Modell in N/mm	730	726
	Versuch/Modell	1,19	1,02

8.2.9 Modelle mit optimierten Schubverbindungen

Die theoretische Betrachtung in diesem Abschnitt soll das mögliche Potenzial von Holztafeln mit horizontal verlegten Massivholzplatten mit Schubverbindungen aufzeigen. Dazu werden die Modelle BLH und WDH im Hinblick auf die dort implementierten Schubverbindungen optimiert. Bei Modell BLH werden die ursprünglichen Bucheleisten (Leistenbreite 34 mm) innerhalb der Beplankung mit tragfähigeren Bucheleisten (Leistenbreite 60 mm) „ersetzt“. An den Stellen der nichtlinearen Gelenke werden die Last-Verschiebungskurven der Versuchsreihe 4-2 verwendet (vgl. Abschnitt 4.4). Der Verbindungsmittelabstand bleibt mit 250 mm unverändert. Für das Modell WDH wird der Wellennagelabstand auf 50 mm „verringert“, was den Versuchen der Reihe WN-50 entspricht, siehe Abschnitt 5.4. Der Durchmesser der Buchedübel wird, unter Beibehaltung des Verbindungsmittelabstandes, von ursprünglich 20 mm auf 40 mm „vergrößert“. Die zugehörige nichtlineare Last-Verformungsbeziehung wird aus den Versuchsergebnissen der Reihe 1-2 abgeleitet (vgl. Abschnitt 4.4). Alle anderen Eingangsgrößen der beiden Modelle werden nicht verändert.

Bild 8-16 und Tabelle 8-2 stellen die Berechnungsergebnisse der Modelle von ursprünglichen und optimierten Schubverbindungen gegenüber. Für alle Ergebnisgrößen sind bei der Verwendung tragfähiger bzw. optimierter Schubverbindungen deutliche Zuwächse zu verzeichnen. Weitere Verbesserungen zur Erhöhung von Tragfähigkeit und Steifigkeit der Holztafeln sind denkbar, werden aber vor allem von der Tragfähigkeit der Nagelverbindung zwischen Beplankung und Rahmenkonstruktion beschränkt. Der Vergleich zeigt das große Potenzial der entwickelten Verbindungslösungen für die Massivholzplatte, unterstreicht aber auch die Aussage, dass das Trag- und Verformungsverhalten von Holztafeln mit horizontal verlegten Massivholzplatten zu einem hohen Maß von der Herstellgenauigkeit der Schubverbindungen abhängt.

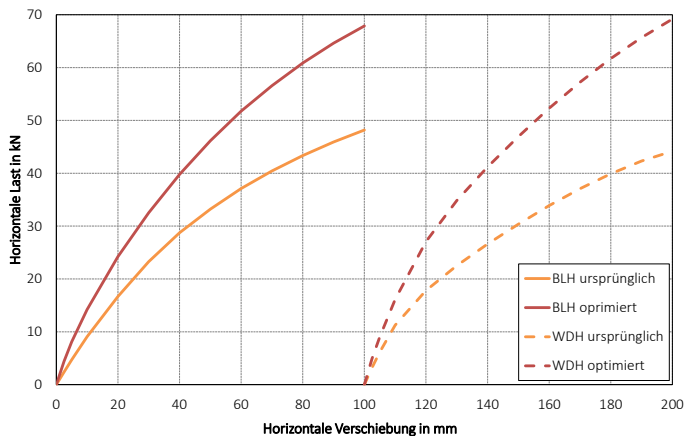


Bild 8-16 Last-Verschiebungskurven der Modelle mit ursprünglichen und mit optimierten Schubverbindungen

Tabelle 8-2 Modellvergleich

		BLH	WDH
F_{\max}	"Ursprünglich" in kN	48,2	44,2
	"Optimiert" in kN	67,9	69,2
	Ursprünglich/Optimiert	0,71	0,64
$F_{V=5\text{mm}}$	"Ursprünglich" in kN	4,70	6,17
	"Optimiert" in kN	8,11	9,03
	Ursprünglich/Optimiert	0,58	0,68
$F_{V=25\text{mm}}$	"Ursprünglich" in kN	20,0	20,2
	"Optimiert" in kN	30,9	35,5
	Ursprünglich/Optimiert	0,65	0,57
$(GA)_{\text{ef}}$	"Ursprünglich" in N/m	$0,94 \cdot 10^6$	$1,23 \cdot 10^6$
	"Optimiert" in N/m	$1,62 \cdot 10^6$	$1,81 \cdot 10^6$
	Ursprünglich/Optimiert	0,58	0,68
R	"Ursprünglich" in N/mm	730	726
	"Optimiert" in N/mm	966	1116
	Ursprünglich/Optimiert	0,76	0,65

8.3 Modellierung von Tafелеlementen mit diagonal verlegten Massivholzplatten

8.3.1 Allgemeines

Bei den Versuchen mit horizontal verlegten Massivholzplatten hat die Reibung innerhalb der Beplankung keinen signifikanten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten. Deshalb ist in diesem Fall auch die Modellierung mit Hilfe eines Stabwerksprogramms sinnvoll, welches keine Möglichkeit zur Modellierung von Reibeffekten bietet. Wie bereits aus den Versuchsbeobachtungen deutlich wird, wäre für die Modelle mit Diagonalschalung die Vernachlässigung der Reibung unzutreffend. Dies ist einer der Gründe, weshalb die im Folgenden vorgestellten Modelle für Tafелеlemente mit diagonal verlegten Massivholzplatten mit Hilfe der Methode der Finiten-Elemente entwickelt wurden. Die in diesem Abschnitt vorgestellten Ergebnisse wurden zum Teil im Rahmen einer Masterarbeit (Obermeyer, 2015) am KIT - Holzbau und Baukonstruktionen erstellt.

Das in Bild 8-17 gezeigte FE-Modell wird mit Hilfe des Programms RFEM 5 (Version 5.04.0108) erstellt. Die Rahmenkonstruktion wird durch Balkenelemente mit den Querschnitten gemäß den Konstruktionszeichnungen in Abschnitt 7.2 abgebildet, mit der Annahme eines isotrop elastischen Verhaltens des Holzes. Aus der Materialbibliothek des Programms wird für die Rahmenhölzer Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 nach DIN EN 338 (2010) gewählt. Ein orthotrop elastisches Materialmodell für Nadelholz C24 wird für die Diagonalschalung definiert. Für die Bretter der Massivholzplatte werden Volumenelemente verwendet. Zwischen den Volumenkörpern sind Kontaktflächen definiert, welche die Berührungsflächen an den Schmalseiten der Bretter der Beplankung abbilden. Bei einer Druckbelastung zwischen den Berührungsflächen wird Reibung aktiviert. Die Zugkraftübertragung orthogonal zu den Kontaktflächen ist deaktiviert. Aufgrund der nur geringen Zugkräfte, welche die Schwalbenschwanzverbindung bzw. das Einhängesystem zwischen den Brettern übertragen, wird eine Zugkraftübertragung zunächst

vernachlässigt. Die Rillennagelverbindungen zwischen Beplankung und Rahmenkonstruktion sind mit nichtlinearen Balkenelementen modelliert. Eine detaillierte Beschreibung wird in Abschnitt 8.3.2 gegeben. Alle für die Stabwerksmodelle definierten Auflager einschließlich der Nichtlinearität der Zuganker und der Nachgiebigkeiten an Schwelle und Rähm infolge Querdruck werden analog gewählt (vgl. Abschnitte 8.2.6 und 8.2.7). Aus Voruntersuchungen ergibt sich, dass für eine verbesserte Konvergenz des Modells zusätzlich zu diesen Auflagern (Bild 8-17) weitere Knotenfesthaltungen nötig sind. Hierzu wird jedes einzelne Brett an seinen Eckpunkten in y-Richtung gehalten. Das verhindert eine Verdrehung der Bretter aus der Tafelebene heraus. Tatsächlich liegen die Bretter am Rahmen an, so dass eine derartige Verdrehung behindert wird.

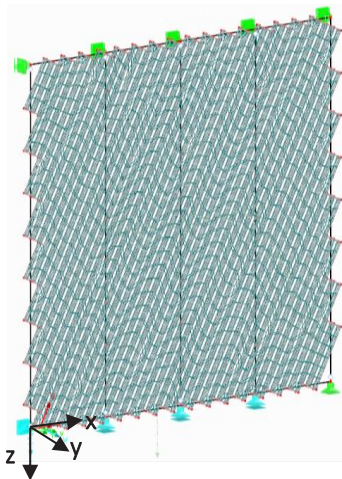


Bild 8-17 Vernetztes FE-Modell einer Wand mit einseitiger Beplankung und gewähltes Koordinatensystem

Die horizontale Belastung der Wandscheibe wird in Form einer horizontalen Knotenzwangsverschiebung von 100 mm des linken Rähmauflegers (Bild 8-17) stufenweise aufgebracht. Voruntersuchungen ergeben, dass ab einer Anzahl von 20 Laststufen nur noch vernachlässigbare Veränderungen der Ergebnisse vorliegen. Damit nur die Verschiebung, nicht jedoch die ggf. vor-

handene Auflast stufenweise aufgebracht wird, ist diese durch ein entsprechend erhöhtes Eigengewicht des Rähms definiert. Ungeachtet der nichtlinearen Materialdefinitionen bzw. der nichtlinearen Stabgelenke und Auflagerbedingungen, erfolgt die Berechnung nach Theorie 1. Ordnung, also geometrisch linear. Vergleichsberechnungen belegen, dass eine anzustrebende Kantenlänge der finiten Elemente von 100 mm eine ausreichende Genauigkeit liefert. Die Balkenstäbe, mit denen die Rahmenkonstruktion und die Nagelverbindungen modelliert werden, sind 2-Knoten-Elemente, die jeweils sechs Freiheitsgrade, darunter drei Verschiebungs- und drei Drehfreiheitsgrade besitzen. Es werden kubische Ansatzfunktionen zur Berechnung eingesetzt. Die Anzahl der Stabteilungen für nichtlineare Stabtypen, zu welchen die Nägel zählen, wird zu 10 gewählt. Die Beplankung besteht aus 8-Knoten-Volumenelementen mit sechs Freiheitsgraden pro Knoten. Die Charakteristika der verwendeten Elemente sind in Barth und Rustler (2013) und in der RFEM 5 Programmbeschreibung (Dlubal, 2015) angegeben.

8.3.2 Rillennagelverbindung

Die Rillennagelverbindung zwischen Beplankung und Rahmenkonstruktion hat einen signifikanten Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten der gesamten Wand. Bild 8-18 links zeigt den modellierten Anschluss mit den zugehörigen Bauteilen. Im FE-Modell wird diese Verbindung durch ein nichtlineares Balkenelement mit Kreisquerschnitt dargestellt. Die Nichtlinearität wird durch ein isotropes und plastisches Materialverhalten definiert. Diese Methode ist angelehnt an das Vorgehen von Vogt und Seim (2014), vgl. auch Abschnitt 8.1.3. Ein Vorteil dieses Vorgehens ist, dass das Last-Verschiebungsverhalten unabhängig von der Belastungsrichtung ist, wie dies beispielsweise bei Stabendgelenken (Federn) der Fall ist. Der Anschluss des nichtlinearen Balkenelements am Rahmen wird biegesteif modelliert. Beim Anschluss an der Beplankung werden zur Vermeidung von Singularitäten Hilfsstäbe, im Volumenkörper eingebettet, mit einer sehr hohen Steifigkeit (Starrstäbe) modelliert.

Das FE-Programm bietet die Möglichkeit, nichtlineare Materialeigenschaften in Form einer σ - ε -Beziehung, durch Eingabe eines Polygonzuges zu definieren. Um von den experimentell ermittelten Kraft-Verschiebungskurven auf die σ - ε -Beziehung zu schließen, wird die Nagelverbindung statisch als eingespannter Einfeldträger, wie in Bild 8-18 rechts dargestellt, modelliert. Die Annahme ist durch die Versuchsbeobachtungen, der Bildung von zwei Fließgelenken pro Scherfuge, begründet, vgl. Abschnitt 6.2 und Bild 6-3.

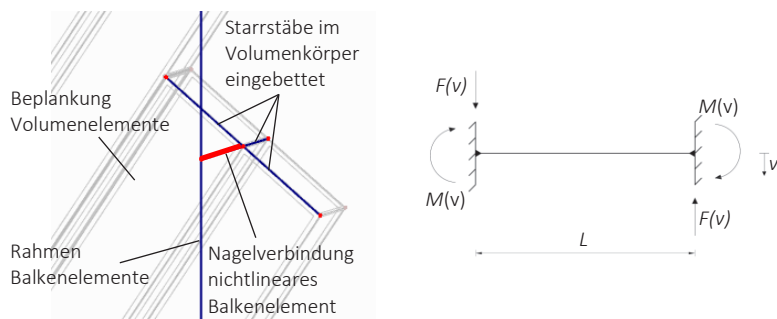


Bild 8-18 Detail der Nagelverbindung im FE-Modell (links) und statisches Ersatzsystem der Nagelverbindung (rechts)

Der Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen ist nichtlinear, daher werden σ_i , ε_i und die Elastizitätsmoduln E_i abschnittsweise bestimmt.

Das Einspannmoment lässt sich aus der Gleichgewichtsbedingung berechnen zu:

$$M_i = \frac{F_i \cdot L}{2}$$

Für das gewählte statische System folgt aus der Verformungsfigur:

$$F = 12 \cdot v \cdot \frac{EI}{L^3}$$

Aufgrund der Materialeigenschaft des Stahls, plastische Fließmomente auszubilden, wird, statt des elastischen, das plastische Widerstandsmoment W_{pl} verwendet.

$$W_{pl} = \frac{4}{3} \cdot r^3$$

Mit

r Radius des Balkenquerschnitts.

Für das Flächenträgheitsmoment gilt:

$$I = \frac{\pi}{4} \cdot r^4$$

Damit ergibt sich:

$$\sigma_i = \frac{M_i}{W_{pl}} = \frac{3 \cdot F_i \cdot L}{8 \cdot r^3}$$

$$E_{i+1} = \frac{F_{i+1} - F_i}{v_{i+1} - v_i} \cdot \frac{L^3}{12 \cdot I} = \frac{\Delta F_i}{\Delta v_i} \cdot \frac{L^3}{3 \cdot \pi \cdot r^4}$$

$$\varepsilon_{i+1} = \varepsilon_i + \frac{\sigma_{i+1} - \sigma_i}{E_{i+1}}$$

Für die Verbindungsmittel wird die Länge von 50 mm gewählt. Der Querschnitt ist abhängig von der Anzahl der Nägel der jeweiligen Anschlussfläche, da im FE-Modell jedes Brett der Beplankung an den Kreuzungspunkten mit der Rahmenkonstruktion mit einem nichtlinearen Balkenelement verbunden wird. Der Ersatzdurchmesser ergibt sich z.B. nach Vogt (2015) aus der Bedingung, dass das plastische Moment der Ersatzverbindung M_{pl}^* gleich der Summe der plastischen Momente $M_{pl,1}$ der n einzelnen Verbindungsmittel entspricht:

$$M_{pl}^* = n \cdot M_{pl,1}$$

Dabei berechnet sich das plastische Moment allgemein aus

$$M_{pl} = \frac{1}{6} \cdot f_u \cdot d^3$$

Mit

f_u Zugfestigkeit des Nagels;

d Nageldurchmesser.

Damit folgt für den Ersatzdurchmesser:

$$d^* = \sqrt[3]{n \cdot d^3}$$

In einem FE-Modell für einen Nagel wird die Richtigkeit der Annahmen überprüft. Das Modell bildet einen beidseitig eingespannten Stab ab, also das statische Ersatzsystem der Nagelverbindung. Die Last-Verschiebungspaare aus den Versuchsergebnissen werden mit Hilfe der obigen Gleichungen in eine σ - ε -Beziehung umgerechnet, welche dem isotropen, plastischen Material des Stabes zugewiesen wird. Für den Verlauf nach dem letzten definierten σ - ε -Wertepaar wird Fließen angenommen. Zur Belastung werden an einem Auflager schrittweise Knoten-Zwangsverschiebungen aufgebracht und nach der Berechnung die Auflagerkräfte abgelesen. Die Ergebnisse im Vergleich zu den Versuchsergebnissen zeigt Bild 8-19. Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung, so dass dieses Materialmodell zweckmäßig verwendet werden kann.

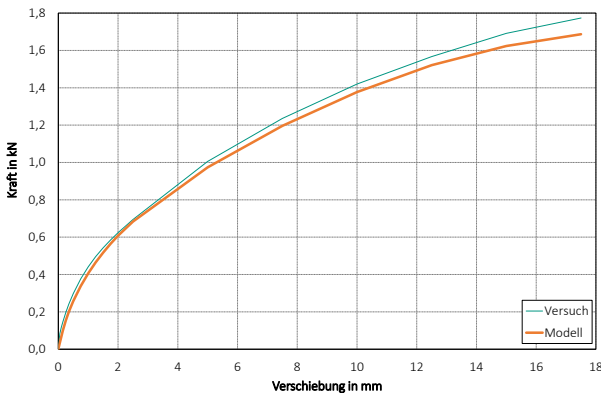


Bild 8-19 Last-Verformungsdiagramm der Nagelverbindung aus Versuch und Modell

8.3.3 Ergebnisse und Verifizierung

Zur möglichst genauen Abbildung der Versuche werden die Last-Verformungsbeziehungen der Rillennagelverbindung, des Zugankerschlusses und der Nachgiebigkeit infolge Querdruck auf die tatsächlich gemessenen Rohdichtewerte bezogen. In Bild 8-20 bis Bild 8-23 sowie in Tabelle 8-3 und Tabelle 8-4 sind die Versuchsergebnisse den Berechnungen des FE-Modells gegenübergestellt. Für die Modelle D sind jeweils zwei Ergebniswerte angegeben. Dabei bezeichnet D-oKV ein Modell, bei dem das Kontaktvolumen, wie in Abschnitt 8.3.1 beschrieben, bei Zugbelastung ausfällt. Für Modell D-mKV ist eine Zugkraftübertragung rechtwinklig zu den Kontaktflächen möglich.

Für die Modelle Z und DZ ergeben sich für die 1,25 m und für die 2,5 m langen Wände sehr gute Übereinstimmungen von Versuchsergebnissen und Berechnung. Die Verhältniswerte von Versuch zu Modell für die betrachteten Last- und Steifigkeitswerte liegen bei einseitig beplankten Tafeln mit zugbelasteter Beplankung zwischen 0,83 und 1,04, was einer leichten Überschätzung von Tragfähigkeit und Steifigkeit der Wandscheiben entspricht. Ein ähnliches Bild zeigt sich bei beidseitig beplankten Wandscheiben. Hier bewegen sich die Verhältniswerte zwischen 0,84 und 1,26. Wandscheiben mit auf Druck beanspruchten Beplankungsbrettern, bei denen das Kontaktvolumen sofort ausfällt, verhalten sich im Versuch deutlich steifer als im Rechenmodell. Werte für Wandscheibensteifigkeit und für wirksame Schubsteifigkeit sind im Versuch um das Vier- bis Neunfache größer als in der FE-Berechnung. Auch im Gebrauchslastbereich ($F_{v=5mm}$ und F_{25mm}) werden im Modell deutlich kleinere Werte erreicht. Lediglich bei der Höchstlast zeigt sich eine relativ gute Übereinstimmung. Die Abweichung zwischen Versuch und Modell kann durch die fehlende Abbildung der Schwalbenschwanzverbindung bzw. des Einhängesystems zwischen den einzelnen Brettern erklärt werden. Das Kontaktvolumen zwischen den Brettern im Modell ist derart definiert, dass ein sofortiger Ausfall bei Zug stattfindet. Dies liegt darin begründet, dass sich im Versuch offene Fugen zwischen den Brettern der Beplankung bildeten. Dennoch kann die Nut-Feder-Verbindung grundsätzlich gewisse Zugkräfte übertragen. Modelle mit voller Zugkraftübertragung

zwischen den Brettern (Modell D-mKV) zeigen im Anfangslastbereich eine weitaus bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, überschätzen aber erwartungsgemäß die Höchstlast. Eine Einstellung für das Kontaktvolumen, so dass ein Ausfall erst ab einer bestimmten Kraft erfolgt, ist im verwendeten FE-Programm jedoch nicht möglich. Daher werden in der Parameterstudie für Druckmodelle jeweils beide Varianten, mit und ohne Übertragung der Zugkräfte in der Kontaktfläche, berechnet und verglichen.

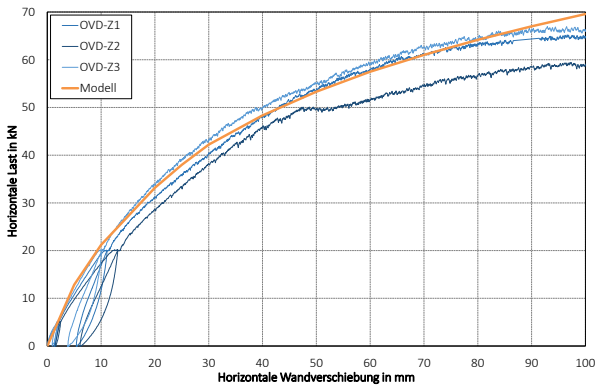


Bild 8-20 Last-Verschiebungskurven der Versuche in Reihe OVD-Z und des zugehörigen Modells; Wandlänge 2,5 m

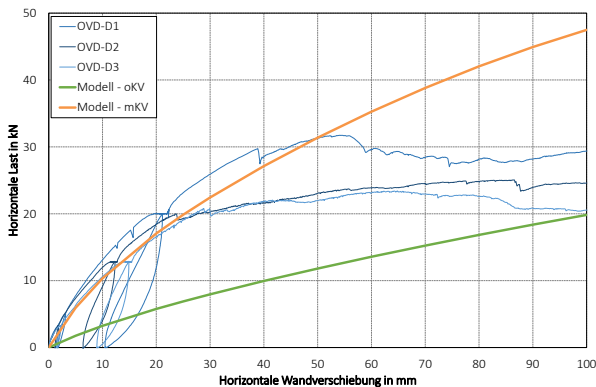


Bild 8-21 Last-Verschiebungskurven der Versuche in Reihe OVD-D und der zugehörigen Modelle; Wandlänge 2,5 m

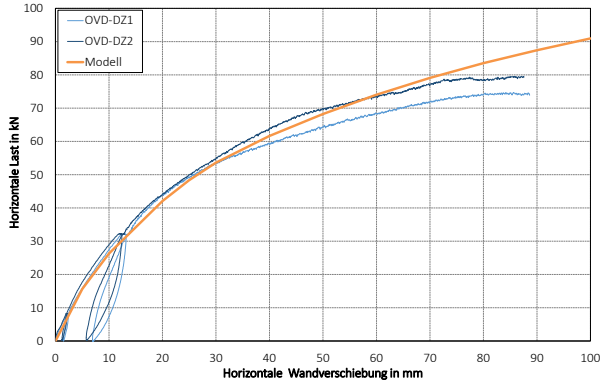


Bild 8-22 Last-Verschiebungskurven der Versuche in Reihe OVD-DZ und des zugehörigen Modells; Wandlänge 2,5 m

Tabelle 8-3 Vergleich Versuch und Modell, Wandlänge 2,5 m

		Z	D-oKV	D-mKV	DZ
F_{\max}	Versuch in kN	63,9	26,7	26,7	77,1
	Modell in kN	69,6	19,8	46,4	91,0
	Abweichung	0,92	1,35	0,58	0,85
$F_{V=5\text{mm}}$	Versuch in kN	10,7	7,16	7,16	16,7
	Modell in kN	12,8	1,75	5,83	15,7
	Abweichung	0,83	4,09	1,23	1,07
$F_{V=25\text{mm}}$	Versuch in kN	36,2	20,8	20,8	49,6
	Modell in kN	38,0	6,87	19,43	48,4
	Abweichung	0,95	3,02	1,07	1,03
$(GA)_{\text{ef}}$	MW Versuch in N/m	$2,14 \cdot 10^6$	$1,43 \cdot 10^6$	$1,43 \cdot 10^6$	$3,34 \cdot 10^6$
	Modell in N/m	$2,57 \cdot 10^6$	$0,35 \cdot 10^6$	$1,17 \cdot 10^6$	$3,13 \cdot 10^6$
	Abweichung	0,83	4,09	1,23	1,07
R	Versuch in N/mm	1436	1051	1051	2253
	Modell in N/mm	1407	232	644	1785
	Abweichung	1,02	4,53	1,63	1,26

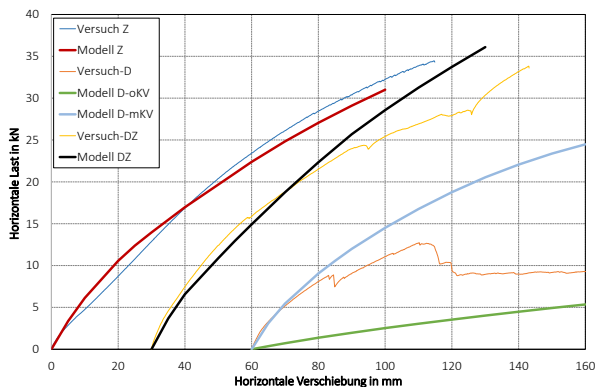


Bild 8-23 Last-Verschiebungskurven der Versuche (Reihen OVDS-Z, OVDS-D und OVDS-DZ) und der zugehörigen Modelle; Wandlänge 1,25 m

Tabelle 8-4 Vergleich Versuch und Modell, Wandlänge 1,25 m

		Z	D-oKV	D-mKV	DZ
F_{max}	Versuch in kN	32,2	12,7	12,73	30,3
	Modell in kN	31,0	5,35	24,48	36,1
	Abweichung	1,04	2,37	0,52	0,84
$F_{V=5mm}$	Versuch in kN	2,89	3,32	3,32	4,60
	Modell in kN	3,37	0,37	3,10	3,38
	Abweichung	0,86	9,00	1,07	1,25
$F_{V=25mm}$	Versuch in kN	10,7	8,89	8,89	14,4
	Modell in kN	12,4	1,68	10,6	12,9
	Abweichung	0,87	5,31	0,84	1,11
$(GA)_{ef}$	MW Versuch in N/m	$1,16 \cdot 10^6$	$1,33 \cdot 10^6$	$1,33 \cdot 10^6$	$1,84 \cdot 10^6$
	Modell in N/m	$1,35 \cdot 10^6$	$0,15 \cdot 10^6$	$1,24 \cdot 10^6$	$1,47 \cdot 10^6$
	Abweichung	0,86	9,00	1,07	1,25
R	Versuch in N/mm	411	395	395	516
	Modell in N/mm	416	60,4	359	418
	Abweichung	0,99	6,51	1,10	1,24

8.3.4 Parameterstudie

8.3.4.1 Allgemeines

Mit Hilfe der Studie sollen verschiedene Parameter für die in Abschnitt 8.3.3 validierten Modelle untersucht werden. Hierzu werden zunächst Grundmodelle definiert, welche an die Modelle mit einer Wandlänge von 2,5 m angelehnt sind. Eine Übersicht der untersuchten Parameter ist in Tabelle 8-5.

Tabelle 8-5 *Untersuchte Parameter*

Parameter	Grundmodell	Varierte Parameterwerte
Reibungskoeffizient μ	0,3	0,1 / 0,2 / 0,4 / 0,5 / 0,9
Auflast p in kN/m	10	0 / 20
Brettbreite a in mm	130	70 / 200
Neigungswinkel der Beplankung α in °	63	30 / 45 / 55
Wandlänge b in mm	2500	1250 / 3750 / 5000
Wandhöhe h in mm	2500	3000 / 3250 / 3500 / 3750 / 4000

Analog zu den Wandversuchen werden für das Grundmodell und alle hier untersuchten Modelle, soweit nicht anders angegeben, je betrachtetem Parameter Modelle Z mit zugbeanspruchter Beplankung, Modelle DZ mit beidseitiger, zueinander entgegengesetzt verlegter Beplankung und zwei Modelle D mit auf Druck beanspruchter Beplankung D-mKV (mit Zugkraftübertragung im Kontaktvolumen) und D-oKV (ohne Zugkraftübertragung im Kontaktvolumen) analysiert. Die nichtlinearen Last-Verformungsbeziehungen bei der Modellierung der Nachgiebigkeiten der Verbindungen werden auf eine Rohdichte ρ_m von 420 kg/m³ bezogen.

Zur Gegenüberstellung der Ergebnisse werden die berechneten Lasten auf die jeweilige Wandlänge bezogen (Schubfluss) und für Wandkopferschiebungen von 1/500 der Tafelhöhe $f_{v,0,h/500}$ (für Grundmodell 5 mm), von 1/100

der Tafelhöhe $f_{v,0,h/100}$ (für Grundmodell 25 mm) und für die maximale Verschiebung von 100 mm $f_{v,0,max}$ angegeben. Weiterhin werden die Wandscheibensteifigkeit R nach DIN EN 594 (2011) und die wirksame Schubsteifigkeit $(GA)_{ef}$ berechnet. In den Vergleichsgraphiken der folgenden Unterabschnitte werden die Werte $f_{v,0,h/500}$ und $f_{v,0,h/100}$ (Gebrauchslastbereich) für das Modell D-oKV und die Werte $f_{v,0,max}$ (Höchstlast) für das Modell D-mKV nicht dargestellt. Dieses Vorgehen wird darin begründet, dass in diesen Bereichen bei der Validierung der Modelle keine Übereinstimmung mit den Versuchen festgestellt wird, vgl. Abschnitt 8.3.3.

Im Vorfeld der aufgeführten numerischen Berechnungen wurde der Einfluss weiterer Modell- und Berechnungsparameter untersucht. Hierzu gehören die erforderliche Lastschrittzahl, die Netzfeinheit bzw. Elementgröße, die Materialdefinition der Beplankung (orthotrop, isotrop) und die Definition der Gelenkeigenschaften an den Anschlüssen von vertikalen Rippen und Rähm bzw. Schwelle (keine, teilweise vorhandene und vorhandene Möglichkeit zur Kraftübertragung quer zur Achse der vertikalen Rippen). Da die Ergebnisse keinen signifikanten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten aufweisen oder für die weiteren Berechnungen nicht relevant sind, wird auf eine Gegenüberstellung verzichtet.

8.3.4.2 Reibungskoeffizient

Die Wahl des Reibungskoeffizienten wurde ebenfalls in den Voruntersuchungen betrachtet. Da hier ein signifikanter Einfluss festgestellt wird, soll im Folgenden eine vergleichende Betrachtung erfolgen. Für die Reibung zwischen zwei Flächen aus Holz ist bei trockenen, gehobelten Oberflächen ein Reibungskoeffizient von $\mu = 0,3$ ein üblicher anzunehmender Wert (vgl. Möhler und Maier, 1969). Bei den Modellen D-oKV und D-mKV entstehen keine Druckkräfte zwischen den Brettern der Beplankung, weshalb auf eine Berechnung verzichtet wird.

Die Ergebnisse der Modellberechnungen sind in Tabelle 8-6 zu finden. Die Last-Verformungsdiagramme sind in Bild 8-24 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Reibung im Anfangslastbereich keinen Einfluss hat. Bei größeren

Verformungen werden, aufgrund der daraus resultierenden stärkeren Pressung zwischen den Brettschmalseiten, mit steigenden Reibungskoeffizienten höhere Lasten erreicht. Für μ gegen 1 („Grenzwert“) wird die Zunahme der Höchstlast kleiner.

Tabelle 8-6 Ergebnisse bei Variation des Reibungskoeffizienten

Reibungskoeffizient		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,9
$f_{v,0,h/500}$ in N/mm	Z	5,08	5,13	5,13	5,13	5,13	5,14
	DZ	6,11	-	6,02	-	6,21	-
$f_{v,0,h/100}$ in N/mm	Z	12,2	14,3	15,2	15,2	15,3	15,3
	DZ	15,5	-	18,4	-	19,3	-
$f_{v,0,max}$ in N/mm	Z	22,6	25,4	27,8	28,8	29,8	32,1
	DZ	30,7	-	34,6	-	38,3	-
R in N/mm	Z	1236	1429	1407	1387	1368	1328
	DZ	1352	-	1707	-	1742	-
$(GA)_{ef}$ inN/m	Z	$2,54 \cdot 10^6$	$2,56 \cdot 10^6$	$2,57 \cdot 10^6$	$2,57 \cdot 10^6$	$2,57 \cdot 10^6$	$2,57 \cdot 10^6$
	DZ	$3,05 \cdot 10^6$	-	$3,01 \cdot 10^6$	-	$3,11 \cdot 10^6$	-

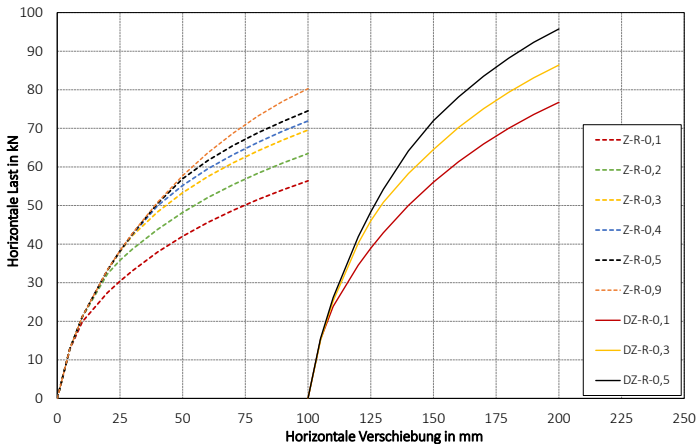


Bild 8-24 Last-Verformungsdiagramme bei Variation des Reibungskoeffizienten

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse der Reihen Z und DZ zeigt für doppel-seitig beplankte Tafeln einen geringeren Einfluss der Reibung. In Reihe Z ver-größern sich die Werte für $f_{v,0,max}$ zwischen den Reibungskoeffizienten 0,1 und 0,5 um 32 %. Für Reihe DZ ergibt sich eine Steigerung um 25 %. Hier wirkt die druckbeanspruchte Beplankung dem Zusammendrücken der Bret-ter der Zugbeplankung entgegen.

8.3.4.3 Auflast

Bei den Tafелеlementen mit unterschiedlicher, vertikaler Belastung des Rähms werden drei Konfigurationen untersucht: Keine Auflast ($p = 0$ kN), eine Auflast von $p = 10$ kN/m und eine Auflast von $p = 20$ kN/m. In Tabelle 8-7 und in Bild 8-25 bis Bild 8-27 sind die Ergebnisse dargestellt. Die in den Bildern gezeigten Verhältniswerte beziehen sich auf die Werte des Grund-modells ($p = 10$ kN/m). In Bild A-48 und Bild A-49 des Anhangs sind die Last-Verformungsdiagramme der Berechnungen zu finden.

In den Reihen Z und DZ hat die Auflast im untersuchten Bereich keinen sig-nifikanten Einfluss auf die ermittelten Traglasten. Die Beplankungen dieser Tafeln wirken mit zunehmender Verformung als quasi geschlossene Scheibe, da die Bretter an den Schmalseiten aneinander gepresst werden und die Reibkraft aktiviert wird. Eine zusätzliche Auflast verstärkt dieses Verhalten nur geringfügig. Reihe D-mKV zeigt ebenfalls nur eine geringe Traglast- und Steifigkeitserhöhung bei größerer vertikaler Belastung. In Reihe D-oKV ist vor allem bei einem Vergleich der Traglasten $f_{v,0,max}$ für $p = 0$ kN/m und $p = 10$ kN/m eine deutliche Steigerung um 40 % zu beobachten. Bei weiterer Erhöhung der Auflast ($p = 20$ kN/m) kommt es hingegen zu einer geringeren Traglaststeigerung.

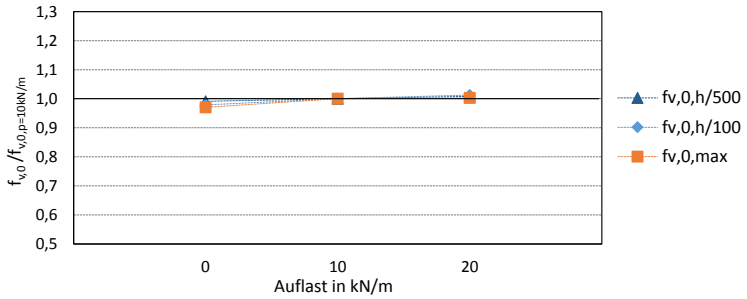


Bild 8-25 Schubflüsse der Modelle Z in Abhängigkeit der Auflast

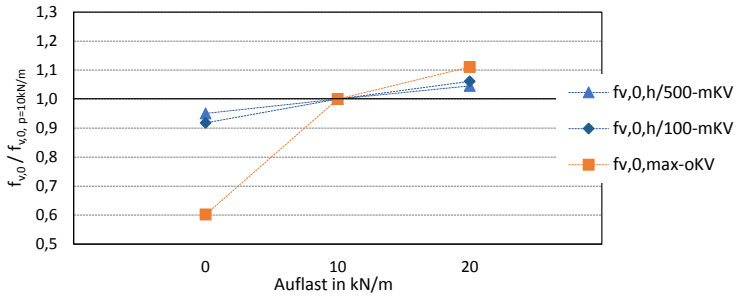


Bild 8-26 Schubflüsse der Modelle D in Abhängigkeit der Auflast

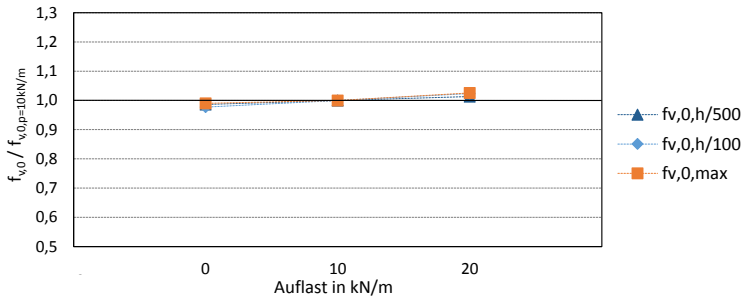


Bild 8-27 Schubflüsse der Modelle DZ in Abhängigkeit der Auflast

Tabelle 8-7 Ergebnisse der Modellberechnungen bei Variation der Auflast

p in kN/m		0	10	20
$f_{v,0,h/500}$ in N/mm	Z	5,09	5,13	5,17
	D-oKV	0,52	0,69	0,84
	D-mKV	2,22	2,33	2,44
	DZ	5,94	6,02	6,10
$f_{v,0,h/100}$ in N/mm	Z	14,9	15,2	15,4
	D-oKV	1,88	2,71	3,41
	D-mKV	7,14	7,77	8,25
	DZ	18,0	18,4	18,9
$f_{v,0,max}$ in N/mm	Z	27,0	27,8	27,9
	D-oKV	4,69	7,80	8,66
	D-mKV	16,2	18,6	18,9
	DZ	34,2	34,6	35,5
R in N/mm	Z	1387	1407	1433
	D-oKV	158	227	303
	D-mKV	605	644	705
	DZ	1657	1707	1746
$(GA)_{ef}$ in N/m	Z	$2,54 \cdot 10^6$	$2,57 \cdot 10^6$	$2,59 \cdot 10^6$
	D-oKV	$0,26 \cdot 10^6$	$0,35 \cdot 10^6$	$0,42 \cdot 10^6$
	D-mKV	$1,11 \cdot 10^6$	$1,17 \cdot 10^6$	$1,22 \cdot 10^6$
	DZ	$2,97 \cdot 10^6$	$3,01 \cdot 10^6$	$3,05 \cdot 10^6$

8.3.4.4 Brettbreite

Der mögliche Einfluss der Breite der Beplankungsbretter soll durch die Berechnung von Modellen mit Brettbreiten a von 70 mm, 130 mm und 200 mm untersucht werden. Im Grundmodell sind die Bretter an Schwelle, Rähm und an die Innenrippen rechnerisch mit zwei Nägeln angeschlossen, an die Randrippen mit vier Nägeln. Unter der Voraussetzung, dass die auf 1 m Wandhöhe bzw. Wandlänge bezogene Anzahl der Nägel gleich bleiben soll, verändert sich mit zu- oder abnehmender Brettbreite die Anzahl der Nägel am einzelnen Brett.

Tabelle 8-8 zeigt, für die untersuchten Brettbreiten, die Anschlusslänge X des Brettes an Schwelle und Rähm und die Anschlusslänge Z an den vertikalen Rippen, die zugehörige fiktive Nagelanzahl n sowie die auf ganze Werte gerundete Anzahl der Nägel bezogen auf 1 m Wandhöhe bzw. Wandlänge. Die fiktive, nicht ganzzahlige Nagelanzahl pro Brett ist rechnerisch notwendig, um ausschließlich den Parameter Brettbreite zu untersuchen, ohne dabei eine Veränderung des Nagelabstandes einzuschließen.

Tabelle 8-8 Nagelanzahl pro Brett bei Variation der Brettbreite

Brettbreite a in mm		70	130	200
Schwelle	X in mm	78,6	145	225
	bzw. n	1,1	2,0	3,1
Rähm	n/l_{fm} in 1/m	14	14	14
Randrippe	Z in mm	154	286	441
	n	2,2	4,0	6,2
	n/l_{fm} in 1/m	14	14	14
Innenrippe	Z in mm	154	286	441
	n	1,1	2,0	3,1
	n/l_{fm} in 1/m	7	7	7

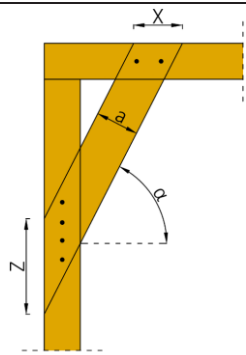


Tabelle 8-9, Bild 8-28 bis Bild 8-30 und Bild A-50 sowie Bild A-51 im Anhang ist zu entnehmen, dass die Variation der Brettbreite in keiner Reihe wesentliche Änderungen des Trag- und Verformungsverhaltens verursacht.

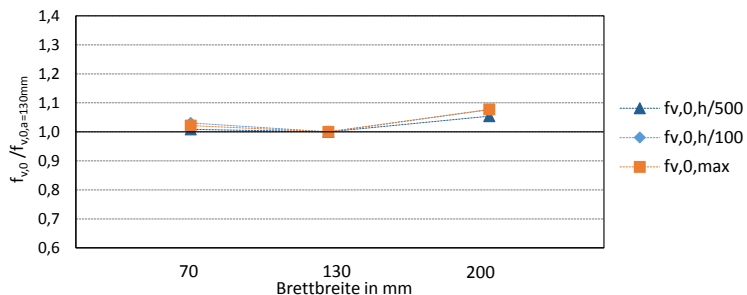


Bild 8-28 Schubflüsse der Modelle Z in Abhängigkeit der Brettbreite

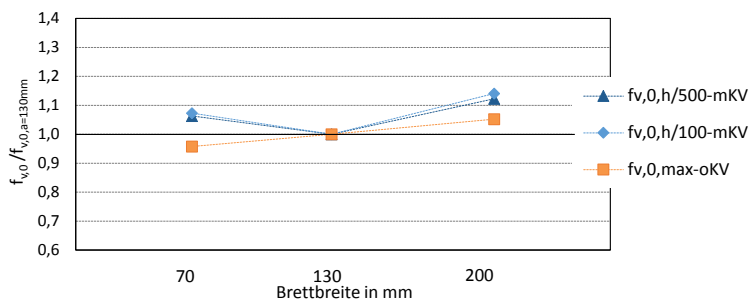


Bild 8-29 Schubflüsse der Modelle D in Abhängigkeit der Brettbreite

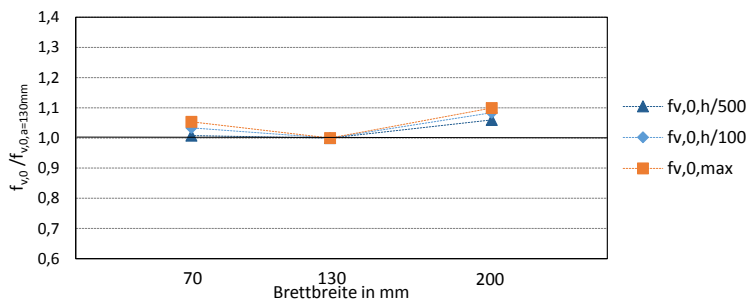


Bild 8-30 Schubflüsse der Reihe DZ in Abhängigkeit der Brettbreite

Tabelle 8-9 Ergebnisse der Modellberechnungen bei Variation der Brettbreite

a in mm		70	130	200
$f_{v,0,h/500}$ in N/mm	Z	5,18	5,13	5,41
	D-oKV	0,60	0,69	0,72
	D-mKV	2,48	2,33	2,62
	DZ	6,07	6,02	6,38
$f_{v,0,h/100}$ in N/mm	Z	15,7	15,2	16,4
	D-oKV	2,49	2,71	2,86
	D-mKV	8,34	7,77	8,87
	DZ	19,0	18,4	20,0
$f_{v,0,max}$ in N/mm	Z	28,4	27,8	30,0
	D-oKV	7,47	7,80	8,20
	D-mKV	20,3	18,6	21,1
	DZ	36,4	34,6	38,0
R in N/mm	Z	1466	1407	1520
	D-oKV	509	227	243
	D-mKV	688	644	742
	DZ	1752	1707	1839
$(GA)_{ef}$ in N/m	Z	$2,59 \cdot 10^6$	$2,57 \cdot 10^6$	$2,71 \cdot 10^6$
	D-oKV	$0,30 \cdot 10^6$	$0,35 \cdot 10^6$	$0,36 \cdot 10^6$
	D-mKV	$1,24 \cdot 10^6$	$1,17 \cdot 10^6$	$1,31 \cdot 10^6$
	DZ	$3,04 \cdot 10^6$	$3,01 \cdot 10^6$	$3,19 \cdot 10^6$

8.3.4.5 Neigungswinkels der Beplankung

Bei der Variation des Neigungswinkels der Beplankung verändert sich, ähnlich wie in Abschnitt 8.3.4.4, die Anzahl der Nägel am einzelnen Brett. Tabelle 8-10 zeigt die rechnerisch angesetzte Anzahl an Nägeln pro Brett.

Tabelle 8-11 mit den Einzelwerten, Bild A-52 und Bild A-53 im Anhang mit den Last-Verformungsdiagrammen und Bild 8-31 bis Bild 8-33, mit den Ergebnissen im Verhältnis zum Grundmodell ($\alpha = 63^\circ$), stellen die Berechnungsergebnisse dar. Tabelle 8-11 und Bild 8-31 zeigen, dass der Neigungswinkel, aufgrund der Scheibenwirkung auf Tafeln mit zugbeanspruchter Beplankung, kaum Einfluss hat. Für doppelseitig beplankte Modelle ist der

Einfluss ebenfalls gering, siehe Bild 8-33, da die Eigenschaften der Zugseite für die Eigenschaften der gesamten Wandscheibe maßgebend sind. Die berechneten Traglasten der Modelle D-oKV und D-mKV unterscheiden sich bei Variation des Neigungswinkels deutlich.

Tabelle 8-10 Nagelanzahl pro Brett bei Variation des Neigungswinkels der Beplankung

Neigungswinkel α		30°	45°	55°	63°
Schwelle bzw. Rähm	X in mm	260	184	159	146
	n	3,6	2,5	2,2	2,0
	n/l_{fm} in 1/m	14	14	14	14
Randrippe	Z in mm	150	184	227	286
	n	2,1	2,6	3,2	4,0
	n/l_{fm} in 1/m	14	14	14	14
Innenrippe	Z in mm	150	184	227	286
	n	1,0	1,3	1,6	2,0
	n/l_{fm} in 1/m	7	7	7	7

Die untersuchten Wandmodelle sind quadratisch mit einem Winkel der Diagonale der gesamten Wandscheibe von 45°. Somit wäre, unter der Voraussetzung, dass die Ecken der Rahmenkonstruktion zug- und druckfest verbunden sind, die Verlegung der Massivholzplatten unter einem Winkel von 45° aus statischer Sicht optimal. Bild 8-32 zeigt, dass dieser Winkel für Modelle D-mKV (mit Zugkraftübertragung) günstig ist. Ohne Zugkraftübertragung (D-oKV), wird das Optimum bei einem größeren Winkel erreicht. Zur Verdeutlichung sind in Bild 8-34 die Verformungsfiguren der Modelle D-oKV für die betrachteten Winkel dargestellt. Sobald der Winkel größer als 45° ist, sind Rähm und Schwelle mit durchgehenden Brettern verbunden, so dass die einwirkende horizontale Kraft über diese Bretter direkt in die Schwelle weitergeleitet werden kann.

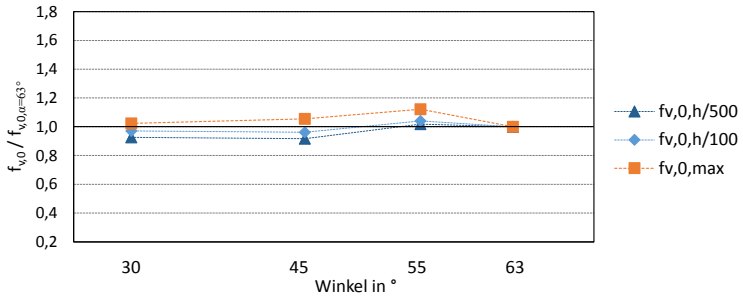


Bild 8-31 Schubflüsse der Modelle Z in Abhängigkeit des Neigungswinkels

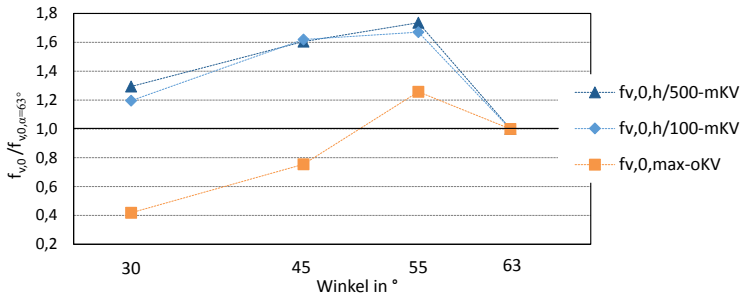


Bild 8-32 Schubflüsse der Modelle D in Abhängigkeit des Neigungswinkels

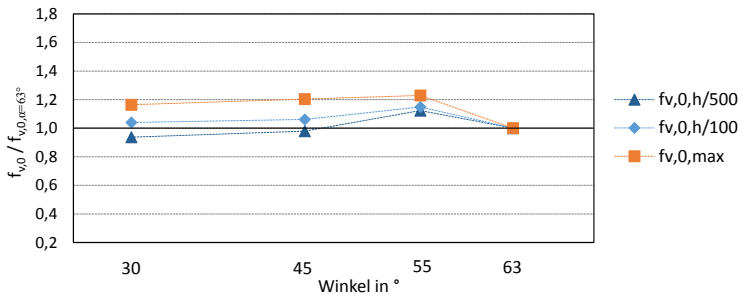


Bild 8-33 Schubflüsse der Modelle DZ in Abhängigkeit des Neigungswinkels

Tabelle 8-11 Ergebnisse der Modellberechnungen bei Variation des Neigungswinkels der Beplankung

α in °		30	45	55	63
$f_{v,0,h/500}$ in N/mm	Z	4,75	4,71	5,23	5,13
	D-oKV	0,20	0,35	0,83	0,69
	D-mKV	3,02	3,74	4,05	2,33
	DZ	5,64	5,90	6,77	6,02
$f_{v,0,h/100}$ in N/mm	Z	14,8	14,6	15,8	15,2
	D-oKV	0,96	1,68	3,36	2,71
	D-mKV	9,30	12,6	13,0	7,77
	DZ	19,2	19,6	21,2	18,4
$f_{v,0,max}$ in N/mm	Z	28,5	29,4	31,2	27,8
	D-oKV	3,26	5,88	9,80	7,80
	D-mKV	20,4	29,2	28,5	18,6
	DZ	40,2	41,6	42,5	34,6
R in N/mm	Z	1346	1309	1416	1407
	D-oKV	88,6	157	289	227
	D-mKV	800	1069	1126	644
	DZ	1661	1746	1895	1707
$(GA)_{ef}$ in N/m	Z	$2,38 \cdot 10^6$	$2,35 \cdot 10^6$	$2,61 \cdot 10^6$	$2,57 \cdot 10^6$
	D-oKV	$0,10 \cdot 10^6$	$0,17 \cdot 10^6$	$0,42 \cdot 10^6$	$0,35 \cdot 10^6$
	D-mKV	$1,50 \cdot 10^6$	$1,87 \cdot 10^6$	$2,02 \cdot 10^6$	$1,17 \cdot 10^6$
	DZ	$2,82 \cdot 10^6$	$2,95 \cdot 10^6$	$3,38 \cdot 10^6$	$3,01 \cdot 10^6$

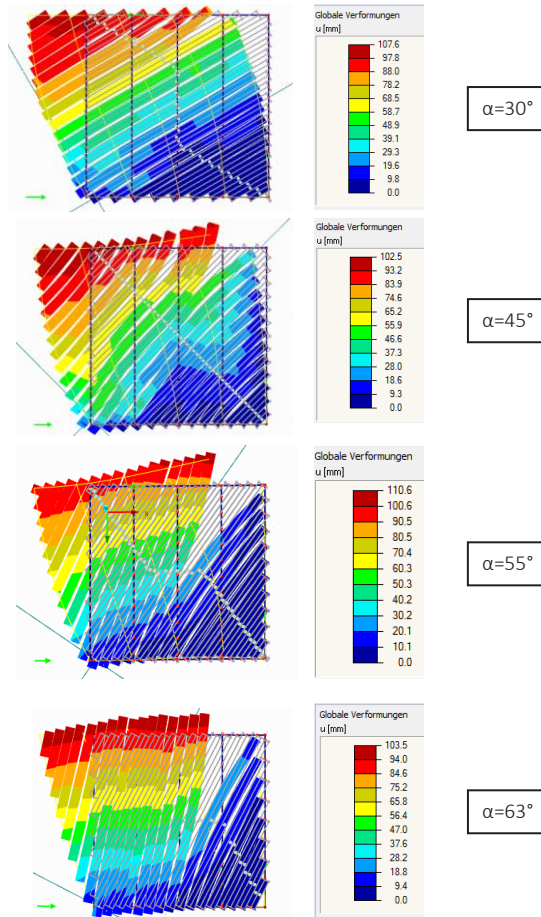


Bild 8-34 Verformungsfiguren bei $v=100\text{mm}$, 8-fache Überhöhung

Die hier getroffenen Aussagen gelten für quadratische Tafелеlemente. Anderen Verhältnisse von Wandhöhe zu Wandlänge führen im Extremfall zu einer annähernd horizontalen oder vertikalen Verlegung der Bretter der Beplankung. Dabei resultiert für Modelle D-oKV aus der Verlegung unter einem sehr kleinen Winkel eine starke Relativverschiebung der Bretter und im Fall eines sehr großen Verlegewinkels zu einem Spalt zwischen den Brettern über die

gesamte Tafelhöhe. Die Annahme wird durch eine Untersuchung an Modellen von 1,25 m langen und 2,5 m hohen Wänden mit Neigungswinkeln von 58°, 63° und 70° bestätigt. Ein Neigungswinkel der Beplankung von 70° ist größer als der Winkel der Diagonalen der gesamten Wandscheibe von 63° und sollte somit nach den oben getroffenen Aussagen sehr günstig sein. Bild 8-35 zeigt jedoch, dass für diesen Winkel jedoch die geringsten Traglasten erreicht werden.

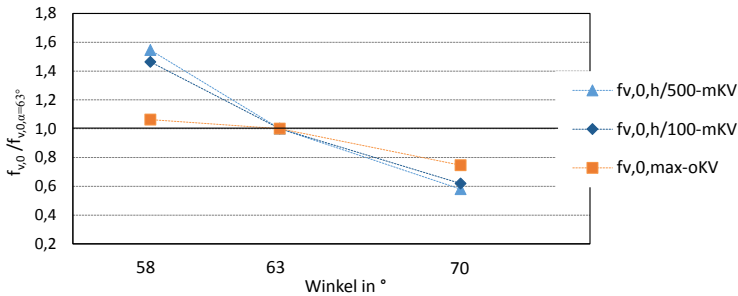


Bild 8-35 Schubflüsse der Modelle D-oKV und D-mKV für 1,25 m lange Wände in Abhängigkeit des Neigungswinkels

8.3.4.6 Wandlänge

Die berechneten Traglasten in Abhängigkeit der Wandlänge sind im Verhältnis zum Grundmodell ($b = 2,5 \text{ m}$) in Bild 8-36 bis Bild 8-38 dargestellt. Tabelle 8-12 bietet einen Überblick der Modellergebnisse. Bild A-54 und Bild A-55 des Anhangs zeigen die zugehörigen Last-Verformungsdiagramme.

Zunächst ist festzuhalten, dass sich der Winkel der Wandscheibendiagonale bei Variation der Wandlänge ändert. Die Untersuchung unterschiedlicher Wandlängen beinhaltet somit auch, insbesondere bei den Modellen D (s. Abschnitt 8.3.4.5), einen Einfluss des Neigungswinkels der Beplankung. Bei Zugmodellen kann dies jedoch vernachlässigt werden. Bild 8-36 zeigt für Z Modelle, dass sich die Werte $f_{v,0,h/500}$ und $f_{v,0,h/100}$ für längere Wände (3,75 m und 5 m) vergrößern, aber der Lastzuwachs sich dabei verringert. Bei D Modellen steigen die Werte $f_{v,0,h/500}$ und $f_{v,0,h/100}$ linear an. Der starke Abfall der Traglast

für die Wandlänge von 1,25 m in Reihe D-oKV kann mit der fehlenden direkten Verbindung von Schwelle und Rähm mit durchgehenden Brettern erklärt werden (vgl. Abschnitt 8.3.4.5). Ursache hierfür ist, dass in diesem Fall der Winkel der Diagonale etwas größer als der Neigungswinkel der Beplankungsbretter ist, sodass Schwelle und Rähm nicht durch Bretter miteinander verbunden sind.

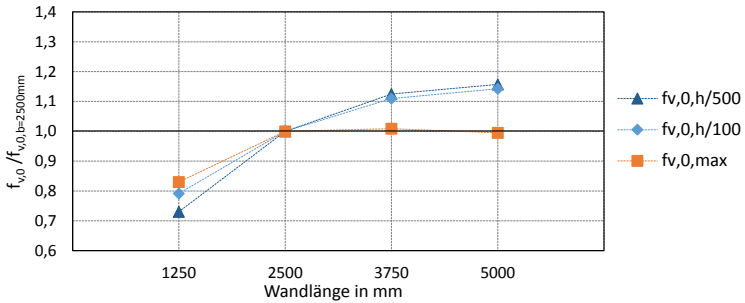


Bild 8-36 Schubflüsse der Modelle Z in Abhängigkeit der Wandlänge

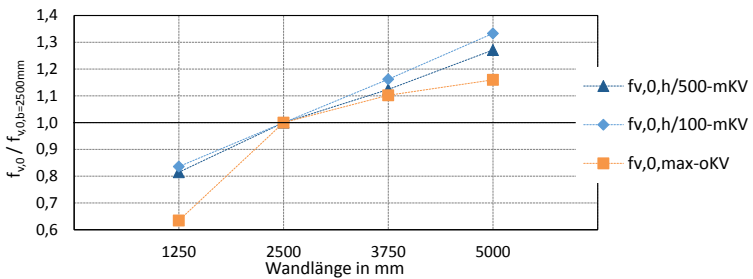


Bild 8-37 Schubflüsse der Modelle D in Abhängigkeit der Wandlänge

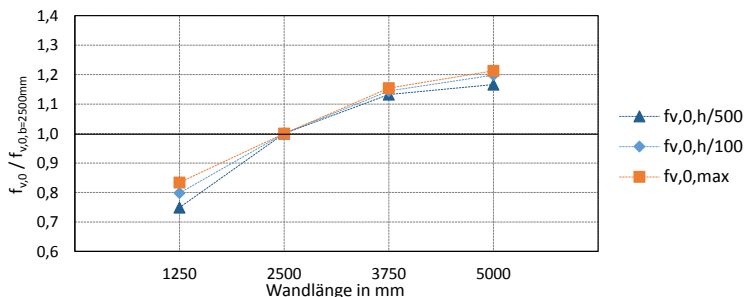


Bild 8-38 Schubflüsse der Modelle DZ in Abhängigkeit der Wandlänge

Tabelle 8-12 Ergebnisse der Modellberechnungen bei Variation der Wandlänge

b in mm		1250	2500	3750	5000
$f_{v,0,h/500}$ in N/mm	Z	3,75	5,13	5,78	5,94
	D-oKV	0,33	0,69	0,77	0,87
	D-mKV	1,90	2,33	2,62	2,96
	DZ	4,51	6,02	6,82	7,02
$f_{v,0,h/100}$ in N/mm	Z	12,0	15,2	16,9	17,4
	D-oKV	1,48	2,71	3,01	3,23
	D-mKV	6,50	7,77	9,03	10,4
	DZ	14,7	18,4	21,1	22,1
$f_{v,0,max}$ in N/mm	Z	23,1	27,8	28,1	27,7
	D-oKV	4,95	7,80	8,59	9,04
	D-mKV	15,9	18,6	21,2	22,8
	DZ	28,8	34,6	39,9	41,9
R in N/mm	Z	563	1407	2495	3579
	D-oKV	66,9	227	375	533
	D-mKV	268	644	1150	1832
	DZ	674	1707	2908	4064
$(GA)_{ef}$ in N/m	Z	$1,87 \cdot 10^6$	$2,57 \cdot 10^6$	$2,89 \cdot 10^6$	$2,97 \cdot 10^6$
	D-oKV	$0,16 \cdot 10^6$	$0,35 \cdot 10^6$	$0,39 \cdot 10^6$	$0,43 \cdot 10^6$
	D-mKV	$0,95 \cdot 10^6$	$1,17 \cdot 10^6$	$1,31 \cdot 10^6$	$1,48 \cdot 10^6$
	DZ	$2,26 \cdot 10^6$	$3,01 \cdot 10^6$	$3,41 \cdot 10^6$	$3,51 \cdot 10^6$

8.3.4.7 Wandhöhe

Wie schon beim Parameter Wandlänge, verändert die Variation der Wandhöhe den Winkel der Wandscheibendiagonale. Tabelle 8-13 gibt einen Überblick der Einzelberechnungen, die Verhältniswerte zum Grundmodell ($h = 2,5 \text{ m}$) sind in Bild 8-39 bis Bild 8-41 dargestellt. Last-Verschiebungsdiagramme zeigen Bild A-56 und Bild A-57 im Anhang. Abhängig von der Wandhöhe sind die Schubflusswerte $f_{v,0,h/500}$ und $f_{v,0,h/100}$ unterschiedlichen Verschiebungen zugeordnet. Der Wert $f_{v,0,max}$ bezieht sich hingegen stets auf die Maximalverschiebung von 100 mm.

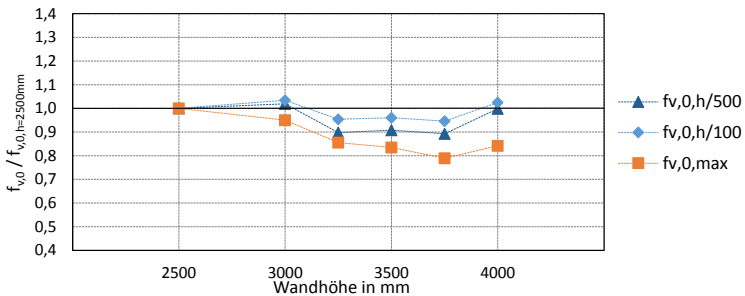


Bild 8-39 Schubflüsse der Modelle Z in Abhängigkeit der Wandhöhe

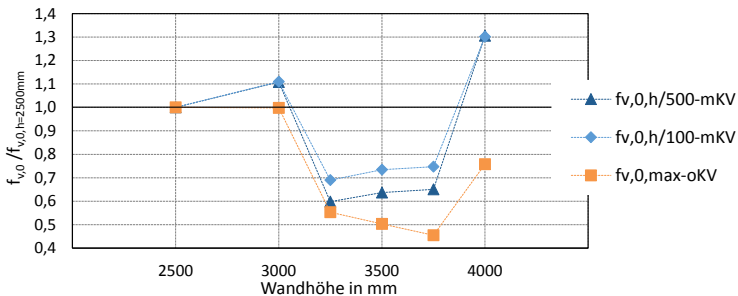


Bild 8-40 Schubflüsse der Modelle D in Abhängigkeit der Wandhöhe

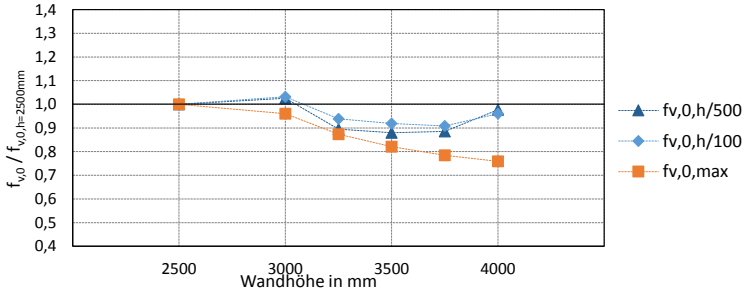


Bild 8-41 Schubflüsse der Modelle DZ in Abhängigkeit der Wandhöhe

Tabelle 8-13 Ergebnisse der Modellberechnungen bei Variation der Wandhöhe

h in mm		2500	3000	3250	3500	3750	4000
$f_{v,0,h/500}$ in N/mm	Z	5,13	5,23	4,61	4,66	4,58	5,13
	D-oKV	0,69	0,75	0,32	0,32	0,31	0,67
	D-mKV	2,33	2,58	1,39	1,48	1,52	3,04
	DZ	6,02	6,17	5,39	5,30	5,33	5,88
$f_{v,0,h/100}$ in N/mm	Z	15,2	15,7	14,5	14,6	14,4	15,6
	D-oKV	2,71	3,05	1,56	1,52	1,46	2,80
	D-mKV	7,77	8,63	5,37	5,71	5,80	10,12
	DZ	18,4	19,0	17,3	16,9	16,7	17,7
$f_{v,0,max}$ in N/mm	Z	27,8	26,4	23,8	23,2	22,0	23,4
	D-oKV	7,80	7,78	4,31	3,92	3,55	5,91
	D-mKV	18,6	18,4	12,4	12,4	12,0	17,6
	DZ	34,6	33,2	30,2	28,4	27,1	26,26
R in N/mm	Z	1407	1285	1145	1082	1046	1064
	D-oKV	227	227	115	104	93,8	165
	D-mKV	644	627	370	373	360	617
	DZ	1707	1839	1386	1295	1242	1275
$(GA)_{ef}$ in N/m	Z	$2,57 \cdot 10^6$	$2,62 \cdot 10^6$	$2,30 \cdot 10^6$	$2,33 \cdot 10^6$	$2,29 \cdot 10^6$	$2,56 \cdot 10^6$
	D-oKV	$0,35 \cdot 10^6$	$0,37 \cdot 10^6$	$0,16 \cdot 10^6$	$0,16 \cdot 10^6$	$0,15 \cdot 10^6$	$0,34 \cdot 10^6$
	D-mKV	$1,17 \cdot 10^6$	$1,29 \cdot 10^6$	$0,70 \cdot 10^6$	$0,74 \cdot 10^6$	$0,76 \cdot 10^6$	$1,52 \cdot 10^6$
	DZ	$3,01 \cdot 10^6$	$3,09 \cdot 10^6$	$2,70 \cdot 10^6$	$2,64 \cdot 10^6$	$2,67 \cdot 10^6$	$2,94 \cdot 10^6$

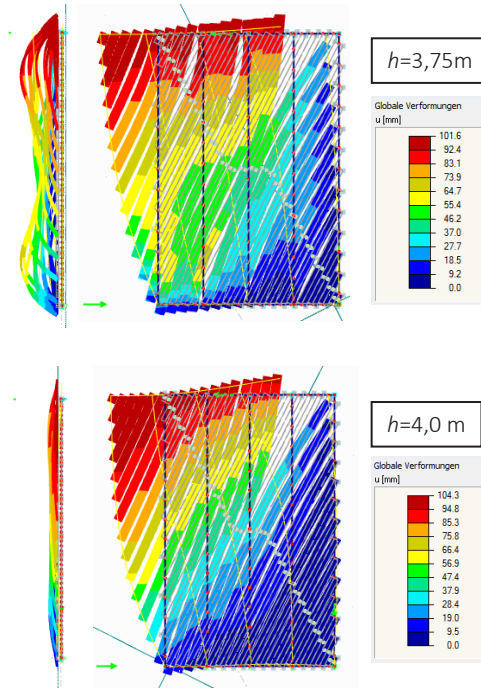


Bild 8-42 Verformungsfiguren bei $v=100$ mm der Modelle $h=3,75$ m (oben) und $h=4,0$ m (unten), Ansichten jeweils in x -Richtung (links) und y -Richtung (rechts), 8-fache Überhöhung

Bild 8-39 zeigt, dass für Wände mit Zugdiagonalen die Traglastwerte bei $1/500$ bzw. $1/100$ der Tafelhöhe relativ konstant bleiben, während der Wert bei 100 mm Verschiebung mit zunehmender Wandhöhe abnimmt. Dieser Sachverhalt resultiert aus dem größeren Abstand zwischen Lasteinleitung und Schwelle. Analog gilt dies für die Modelle mit beidseitiger Beplankung. Bei Tafeln mit Druckdiagonalen können aus Berechnungsergebnissen keine eindeutigen Aussagen abgeleitet werden. Die Modelle mit $3,25$ m, $3,5$ m und $3,75$ m Tafelhöhe erreichen die niedrigsten Traglasten. Hier werden Bretter der Beplankung quer zur Tafelebene stark verformt, siehe Bild 8-42 oben links. Eine derart große Verformung ist in der Realität unwahrscheinlich. In Wirklichkeit weisen die einzelnen Anschlusspunkte zwischen den Brettern

der Beplankung und der Rahmenkonstruktion Kontaktflächen auf, was zu einer gewissen Einspannwirkung führt. Im Modell sind an diesen Stellen nur die punktuell angeschlossenen nachgiebigen Balkenelemente („Nägel“) angeordnet. Weiterhin handelt es sich im Modell auch um eine unabhängige Verformung einzelner Bretter quer zur Tafelebene. Tatsächlich wird dies jedoch durch die Schwalbenschwanzverbindung behindert. Hierüber könnten weitere Untersuchungen mit einer Modellierung der Kontaktflächen zwischen Rahmenkonstruktion und Beplankung Aufschluss geben.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Ziel dieser Arbeit war die Entwicklung und Berechnung tragender, klebstofffreier Massivholzplatten, welche als Beplankung in aussteifenden Holztafeln eingesetzt werden können. Dabei sollten neben den ökologischen Gesichtspunkten, wie dem Verzicht auf Klebstoffe, auch wirtschaftliche und konstruktive Kriterien erfüllt werden. Ausgehend von der Vorstellung bereits bekannter Beplankungen wurde zunächst die nichttragende Massivholzplatte untersucht. Hierzu wurde das Schwind- und Quellverhalten von einzelnen Brettern der Massivholzplatte mit schwalbenschwanzförmigen Nut-Federverbindungen an der Schmalseite der Bretter analysiert. Dabei konnte der Einfluss des unterschiedlichen Holzfeuchtegehalts der benachbarten Bretter beim Zusammenbau und die sich daraus ergebende Verspannung der Nut-Federverbindung bestimmt werden. Aufgrund einer hohen Streuung der Ergebnisse war keine signifikante Laststeigerung infolge eines Verspannungseffekts feststellbar. Somit wurde auf weitere Untersuchungen der nichttragenden Massivholzplatte verzichtet.

Durch kleinformartige Versuche konnten unter vergleichsweise geringem Material- und Arbeitsaufwand zahlreiche Konfigurationen schubtragfähiger Verbindungen im Labor des KIT - Holzbau und Baukonstruktionen hergestellt und wissenschaftlich untersucht werden. Die Verbindungsmittel aus Buche unterschieden sich in der Form (punkt- oder stiftförmig) und in deren Anordnung (z. B. Kraft-Faserwinkel) in der Scherfuge zwischen den zwei miteinander verbundenen Brettern innerhalb der Massivholzplatte. Bei der Betrachtung eines Verbindungsmitteltyps wurden Abmessungen (Durchmesser oder Querschnitt des Verbindungsmittels) und Klimatisierungen der Prüfkörper variiert und die Versuchsergebnisse einander gegenübergestellt. Mit Hilfe dieser Erkenntnisse wurde für die punktförmigen und für die stiftförmigen Verbindungen je ein Verbindungsmittel für weiterführende Untersuchungen ausgewählt – Buchedübel und Bucheleisten. Bei der Auswahl

spielte neben den Versuchsergebnissen auch der Aufwand zur Herstellung der Verbindungen eine wesentliche Rolle.

Im nächsten Schritt wurden, neben der näheren Betrachtung der ausgesuchten Verbindungen innerhalb einer Massivholzplatte, Lösungen entwickelt, um zwei Platten am Plattenrand schubtragfähig miteinander zu verbinden. Bei der ersten Lösung wurden für die gesamte Beplankung Bucheleistenverbindungen verwendet. Für die zweite Lösung wurde die Übertragung der Schubkraft innerhalb einer Massivholzplatte mit Buchedübeln und am Plattenrand bzw. zwischen zwei benachbarten Massivholzplatten mit Wellennägeln sichergestellt. Die Verbindungen wurden mit Ausnahme der Wellennagelverbindungen vom Industriepartner hergestellt. Mit Hilfe der Ergebnisse dieser Versuche war es möglich, eine erste Abschätzung bzgl. des Trag- und Verformungsverhaltens eines ganzen Tafелеlements zu treffen. Hierzu erschien eine kraftbezogene Ermittlung des Verschiebungsmoduls zielführend, weil in der gesamten Beplankung mit unterschiedlichen Verbindungsmitteln über jede Scherfuge eine gleichgroße Kraft weitergeleitet werden muss. Für die industriell hergestellten Verbindungen wurden im Vergleich zu den im Labor hergestellten Verbindungen deutlich kleinere Werte der aufnehmbaren Lasten und der Verschiebungsmoduln erreicht, was sich aus der unterschiedlichen Herstellung der Verbindungen ergibt. So wurden im Labor die Buchedübel in Bohrlöcher der Massivholzplatte mit einem kleineren Durchmesser platziert als bei der industriellen Fertigung. Bei den Bucheleistenverbindungen aus dem Labor wurden die Leisten darrtrocken eingebaut, während die Leisten aus industrieller Produktion vor dem Einbau nicht getrocknet wurden. Weiterhin hatte bei industrieller Herstellung solcher Verbindungen die Passgenauigkeit einen großen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der schubtragfähigen Massivholzplatte.

Die anschließenden experimentellen Untersuchungen an den Wand- und Deckenelementen bestätigten die Ergebnisse aus den Versuchen an Einzelelementen. Die zwei entwickelten Lösungen für Beplankungen mit zusätzlichen Schubverbindungen – Bucheleisten oder Buchedübel und Wellennägel – zeigten dabei ein ähnliches Verhalten hinsichtlich der erreichten Höchstlast und der Steifigkeit. Somit sind sie gleichermaßen geeignet, um

die entwickelte Massivholzplatte schubtragfähig zu verbinden. Durch kleinere Verbindungsmittelabstände und/oder größere Abmessungen der Verbindungsmittel (Durchmesser bzw. Querschnitt) innerhalb der Beplankung sind weitere Tragfähigkeits- und Steifigkeitssteigerungen denkbar. Der Vergleich der Wandscheiben mit diagonal verlegten Massivholzplatten mit OSB beplankten Tafелеlementen zeigte sowohl für einseitig beplankte Holztafeln als auch für beidseitig beplankte Holztafeln, dass mit einer OSB-Beplankung höhere Gebrauchslasten und Steifigkeiten erreicht werden können. Ähnliche Aussagen lieferte die Gegenüberstellung der Wandscheiben, bei denen die Massivholzplatten diagonal angeordnet sind, mit massiven Wandelementen aus nachgiebig miteinander verbundenen Brettlagen. Die Traglastberechnung von Wandelementen mit diagonaler Brettschalung nach DIN EN 1995-1-1/NA (2013) ergab eine gute Übereinstimmung zu den Versuchsergebnissen von einseitig beplankten Wandtafeln mit Druckdiagonalen. Beim Traglastvergleich von Berechnung und Versuch für beidseitig beplankte Wandscheiben wurde aufgrund einer konservativen Annahme der Norm eine deutlich niedrigere Tragfähigkeit berechnet. Die aus den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse ermöglichten eine Ergänzung des normativen Berechnungsverfahrens durch ein, im Rahmen einer bauaufsichtlichen Zulassung definiertes, wirtschaftlicheres und zugleich sicheres Bemessungskonzept.

Für die im Rahmen der Arbeit untersuchten Holztafeln wurden verschiedene computergestützte Berechnungsmodelle entwickelt. Die unterschiedlichen Nachgiebigkeiten der Verbindungen, die an den kleinformatischen Versuchen beobachtet und quantifiziert wurden, konnten mit Hilfe nichtlinearer Gelenk- oder Materialbedingungen bei der Modellierung berücksichtigt werden. Die größtenteils erfolgreiche Verifikation der Modelle mit den Versuchsergebnissen ermöglicht zuverlässige Aussagen über das Trag- und Verformungsverhalten zu treffen. Zudem erlaubt sie es, die Modelle um weitere, nicht experimentell untersuchte Tafelkonfigurationen zu erweitern. Für die in den anwendungsrelevanten Bereichen notwendige Gültigkeit der Modelle wurden, durch Variation geometrischer und modellspezifischer Parameter, Studien durchgeführt und bewertet. An den Modellen mit Diago-

nalschalung wurden die möglichen Einflüsse aus Auflast, Brettbreite, Neigungswinkel der Beplankung, Wandhöhe und Wandlänge untersucht. Dabei zeigten Modelle mit zugbeanspruchten Massivholzplatten und mit beidseitiger Beplankung, analog zu den Versuchsbeobachtungen, ein vorwiegend scheibenartiges Trag- und Verformungsverhalten. Deshalb sind bei den Variationen von Auflast, Brettbreite und Neigungswinkel der Beplankung keine signifikanten Einflüsse festzustellen. Mit zunehmender Wandhöhe sinkt die aufnehmbare Höchstlast, bei zunehmender Wandlänge nimmt die Kraft pro Meter Wandlänge asymptotisch zu. Bei Druckmodellen wirkt sich eine Auflast auf die berechneten Steifigkeiten und Tragfähigkeiten positiv aus, da die Beplankung zunächst überdrückt wird und sich somit die Spaltbildung in der Beplankung und das Abheben des Rähms reduzieren. Der Neigungswinkel der Beplankung hat für diese Modelle einen signifikanten Einfluss. Hier muss zur Ermittlung des optimalen Neigungswinkels der Beplankung zwischen den Modellierungen mit und ohne Zugkraftübertragung in der Kontaktfläche der Beplankungsbretter unterschieden werden.

Unter Berücksichtigung der ermittelten Tragfähigkeiten und Steifigkeiten stellen die, im Rahmen dieser Arbeit entwickelten, Beplankungslösungen eine umweltfreundliche und konkurrenzfähige Alternative zu konventionellen Holztafelbauweisen dar. Zudem bieten die vorgestellten Tafелеlemente für klebstofffreie Bauweisen den Vorteil einer Kosten- und Materialreduktion, welche im Vergleich zu klebstofffreien massiven Wand- und Deckenelementen ressourcenschonender sind.

Literatur

- Ausschuss zur gesundheitlichen Bewertung von Bauprodukten (AgBB) (2015) Vorgehensweise bei der gesundheitlichen Bewertung der Emissionen von flüchtigen organischen Verbindungen (VVOC, VOC und SVOC) aus Bauprodukten. Umweltbundesamt, Berlin
- Barth C, Rustler W (2013) Finite Elemente in der Baustatik-Praxis. Beuth Verlag, Berlin
- Blaß HJ, Ehlbeck J, Kreuzinger H, Steck G (2005) Erläuterungen zu DIN 1052: 2004-08, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken. Bruderverlag, München
- Blaß HJ, Ernst H, Werner H (1999) Verbindungen mit Holzstiften – Untersuchungen über die Tragfähigkeit. Sonderdruck 10/99 aus Bauen mit Holz, Bruderverlag, Karlsruhe
- Blaß HJ, Laskewitz B (2003) Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschichten, Bauen mit Holz, H.1 S. 26-35, H.2 S. 30-34
- Blaß HJ, Sandhaas C (2013) Vorlesungsunterlagen Ingenieurholzbau, KIT - Holzbau und Baukonstruktionen
- Blaß HJ, Schädle P (2009) Aussteifende Wandscheiben in Einzelement-Bauweise. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 13, Universitätsverlag Karlsruhe (TH)
- Dettmann OJP (2003) Entwicklung von Modellen zur Abschätzung der Steifigkeit und Tragfähigkeit von Holztafeln, Dissertation, TU Braunschweig
- DIBt (2010) Grundsätze zur gesundheitlichen Bewertung von Bauprodukten in Innenräumen
- Dlubal Software GmbH (2015) RFEM 5 Programm-Beschreibung

- Ehlbeck J, Hättich R (1989) Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von ein- und zweischnittig beanspruchten Holznägeln. In Jahrbuch 1988 Sonderforschungsbereich 315, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, 281-298, Ernst & Sohn, Berlin
- Folz B, Filiatrault A (2001) Cyclic analysis of wood shear walls. Journal of Structural Engineering Vol. 127, No. 4, April 2001, pp. 433-441
- Gebhardt G (2012) Holzfaserdämmplatten als aussteifende Bepunktung von Holztafeln. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 23, KIT Scientific Publishing, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
- Görlacher R (1999) Historische Holztragwerke – Untersuchen, Berechnen und Instandsetzen. Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe (TH)
- Görlacher R (2012) Berechnung von massiven Decken und Wandelementen aus nachgiebig miteinander verbundenen Brettern. Karlsruher Tage 2012, KIT Scientific Publishing, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
- Johansen KW (1949) Theory of Timber Connections. International association for Bridges and Structural Engineering, Vol.9, 249-262
- Judd JP, Fonseca FS (2005) Analytical Model for Sheathing-to-Framing Connections in Wood Shear Walls and Diaphragms. Journal of Structural Engineering Vol. 131, No. 2, February 1, 2005, pp. 345-352
- Kessel M (1997) Wandtafeln mit einseitiger diagonaler Bretterschalung. Informationsdienst Holzbau Technik, Heft 7/8 1997
- Keylwerth R (1962) Untersuchungen über freie und behinderte Quellung von Holz. Erste Mitteilung: Freie Quellung. Holz als Roh- und Werkstoff, Band 20, 252-259, Springer Verlag, Berlin
- Kramer M (2013) Untersuchungen von aussteifenden leimfreien Wand- und Deckenelementen in Holztafelbauweise. Diplomarbeit, Betreuer: D. Töws, KIT - Holzbau und Baukonstruktionen, Karlsruhe, unveröffentlicht

- Le Levé C, Maderebner R, Flach M (2014) Compression strength and stiffness perpendicular to the grain – influences of the material properties, the loading situation and the gauge length. CIB-W18 Paper 47-6-1
- Möhler, K.; Maier, G. (1969): Der Reibbeiwert bei Fichtenholz im Hinblick auf die Wirksamkeit reibschlüssiger Holzverbindungen. Holz als Roh- und Werkstoff 27. Jg. Heft 8, S. 303–307
- Muszala W (1987) Wandscheiben aus Holz und Holzwerkstoffen. Dissertation, Technische Universität Berlin, zit. nach Vogt (2015)
- Obermeyer H (2015) Untersuchungen von aussteifenden Wandelementen in Holztafelbauweise mit leimfreien diagonal verlegten Massivholzplatten. Masterarbeit, Betreuer: D. Töws, KIT - Holzbau und Baukonstruktionen, Karlsruhe, unveröffentlicht
- Raschper N (1990) Zur Berechnung von Wandscheiben in Holztafelbauart. Dissertation, TU Braunschweig, zit. nach Vogt (2015)
- Schädle P (2012) Innovative Wandbausysteme aus Holz unter Erdbebeneinwirkungen. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 19, KIT Scientific Publishing, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
- Sghair D (2012) Experimentelle und numerische Untersuchungen von Holzdübelverbindungen in leimfreien Massivholzplatten. Diplomarbeit, Betreuer: D. Töws, KIT - Holzbau und Baukonstruktionen, Karlsruhe, unveröffentlicht
- Smith I, Whale LRJ (1986) Mechanical timber joints. TRADA, Research Report 18/86, Hughenden Valley, England
- Stoy W (1939) Ingenieurholzbau. Springer Verlag, Berlin
- Vogt T (2015) Entwicklung eines Berechnungsmodells zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holzrahmenwänden unter Berücksichtigung lokaler Effekte. Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau, Heft 6, Kassel University Press, Universität Kassel
- Vogt T, Seim W (2014) Advanced modelling of timber-framed wall elements for application in engineering practice. CIB-W18 Paper 47-15-1

Wilke O, Wiegner K, Jann O, Brödner D, Scheffer H (2012) Emissionsverhalten von Holz und Holzwerkstoffen. Umweltbundesamt, Berlin

Zitierte Normen

DIN 1052:1988-04 Holzbauwerken – Berechnung und Ausführung

DIN 52184:1979-05 Prüfung von Holz – Bestimmung der Quellung und Schwindung

DIN EN 338:2010-02 Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen

DIN EN 408:2012-12 Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften

DIN EN 409:2009-08 Holzbauwerke – Prüfverfahren – Bestimmung des Fließmoments von stiftförmigen Verbindungsmitteln

DIN EN 594:1996-07 Holzbauwerke – Prüfverfahren – Wandscheiben-Tragfähigkeit und -Steifigkeit von Wänden in Holztafelbauart

DIN EN 594:2011-09 Holzbauwerke – Prüfverfahren – Wandscheiben-Tragfähigkeit und -Steifigkeit von Wänden in Holztafelbauart

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 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 EN 13183-1:2002-07 Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz – Teil 1: Bestimmung durch Darrverfahren

DIN EN 26891:1991-07 Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln

Zitierte Zulassungen

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-608 vom 18. Mai 2015 Haubold-Jumbo-Wellennägel WN 9,5 / 35, WN 12,5 / 35, WN 15 / 35

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-858 vom 21. Dezember 2015 Diagonal verlegte GFM-Platten als Beplankung für die Holztafelbauart

Europäisch Technische Zulassung ETA-09-0244 vom 14. Oktober 2010 TWOODS Vollholzelemente

Europäisch Technische Zulassung ETA-10-0010 vom 21. Mai 2010 GH Angle brackets and hold-downs

Europäisch Technische Zulassung ETA-11-0338 vom 17. Oktober 2011 NUR-HOLZ Vollholzelemente

Europäisch Technische Zulassung ETA-13-0785 vom 21. Juni 2013 Thoma Holz 100 – Plattenförmiges Vollholzbauteil

Bezeichnungen

a	Brettbreite der Beplankung
A_{eff}	effektive Aufstandsfläche
b	Leistenbreite bzw. Tafellänge
B	Brettbreite bzw. Tafellänge
d, d^*	Verbindungsmitteldurchmesser bzw. Ersatzdurchmesser des Verbindungsmittels
E, E_{i+1}	Elastizitätsmodul
F, F_i, F_{i+1}	Kraft
F_2	20% der Höchstlast
F_4	40 % der Höchstlast
f_{ax}	Ausziehparameter (Mittelwert)
F_{ax}	Mittlere Ausziehtragfähigkeit
$F_{\text{f,Rk}}$	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels auf Abscheren
$f_{\text{h},1,\text{k}}, f_{\text{h},2,\text{k}}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit von Holz 1 bzw. Holz 2
$f_{\text{h},1}, f_{\text{h},2}$	Mittlere Lochleibungsfestigkeit von Holz 1 bzw. Holz 2
f_{head}	Kopfdurchziehparameter (Mittelwert)
F_{head}	Mittlere Kopfdurchziehtragfähigkeit
F_{max}	Höchstlast
$F_{\text{max,est}}$	geschätzte Höchstlast
F_{Rk}	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit einer Holz nagelverbindung
f_u	Zugfestigkeit des Nagels
F_v	Horizontallast bzw. Tragfähigkeit nach Johansen unter Verwendung von Mittelwerten
$F(v)$	Kraft in Abhängigkeit der Verschiebung v
$f_{v,0,\text{h}/100}$	Schubfluss bzw. auf Wandlänge bezogene Traglast für Wandkopfverschiebungen von 1/100 der Tafelhöhe
$f_{v,0,\text{h}/500}$	Schubfluss bzw. auf Wandlänge bezogene Traglast für Wandkopfverschiebungen von 1/500 der Tafelhöhe

$f_{v,0,max}$	Schubfluss bzw. auf Wandlänge bezogene Traglast für Wandkopfverschiebung von 100 mm
$F_{V=0,25mm}$	Kraft bei 0,25 mm Verschiebung
$F_{V=1mm}$	Kraft bei 1 mm Verschiebung
$F_{V=5mm}$	Kraft bei 5 mm Verschiebung
$F_{V=25mm}$	Kraft bei 25 mm Verschiebung
$F_{V,beidseitig}$	Tragfähigkeit beidseitig beplankte Wandtafel
$F_{V,c,GFM,Rk}$	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit einer einseitig beplankten Holztafel mit Druckdiagonalen
$F_{V,ECS}$	Tragfähigkeit einer Rillennagelverbindung auf Abscheren nach DIN EN 1995-1-1 (2010)
$F_{V,einseitig}$	Tragfähigkeit einseitig beplankte Wandtafel
$F_{V,GFM,Rk}$	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit einer beidseitig beplankten Holztafel
$F_{V,t,GFM,Rk}$	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit einer einseitig beplankten Holztafel mit Zugdiagonalen
$(GA)_{ef}$	wirksame Schubsteifigkeit
h	Leistenhöhe bzw. Tafelhöhe
H	Bretthöhe bzw. Tafelhöhe
I	Flächenträgheitsmoment
KFW	Kraft-Faserwinkel
Kl	Klammer
$k_{i,06}$	kraftbezogener Verschiebungsmodul
k_s	Verschiebungsmodul
$K_{ser,ECS}$	Verschiebungsmodul nach DIN EN 1995-1-1 (2010)
ℓ	Verbindungsmittellänge bzw. Einbindetiefe bzw. Wandlänge
ℓ_{ef}	Effektive Einbindetiefe
ℓ_{VM}	Verbindungsmittellänge
$\ell_{V,ME}$	Länge Balkenelement
L	Verbindungsmittellänge
$l_{V,ME}$	Verbindungsmittellänge
M_i	Moment
$M_{pl}, M_{pl}^*, M_{pl,1}$	Plastisches Moment
$M(v)$	Moment in Abhängigkeit der Verschiebung v
M_y	Mittelwert des Fließmoments eines Verbindungsmittels

MAX	größter Wert (Maximum)
MIN	kleinster Wert (Minimum)
MW	Mittelwert
n	Anzahl der Verbindungsmittel
n_h	Anzahl der Verbindungsmittel in der Schwelle
n_v	Anzahl der Verbindungsmittel in der vertikalen Randrippe
N	Anzahl der Versuche
NKL 1, NKL 2	Nutzungsklasse 1 bzw. Nutzungsklasse 2
p	Vertikale Last auf Tafel
P_y	Fließpunkt
$P_{y,res}^{FE}$	Fließkraft im Modell
$q_B, q_H, q_{rad/tang}$	differenzielles Quell- oder Schwindmaß in Richtung der Brettbreite, der Bretthöhe, in radialer Richtung bzw. in tangentialer Richtung
r	Radius des Balkenquerschnitts
R	Wandscheiben-Steifigkeit
s	Standardabweichung
t	Dicke der Beplankung
t_1, t_2, t_{req}	Holzdicke, Mindestholzdicke bzw. erforderliche Mindestholzdicke
u, u_{Be}, u_{Ra}	Holzfeuchte, Holzfeuchte der Beplankung bzw. Holzfeuchte der Rahmenkonstruktion
$u_{Anfang,Federbrett}$	Holzfeuchte des Federbretts vor dem Zusammenbau der Bretter
$u_{Anfang,Nutbrett}$	Holzfeuchte des Nutbretts vor dem Zusammenbau der Bretter
$u_{Ende,Federbrett}$	Holzfeuchte des Federbretts nach dem Zusammenbau der Bretter
$u_{Ende,Nutbrett}$	Holzfeuchte des Nutbretts nach dem Zusammenbau der Bretter
u_{Leiste}	Holzfeuchte der Leiste
VM	Verbindungsmittel
v, v_i, v_{i+1}	Verschiebung bzw. horizontale Kopfverschiebung der Tafel
v_2, v_4	horizontale Verschiebung bei 20 % bzw. 40 % der Höchstlast
v_{max}	Verschiebung bei Höchstlast
WN	Wellennagel
W_{pl}	plastisches Widerstandsmoment
zul F , zul N_1	zulässige Belastung

X	Anschlusslänge des Brettes an der Schwelle bzw. am Rähm
\bar{X}	Mittelwert
Z	Anschlusslänge des Brettes an der vertikalen Rippe
α	Neigungswinkel der Beplankung
α_D	Winkel der Wanddiagonalen
α_{JR}	Winkeln der Jahrringe
β	Beiwert zur Berücksichtigung unterschiedlicher Lochleibungs- festigkeiten
γ	Winkel der Verdrehung der Wand
ΔF_i	Kraftdifferenz
ΔF_v	Kraftanteil aus der Seilwirkung
$\Delta u, \Delta u_{\text{Anfang}}$	Holzfeuchtedifferenz bzw. Holzfeuchtedifferenz vor dem Zu- sammenbau der Bretter
Δv_i	Wegdifferenz
$\varepsilon, \varepsilon_i, \varepsilon_{i+1}$	Dehnung bzw. Stauchung
μ	Reibungskoeffizient
ρ, ρ_k, ρ_m	Rohdichte, charakteristische Rohdichte bzw. Mittelwert der Rohdichte
$\rho_{5\%}$	5 %-Fraktile der Rohdichte von Eichenholz
$\rho_{\text{Be}}, \rho_{\text{Ra}}, \rho_{\text{Fichte}}$	Rohdichte der Beplankung, Rohdichte der Rahmenkonstruktion bzw. Rohdichte des Fichtebretts
$\rho_{\text{mean}}, \rho_{\text{mean, Fi}}$	Mittelwert der Rohdichte der Fichtenholzes
ρ_{HN}	Rohdichte des Eichenholznagels
$\rho_{\text{k,OSB}}$	Charakteristischer Wert der Rohdichte für OSB
ρ_{Leiste}	Rohdichte der Leiste
σ_i, σ_{i+1}	Spannung
$\sigma_{\text{max}}, \sigma_{1\text{mm}}, \sigma_{5\text{mm}}$	Druckspannungen bei Höchstlast, bei einer Verformung von 1 mm bzw von 5 mm

Anhang

Anhang zu Abschnitt 3

Tabelle A-1 Ergebnisse für die differenziellen Schwind- bzw. Quellmaße der Parameter Brettbreite (q_B) und Bretthöhe (q_H) sowie der Begleitwerte ρ , α_{JR} und u

Vers.	20°C-65%			20°C-85%			20°C-25%			darrtrocken		
	ρ kg/m ³	α_{JR} °	u %	u %	q_B %/%	q_H %/%	u %	q_B %/%	q_H %/%	u %	q_B %/%	q_H %/%
N1	371	38	12,1	17,9	0,23	0,22	7,4	0,29	0,27	0,0	0,29	0,25
		7			0,25	0,18		0,33	0,06		0,29	0,12
N2	457	19	12,5	18,2	0,30	0,21	7,3	0,30	0,20	0,0	0,29	0,18
		50			0,28	0,40		0,30	0,26		0,29	0,26
N3	393	3	12,7	18,2	0,23	0,06	7,4	0,25	0,15	0,0	0,24	0,13
		36			0,19	0,20		0,26	0,15		0,23	0,18
N4	358	43	12,6	18,4	0,26	0,28	7,3	0,29	0,26	0,0	0,29	0,26
		2			0,28	0,15		0,31	0,07		0,28	0,06
N5	383	55	12,5	18,1	0,30	0,32	7,3	0,27	0,37	0,0	0,27	0,34
		4			0,24	0,30		0,25	0,05		0,24	0,18
N6	522	41	12,8	18,1	0,24	0,31	7,5	0,21	0,28	0,0	0,20	0,29
		66			0,18	0,27		0,20	0,17		0,18	0,17
N7	420	22	12,5	17,5	0,26	0,30	7,3	0,23	0,21	0,0	0,22	0,15
		62			0,22	0,32		0,23	0,36		0,22	0,32
N8	390	9	12,5	17,8	0,27	0,11	7,5	0,26	0,15	0,0	0,23	0,16
		43			0,22	0,24		0,25	0,33		0,22	0,26
N9	397	16	12,3	17,5	0,26	0,17	7,2	0,26	0,13	0,0	0,26	0,17
		62			0,18	0,32		0,22	0,26		0,20	0,25
N10	445	48	12,5	18,1	0,31	0,20	7,4	0,24	0,17	0,0	0,25	0,12
		17			0,29	0,15		0,27	0,16		0,24	0,17
N11	559	78	12,5	17,3	0,10	0,06	7,4	0,14	0,50	0,0	0,14	0,26
		82			0,08	0,11		0,13	0,34		0,11	0,21
N12	407	88	12,5	18,0	0,07	0,28	7,3	0,17	0,26	0,0	0,18	0,24
		21			0,14	0,30		0,17	0,11		0,15	0,20
N13	519	59	12,6	18,0	0,19	0,21	7,5	0,17	0,21	0,0	0,20	0,19
		42			0,20	0,10		0,21	0,23		0,22	0,19
N14	523	84	12,6	18,2	0,19	0,43	7,4	0,15	0,29	0,0	0,17	0,32
		54			0,15	0,11		0,18	0,29		0,19	0,21
N15	475	81	12,4	17,9	0,20	0,40	7,2	0,16	0,35	0,0	0,17	0,33
		76			0,13	0,39		0,15	0,36		0,16	0,34

Tabelle A-1 (Forts.) Ergebnisse für die differentiellen Schwind- bzw. Quellmaße der Parameter Brettbreite (q_B) und Bretthöhe (q_H) sowie der Begleitwerte ρ , α_{JR} und u

Vers.	20°C-65%			20°C-85%			20°C-25%			dartrrocken		
	ρ kg/m ³	α_{JR} °	u %	u %	q_B %/%	q_H %/%	u %	q_B %/%	q_H %/%	u %	q_B %/%	q_H %/%
F1	360	49	11,7	17,2	0,20	0,18	7,4	0,25	0,27	0,0	0,28	0,28
		43			0,19	0,24		0,25	0,27		0,20	0,28
F2	496	36	12,2	16,7	0,25	0,24	7,3	0,29	0,28	0,0	0,26	0,27
		46			0,21	0,13		0,27	0,14		0,30	0,15
F3	373	32	11,6	17,1	0,20	0,19	7,3	0,26	0,24	0,0	0,28	0,23
		34			0,25	0,18		0,25	0,18		0,30	0,20
F4	508	34	12,3	17,7	0,36	0,24	7,2	0,34	0,25	0,0	0,35	0,28
		38			0,31	0,34		0,33	0,25		0,34	0,24
F5	365	54	12,4	17,5	0,15	0,13	7,5	0,17	0,20	0,0	0,16	0,43
		59			0,17	0,30		0,22	0,21		0,22	0,24
F6	353	62	12,5	17,9	0,15	0,09	7,5	0,20	0,14	0,0	0,24	0,28
		59			0,12	0,35		0,19	0,36		0,17	0,30
F7	442	55	11,8	16,5	0,21	0,34	7,3	0,24	0,37	0,0	0,25	0,31
		45			0,22	0,26		0,26	0,26		0,27	0,24
F8	420	51	11,8	16,4	0,21	0,23	7,3	0,22	0,31	0,0	0,22	0,30
		58			0,21	0,32		0,24	0,35		0,26	0,27
F9	410	85	12,1	16,9	0,12	0,41	7,5	0,12	0,27	0,0	0,11	0,35
		88			0,12	0,23		0,15	0,24		0,16	0,23
F10	448	89	11,9	17,0	0,13	0,21	7,2	0,18	0,28	0,0	0,17	0,26
		88			0,14	0,37		0,16	0,36		0,14	0,37
F11	411	89	12,5	17,7	0,13	0,31	7,5	0,15	0,33	0,0	0,15	0,36
		83			0,10	0,31		0,15	0,35		0,14	0,36
F12	477	84	11,5	15,7	0,11	0,25	7,1	0,14	0,37	0,0	0,13	0,33
		87			0,12	0,37		0,14	0,29		0,12	0,33
MIN	353	353	11,5	15,7	0,07	0,06	7,1	0,12	0,05	0,0	0,11	0,06
MAX	559	559	12,8	18,4	0,36	0,43	7,5	0,34	0,50	0,0	0,35	0,43
\bar{X}	436	436	12,3	17,5	0,20	0,25	7,3	0,22	0,25	0,0	0,22	0,25
s			0,4	0,7	0,07	0,10	0,1	0,06	0,09	0,0	0,06	0,08

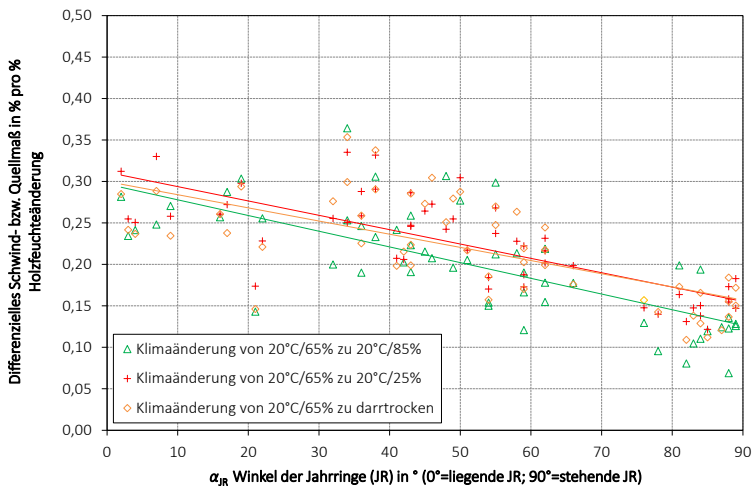


Bild A-1 Schwind- und Quellmaße für den Parameter „Brettbreite“ bei unterschiedlichen Klimabedingungen

Tabelle A-2 Ergebnisse der Holzfeuchtemessungen im Ausgangszustand und im Endzustand, der aufgenommenen Kraft bei 1 mm Verschiebung $F_{v=1mm}$ und der Maximallast F_{max}

Versuch	α_{IR} Nutbrett	α_{IR} Federbrett	$U_{Anfang,Nutbrett}$	$U_{Anfang,Federbrett}$	ΔU_{Anfang}	$U_{Ende,Nutbrett}$	$U_{Ende,Federbrett}$	$F_{v=1mm}$	F_{max}
	in °	in °	in %	in %	in %	in %	in %	in N/m	in N/m
A1	56	39	12,1	11,2	0,9	14,1	13,5	71	130
A2	3	0	12,1	11,1	1,0	13,5	12,6	69	157
A3	54	48	12,1	11,2	0,9	14,2	13,8	64	157
A4	2	6	12,1	11,1	1,0	13,9	13,7	27	61
A5	88	80	11,5	11,2	0,3	14,0	13,8	42	71
A6	46	88	11,5	11,8	0,3	13,3	13,3	39	61
A7	88	82	11,5	11,2	0,3	13,0	13,1	64	177
A8	68	83	11,5	11,8	0,3	13,0	13,1	71	135
MIN			11,5	11,1	0,3	13,0	12,6	27	61
MAX			12,1	11,8	1,0	14,2	13,8	71	177
\overline{x}			11,8	11,3	0,6	13,6	13,4	56	119
s								17	47
B1	5	7	28,7	10,6	18,1	12,6	11,5	395	395
B2	43	41	28,7	10,6	18,1	12,6	11,8	498	498
B3	6	7	28,7	10,6	18,1	12,8	11,5	150	233
B4	44	40	28,7	10,6	18,1	12,6	12,0	147	218
B5	83	80	28,8	10,5	18,3	13,9	13,0	454	643
B6	64	75	28,8	10,4	18,4	13,5	13,4	140	375
B7	80	82	28,8	10,5	18,3	13,1	12,3	307	501
B8	60	71	28,8	10,4	18,4	12,4	12,6	412	503
MIN			28,7	10,4	18,1	12,4	11,5	140	218
MAX			28,8	10,6	18,4	13,9	13,4	498	643
\overline{x}			28,8	10,5	18,2	12,9	12,3	313	421
s								149	145

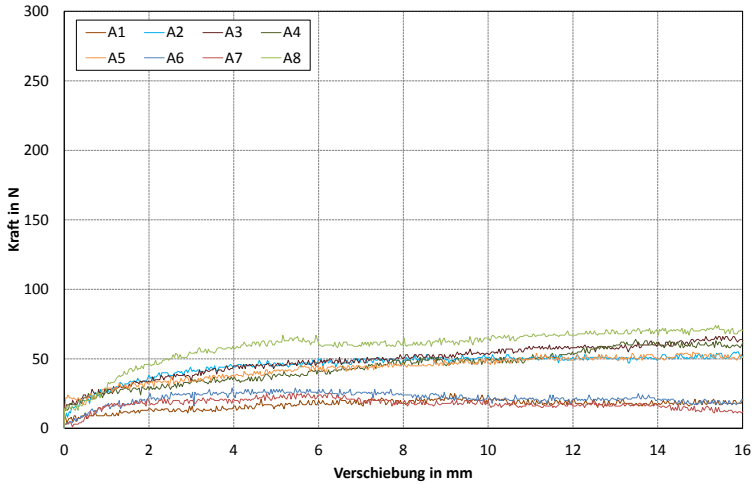


Bild A-2 Last-Verformungsdiagramm Reihe A (kein Holzfeuchteunterschied)

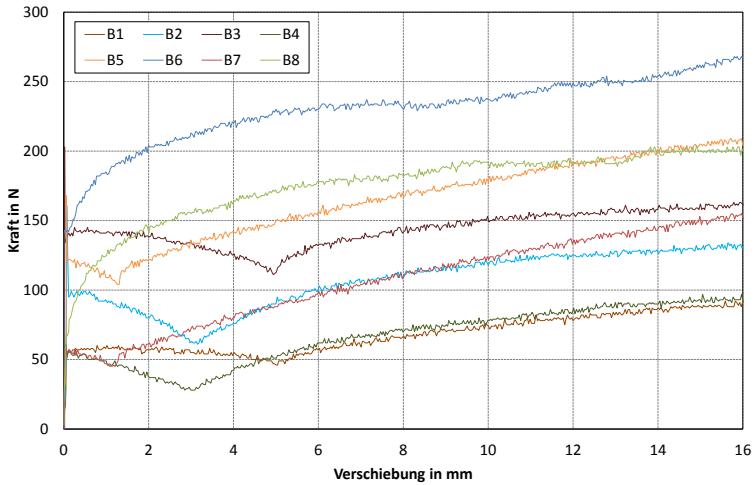


Bild A-3 Last-Verformungsdiagramm Reihe B (großer Holzfeuchteunterschied)

Anhang zu Abschnitt 4

Tabelle A-3 Ergebnisse Reihe 1-1

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	V_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
1-1	1	467	12,2	11,7	4,88	7,57	6,77
	2	435	13,8	11,5	4,00	7,83	6,93
	3	424	11,6	11,1	4,64	7,68	6,68
	4	478	16,8	11,4	8,38	17,1	7,49
	5	402	17,2	11,1	6,08	21,5	8,12
gesamt	Mittelwert			11,4	5,59	12,3	7,20
	Maximum			11,7	8,38	21,5	8,12
	Minimum			11,1	4,00	7,57	6,68
	Standardabweichung			0,27	1,73	6,54	0,60
	Variationskoeffizient			2,36	30,9	53,0	8,40
NKL 1	Mittelwert			11,5	4,50	7,69	6,79
	Maximum			11,7	4,88	7,83	6,93
	Minimum			11,1	4,00	7,57	6,68
	Standardabweichung			0,31	0,45	0,13	0,13
	Variationskoeffizient			2,67	10,0	1,69	1,86
NKL 2	Mittelwert			11,3	7,23	19,3	7,81
	Maximum			11,4	8,38	21,5	8,12
	Minimum			11,1	6,08	17,1	7,49
	Standardabweichung			0,24	1,63	3,06	0,45
	Variationskoeffizient			2,11	22,5	15,8	5,72

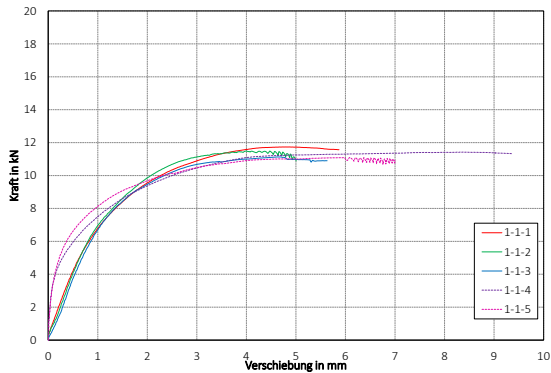


Bild A-4 Last-Verformungsdiagramm Reihe 1-1

Tabelle A-4 Ergebnisse Reihe 1-2

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	V_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
1-2	1	416	12,0	14,0	3,46	27,1	10,3
	2	476	13,8	18,1	2,63	41,7	14,9
	3	391	11,8	17,5	2,12	40,3	14,8
	4	445	17,1	15,4	5,19	40,2	11,6
	5	445	17,3	11,9	4,71	23,1	8,28
gesamt	Mittelwert			15,4	3,62	34,5	12,0
	Maximum			18,1	5,19	41,7	14,9
	Minimum			11,9	2,12	23,1	8,28
	Standardabweichung			2,53	1,31	8,72	2,88
	Variationskoeffizient			16,5	36,3	25,3	24,0
NKL 1	Mittelwert			16,5	2,74	36,4	13,4
	Maximum			18,1	3,46	41,7	14,9
	Minimum			14,0	2,12	27,1	10,3
	Standardabweichung			2,21	0,67	8,09	2,61
	Variationskoeffizient			13,4	24,6	22,2	19,5
NKL 2	Mittelwert			13,7	4,95	31,6	9,94
	Maximum			15,4	5,19	40,2	11,6
	Minimum			11,9	4,71	23,1	8,28
	Standardabweichung			2,46	0,34	12,1	2,34
	Variationskoeffizient			18,0	6,86	38,3	23,6

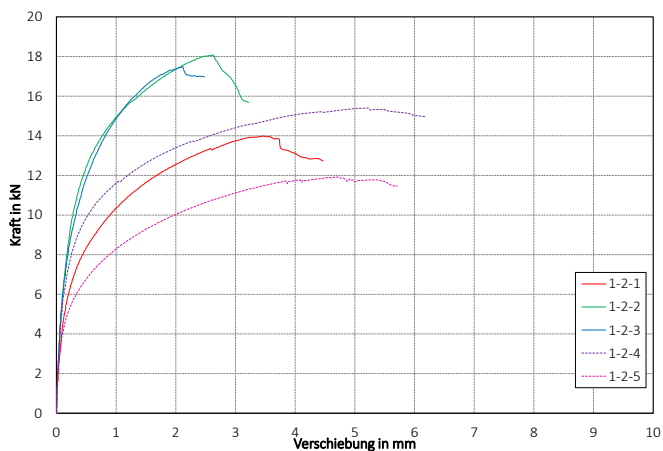


Bild A-5 Last-Verformungsdiagramm Reihe 1-2

Tabelle A-5 Ergebnisse Reihe 2-1-1

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	V_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
2-1-1	1	405	12,6	9,50	3,12	11,4	7,55
	2	440	14,3	11,5	2,16	19,2	9,32
	3	426	11,8	11,1	4,71	13,9	7,96
	4	401	16,4	8,95	3,39	11,0	6,46
	5	433	17,3	9,37	5,38	13,4	6,51
gesamt	Mittelwert			10,1	3,75	13,8	7,56
	Maximum			11,5	5,38	19,2	9,32
	Minimum			8,95	2,16	11,0	6,46
	Standardabweichung			1,15	1,29	3,29	1,18
	Variationskoeffizient			11,4	34,3	23,9	15,6
NKL 1	Mittelwert			10,7	3,33	14,8	8,27
	Maximum			11,5	4,71	19,2	9,32
	Minimum			9,50	2,16	11,4	7,55
	Standardabweichung			1,07	1,29	4,00	0,93
	Variationskoeffizient			10,0	38,6	27,0	11,2
NKL 2	Mittelwert			9,16	4,38	12,2	6,48
	Maximum			9,37	5,38	13,4	6,51
	Minimum			8,95	3,39	11,0	6,46
	Standardabweichung			0,30	1,41	1,72	0,03
	Variationskoeffizient			3,26	32,1	14,1	0,52

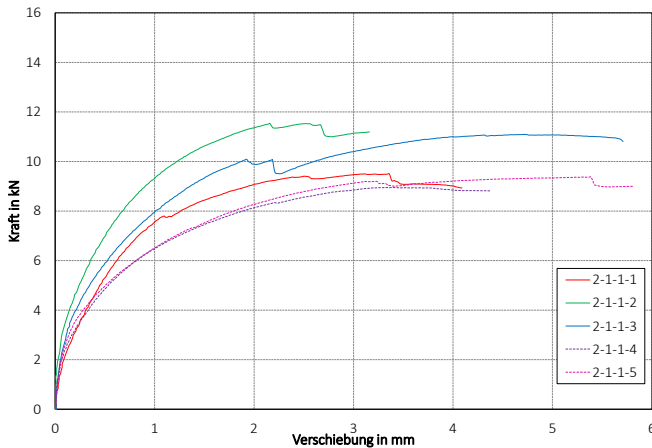


Bild A-6 Last-Verformungsdiagramm Reihe 2-1-1

Tabelle A-6 Ergebnisse Reihe 2-1-2

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	V_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
2-1-2	1	409	13,5	11,4	2,37	9,89	9,29
	2	457	14,6	13,1	1,31	13,5	12,0
	3	398	12,2	11,7	2,17	9,27	9,16
	4	475	17,3	11,8	2,96	11,6	9,25
	5	424	17,4	10,5	1,97	10,0	9,39
gesamt		Mittelwert		11,7	2,16	10,8	9,81
		Maximum		13,1	2,96	13,5	12,0
		Minimum		10,5	1,31	9,27	9,16
		Standardabweichung		0,93	0,60	1,72	1,22
		Variationskoeffizient		7,95	27,9	15,8	12,4
NKL 1		Mittelwert		12,1	1,95	10,9	10,1
		Maximum		13,1	2,37	13,5	12,0
		Minimum		11,4	1,31	9,27	9,16
		Standardabweichung		0,88	0,56	2,29	1,59
		Variationskoeffizient		7,32	28,9	21,0	15,7
NKL 2		Mittelwert		11,1	2,46	10,8	9,32
		Maximum		11,8	2,96	11,6	9,39
		Minimum		10,5	1,97	10,0	9,25
		Standardabweichung		0,94	0,70	1,16	0,10
		Variationskoeffizient		8,46	28,6	10,7	1,09

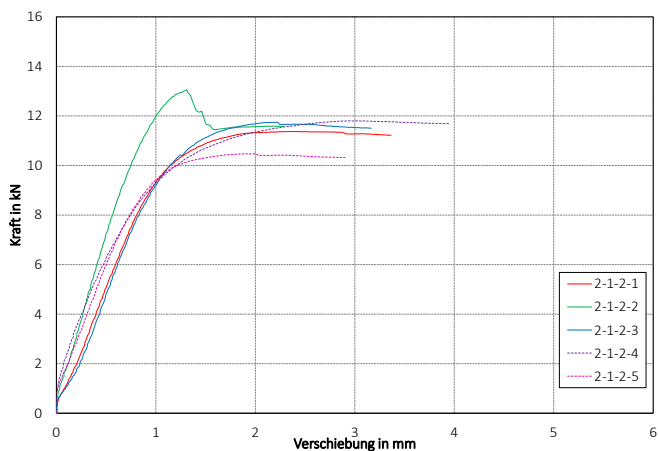


Bild A-7 Last-Verformungsdiagramm Reihe 2-1-2

Tabelle A-7 Ergebnisse Reihe 2-1-3

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	v_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
2-1-3	1	386	12,6	12,1	2,72	14,2	9,2
	2	445	14,4	11,6	4,20	14,5	8,7
	3	352	12,1	10,8	2,47	8,00	7,3
	4	437	17,4	9,13	3,74	8,18	6,16
	5	378	17,4	9,09	1,97	10,0	6,22
gesamt	Mittelwert			10,5	3,02	11,0	7,51
	Maximum			12,1	4,20	14,5	9,17
	Minimum			9,09	1,97	8,00	6,16
	Standardabweichung			1,37	0,93	3,17	1,39
	Variationskoeffizient			13,0	30,7	28,9	18,5
NKL 1	Mittelwert			11,5	3,13	12,2	8,39
	Maximum			12,1	4,20	14,5	9,17
	Minimum			10,8	2,47	8,00	7,31
	Standardabweichung			0,63	0,94	3,65	0,97
	Variationskoeffizient			5,47	30,0	29,9	11,6
NKL 2	Mittelwert			9,11	2,85	9,08	6,19
	Maximum			9,13	3,74	9,97	6,22
	Minimum			9,09	1,97	8,18	6,16
	Standardabweichung			0,03	1,26	1,27	0,04
	Variationskoeffizient			10,5	3,02	11,0	7,51

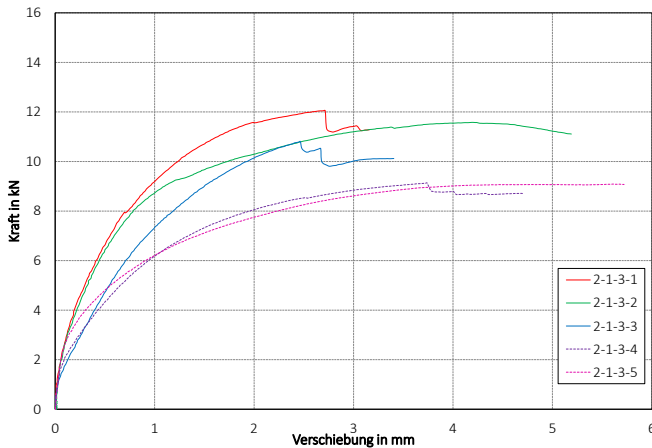


Bild A-8 Last-Verformungsdiagramm Reihe 2-1-3

Tabelle A-8 Ergebnisse Reihe 2-2-1

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	V_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
2-2-1	1	420	12,9	19,8	2,24	62,4	16,8
	2	433	14,3	17,0	2,04	59,9	15,0
	3	400	12,3	20,2	1,75	71,2	17,8
	4	450	16,7	15,9	3,91	50,3	12,3
	5	436	16,8	16,1	3,11	64,6	13,0
gesamt		Mittelwert		17,8	2,61	61,7	15,0
		Maximum		20,2	3,91	71,2	17,8
		Minimum		15,9	1,75	50,3	12,3
		Standardabweichung		2,02	0,89	7,63	2,36
		Variationskoeffizient		11,4	34,0	12,4	15,7
NKL 1		Mittelwert		19,0	2,01	64,5	16,5
		Maximum		20,2	2,24	71,2	17,8
		Minimum		17,0	1,75	59,9	15,0
		Standardabweichung		1,74	0,25	5,92	1,40
		Variationskoeffizient		9,16	12,4	9,18	8,46
NKL 2		Mittelwert		16,0	3,51	57,4	12,7
		Maximum		16,1	3,91	64,6	13,0
		Minimum		15,9	3,11	50,3	12,3
		Standardabweichung		0,14	0,57	10,1	0,53
		Variationskoeffizient		0,86	16,1	17,6	4,19

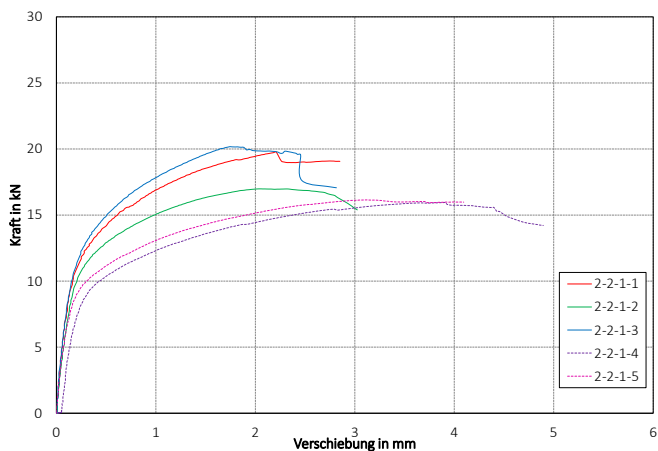


Bild A-9 Last-Verformungsdiagramm Reihe 2-2-1

Tabelle A-9 Ergebnisse Reihe 2-2-2

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	v_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{v=1\text{mm}}$ in kN
2-2-2	1	423	12,8	21,8	1,88	39,6	20,0
	2	451	14,5	21,3	1,77	30,4	19,1
	3	421	12,1	26,0	2,05	36,3	23,6
	4	461	16,7	18,9	1,61	40,5	18,0
	5	439	16,7	22,3	2,06	49,5	20,0
gesamt	Mittelwert			22,0	1,87	39,2	20,2
	Maximum			26,0	2,06	49,5	23,6
	Minimum			18,9	1,61	30,4	18,0
	Standardabweichung			2,58	0,19	6,95	2,12
	Variationskoeffizient			11,7	10,2	17,7	10,5
NKL 1	Mittelwert			23,0	1,90	35,4	20,9
	Maximum			26,0	2,05	39,6	23,6
	Minimum			21,3	1,77	30,4	19,1
	Standardabweichung			2,63	0,14	4,66	2,41
	Variationskoeffizient			11,4	7,32	13,2	11,5
NKL 2	Mittelwert			20,6	1,83	45,0	19,0
	Maximum			22,3	2,06	49,5	20,0
	Minimum			18,9	1,61	40,5	18,0
	Standardabweichung			2,38	0,32	6,36	1,43
	Variationskoeffizient			11,6	17,4	14,1	7,52

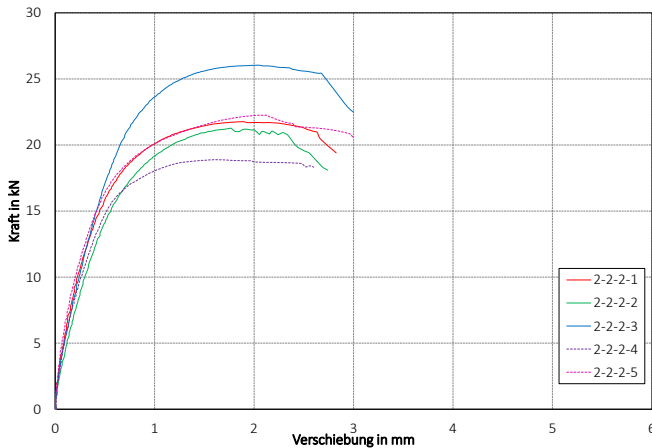


Bild A-10 Last-Verformungsdiagramm Reihe 2-2-2

Tabelle A-10 Ergebnisse Reihe 2-2-3

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	V_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
2-2-3	1	449	12,8	21,0	2,47	63,0	18,9
	2	426	13,8	19,5	2,00	61,5	17,1
	3	395	12,3	19,0	2,26	60,0	16,1
	4	430	16,6	17,3	3,22	64,8	14,7
	5	419	17,0	16,2	2,77	54,2	13,6
gesamt		Mittelwert		18,6	2,54	60,7	16,1
		Maximum		21,0	3,22	64,8	18,9
		Minimum		16,2	2,00	54,2	13,6
		Standardabweichung		1,87	0,47	4,08	2,06
		Variationskoeffizient		10,0	18,5	6,72	12,8
NKL 1		Mittelwert		19,8	2,24	61,5	17,4
		Maximum		21,0	2,47	63,0	18,9
		Minimum		19,0	2,00	60,0	16,1
		Standardabweichung		1,05	0,23	1,50	1,40
		Variationskoeffizient		5,27	10,4	2,44	8,06
NKL 2		Mittelwert		16,8	2,99	59,5	14,1
		Maximum		17,3	3,22	64,8	14,7
		Minimum		16,2	2,77	54,2	13,6
		Standardabweichung		0,74	0,32	7,56	0,79
		Variationskoeffizient		4,41	10,8	12,7	5,62

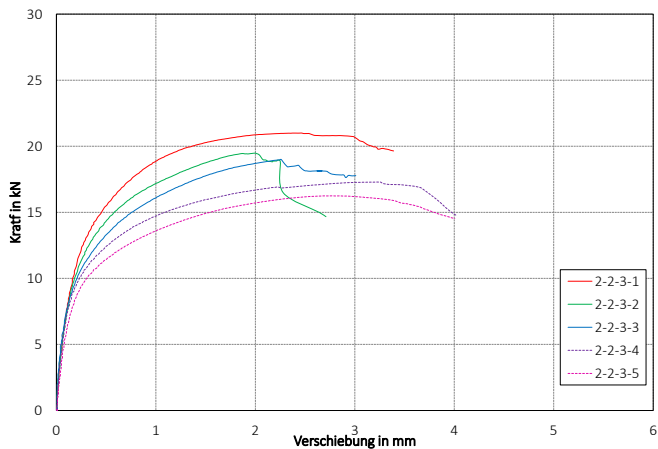


Bild A-11 Last-Verformungsdiagramm Reihe 2-2-3

Tabelle A-11 Ergebnisse Reihe 3-1

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	v_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
3-1	1	448	11,9	9,04	5,96	2,23	2,14
	2	425	14,0	8,93	5,44	2,98	3,56
	3	439	12,1	8,45	4,65	3,13	3,66
	4	413	17,0	8,23	4,49	4,15	4,11
	5	456	16,9	6,96	6,81	1,55	1,74
gesamt	Mittelwert			8,32	5,47	2,81	3,04
	Maximum			9,04	6,81	4,15	4,11
	Minimum			6,96	4,49	1,55	1,74
	Standardabweichung			0,83	0,96	0,98	1,04
	Variationskoeffizient			10,0	17,5	35,0	34,1
NKL 1	Mittelwert			8,81	5,35	2,78	3,12
	Maximum			9,04	5,96	3,13	3,66
	Minimum			8,45	4,65	2,23	2,14
	Standardabweichung			0,32	0,66	0,48	0,85
	Variationskoeffizient			3,61	12,3	17,3	27,2
NKL 2	Mittelwert			7,60	5,65	2,85	2,93
	Maximum			8,23	6,81	4,15	4,11
	Minimum			6,96	4,49	1,55	1,74
	Standardabweichung			0,90	1,64	1,84	1,68
	Variationskoeffizient			11,8	29,0	64,6	57,3

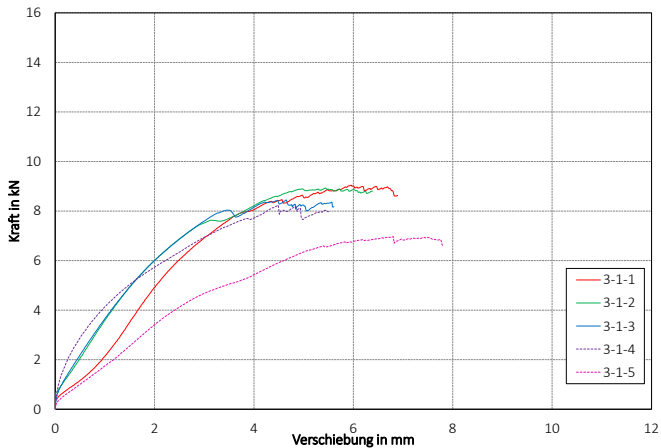


Bild A-12 Last-Verformungsdiagramm Reihe 3-1

Tabelle A-12 Ergebnisse Reihe 3-2

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	v_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{v=1\text{mm}}$ in kN
3-2	1	462	12,2	15,1	7,32	5,87	6,49
	2	435	13,8	14,6	8,28	7,24	7,03
	3	435	12,0	15,1	9,07	5,64	6,47
	4	428	16,8	15,0	9,30	4,48	5,66
	5	409	17,0	12,4	10,60	3,21	3,92
gesamt	Mittelwert			14,4	8,91	5,29	5,91
	Maximum			15,1	10,6	7,24	7,03
	Minimum			12,4	7,32	3,21	3,92
	Standardabweichung			1,18	1,22	1,52	1,22
	Variationskoeffizient			8,15	13,7	28,7	20,6
NKL 1	Mittelwert			14,9	8,22	6,25	6,66
	Maximum			15,1	9,07	7,24	7,03
	Minimum			14,6	7,32	5,64	6,47
	Standardabweichung			0,29	0,87	0,86	0,32
	Variationskoeffizient			1,97	10,6	13,8	4,73
NKL 2	Mittelwert			13,7	9,95	3,84	4,79
	Maximum			15,0	10,6	4,48	5,66
	Minimum			12,4	9,30	3,21	3,92
	Standardabweichung			1,87	0,92	0,90	1,23
	Variationskoeffizient			13,7	9,21	23,3	25,8

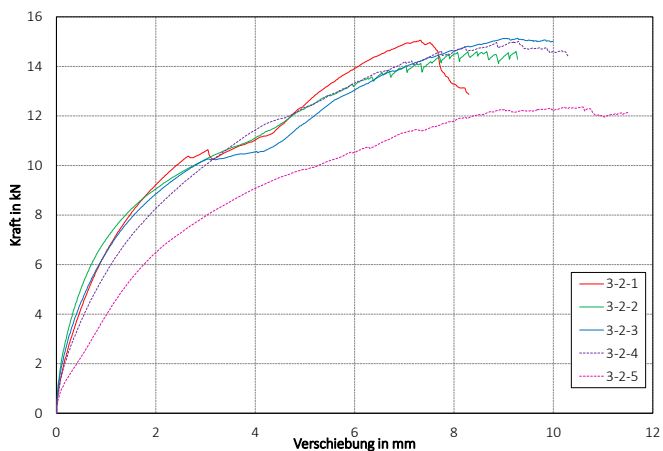


Bild A-13 Last-Verformungsdiagramm Reihe 3-2

Tabelle A-13 Ergebnisse Reihe 4-1

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	v_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{v=1\text{mm}}$ in kN
4-1	1	425	12,6	10,4	4,73	6,26	6,12
	2	451	14,1	13,7	7,40	7,49	7,16
	3	430	12,1	10,3	4,34	6,75	6,16
	4	470	16,9	10,7	8,76	4,97	4,85
	5	432	17,2	9,58	9,79	7,87	5,66
gesamt	Mittelwert			11,0	7,00	6,67	5,99
	Maximum			13,7	9,79	7,87	7,16
	Minimum			9,58	4,34	4,97	4,85
	Standardabweichung			1,61	2,41	1,14	0,84
	Variationskoeffizient			14,7	34,5	17,0	14,0
NKL 1	Mittelwert			11,5	5,49	6,83	6,48
	Maximum			13,7	7,40	7,49	7,16
	Minimum			10,3	4,34	6,26	6,12
	Standardabweichung			1,93	1,67	0,62	0,59
	Variationskoeffizient			16,8	30,4	9,06	9,05
NKL 2	Mittelwert			10,1	9,27	6,42	5,26
	Maximum			10,7	9,79	7,87	5,66
	Minimum			9,58	8,76	4,97	4,85
	Standardabweichung			0,79	0,73	2,05	0,57
	Variationskoeffizient			7,80	7,89	31,9	10,9

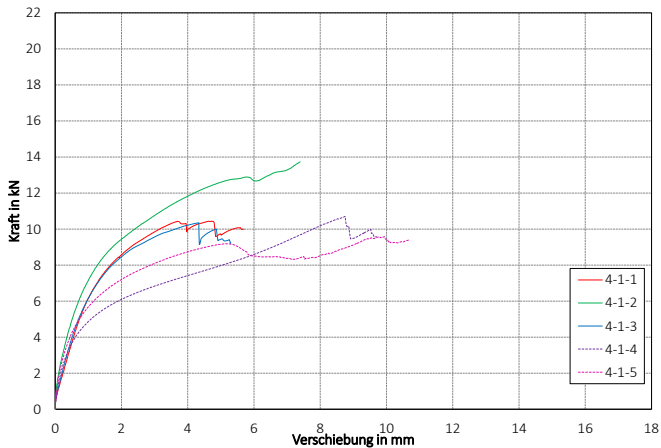


Bild A-14 Last-Verformungsdiagramm Reihe 4-1

Tabelle A-14 Ergebnisse Reihe 4-2

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	V_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
4-2	1	403	11,5	19,9	7,60	13,9	11,4
	2	451	13,6	19,8	10,2	12,8	11,4
	3	417	11,5	19,6	11,0	11,7	10,6
	4	422	16,6	17,2	17,8	12,7	9,93
	5	452	17,0	16,3	11,0	11,1	9,12
gesamt	Mittelwert			18,6	11,5	12,4	10,5
	Maximum			19,9	17,8	13,9	11,4
	Minimum			16,3	7,60	11,1	9,12
	Standardabweichung			1,70	3,77	1,07	1,00
	Variationskoeffizient			9,15	32,7	8,63	9,47
NKL 1	Mittelwert			19,8	9,62	12,8	11,2
	Maximum			19,9	11,0	13,9	11,4
	Minimum			19,6	7,60	11,7	10,6
	Standardabweichung			0,12	1,80	1,10	0,46
	Variationskoeffizient			0,63	18,7	8,63	4,08
NKL 2	Mittelwert			16,7	14,4	11,9	9,53
	Maximum			17,2	17,8	12,7	9,93
	Minimum			16,3	11,0	11,1	9,12
	Standardabweichung			0,62	4,82	1,14	0,57
	Variationskoeffizient			3,69	33,5	9,53	5,99

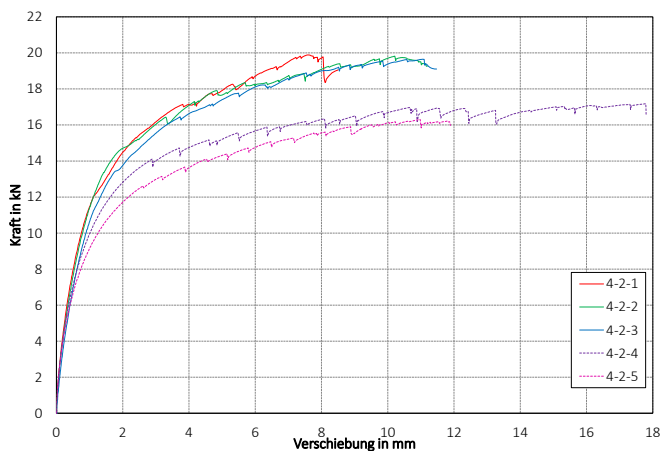


Bild A-15 Last-Verformungsdiagramm Reihe 4-2

Tabelle A-15 Ergebnisse Reihe 5

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	V_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
5	1	462	12,5	11,6	1,58	36,8	10,9
	2	414	14,4	10,9	1,63	26,1	9,88
	3	423	12,0	10,5	3,84	21,1	9,38
	4	442	12,7	9,80	1,75	19,6	8,73
	5	432	12,3	9,72	1,27	29,1	9,39
	6	424	17,7	8,55	1,68	27,0	7,96
	7	386	17,1	8,33	1,75	21,7	7,68
	8	413	17,1	9,51	4,80	22,8	8,00
	9	407	16,6	7,78	2,21	21,2	6,79
	10	445	18,0	9,50	1,55	35,6	9,18
gesamt	Mittelwert			9,62	2,20	26,1	8,79
	Maximum			11,6	4,80	36,8	10,93
	Minimum			7,78	1,27	19,6	6,79
	Standardabweichung			1,19	1,16	6,11	1,21
	Variationskoeffizient			12,4	52,7	23,4	13,7
NKL 1	Mittelwert			10,5	2,01	26,5	9,66
	Maximum			11,6	3,84	36,8	10,9
	Minimum			9,72	1,27	19,6	8,73
	Standardabweichung			0,80	1,04	6,88	0,82
	Variationskoeffizient			7,59	51,7	25,9	8,46
NKL 2	Mittelwert			8,73	2,39	25,7	7,92
	Maximum			9,51	4,80	35,6	9,18
	Minimum			7,78	1,55	21,2	6,79
	Standardabweichung			0,76	1,37	6,01	0,85
	Variationskoeffizient			8,68	57,0	23,4	10,8

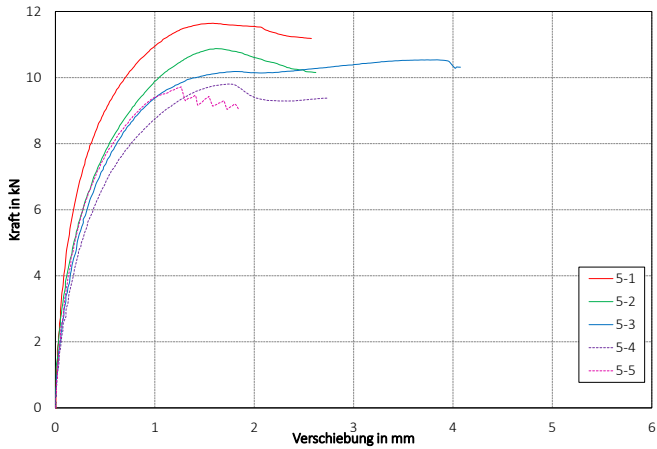


Bild A-16 Last-Verformungsdiagramm Reihe 5 und NKL 1

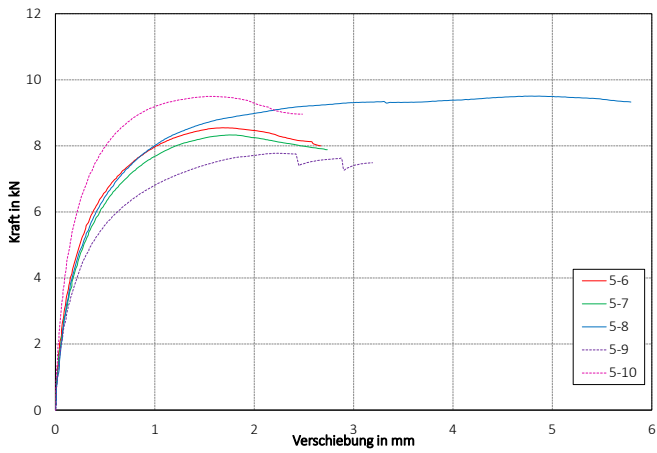


Bild A-17 Last-Verformungsdiagramm Reihe 5 und NKL 2

Tabelle A-16 Ergebnisse Reihe 6

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	V_{\max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN
6	1	463	12,7	9,77	4,43	29,3	7,52
	2	453	14,4	8,15	4,71	32,6	7,38
	3	407	12,0	8,25	3,19	19,0	6,56
	4	424	12,6	9,19	3,08	24,0	7,47
	5	428	12,0	8,65	2,84	18,5	6,81
	6	419	17,7	7,18	4,35	20,5	5,55
	7	424	17,3	6,68	4,68	20,0	5,17
	8	440	17,3	7,84	4,03	31,4	6,38
	9	407	17,5	7,64	3,36	24,1	6,32
	10	449	18,7	8,22	4,96	30,8	6,60
gesamt		Mittelwert		8,16	3,96	25,0	6,58
		Maximum		9,77	4,96	32,6	7,52
		Minimum		6,68	2,84	18,5	5,17
		Standardabweichung		0,91	0,78	5,52	0,78
		Variationskoeffizient		11,1	19,6	22,1	11,9
NKL 1		Mittelwert		8,80	3,65	24,7	7,15
		Maximum		9,77	4,71	32,6	7,52
		Minimum		8,15	2,84	18,5	6,56
		Standardabweichung		0,68	0,86	6,21	0,43
		Variationskoeffizient		7,73	23,4	25,1	6,08
NKL 2		Mittelwert		7,51	4,27	25,4	6,00
		Maximum		8,22	4,96	31,4	6,60
		Minimum		6,68	3,36	20,0	5,17
		Standardabweichung		0,60	0,62	5,46	0,61
		Variationskoeffizient		7,95	14,5	21,5	10,2

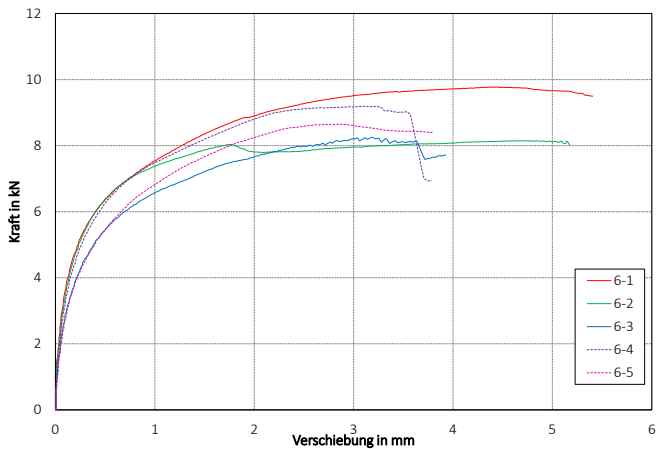


Bild A-18 Last-Verformungsdiagramm Reihe 6 und NKL 1

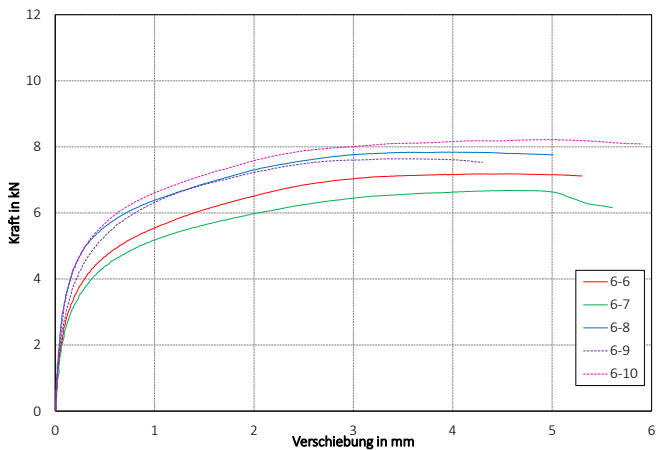


Bild A-19 Last-Verformungsdiagramm Reihe 6 und NKL 2

Anhang zu Abschnitt 5

Tabelle A-17 Ergebnisse Reihe 12-S-BU

Nr.	ρ_{Fichte}	ρ_{Leiste}	u_{Fichte}	u^-	F_{max}	V_{max}	k_s	$k_{i,06}$	$F_{V=1\text{mm}}$	$F_{V=0,25\text{mm}}$
	in kg/m ³	in kg/m ³	in %	in %	in kN/m	in mm	in kN/(mm·m)	in kN/(mm·m)	in kN/m	in kN/m
1	408	664	10,7	8,95	28,1	7,27	14,0	17,5	14,5	4,71
2	438	687	10,8	9,00	28,4	12,3	12,3	18,3	12,8	4,87
3	439	653	10,9	8,75	30,7	8,58	12,7	17,4	13,6	4,72
4	441	637	10,7	9,10	29,7	10,4	14,0	17,5	14,4	4,70
5	413	682	11,1	9,55	25,4	13,9	10,4	9,44	9,80	2,20
6	416	689	11,4	9,85	27,8	13,4	9,92	9,77	9,83	2,10
7	425	701	11,9	9,80	28,7	12,6	11,1	14,1	11,9	3,79
8	436	693	11,0	9,75	32,7	12,2	9,86	14,8	11,9	4,02
\bar{x}	427	675	11,1	9,34	28,9	11,3	11,8	14,9	12,3	3,89
MIN	408	637	10,7	8,75	25,4	7,27	9,86	9,44	9,80	2,10
MAX	441	701	11,9	9,85	32,7	13,9	14,0	18,3	14,5	4,87
s					2,17	2,37	1,72	3,56	1,86	1,14
5%*					26,2	7,73	9,88	9,56	9,81	2,13

* 5 %-Quantil Wert

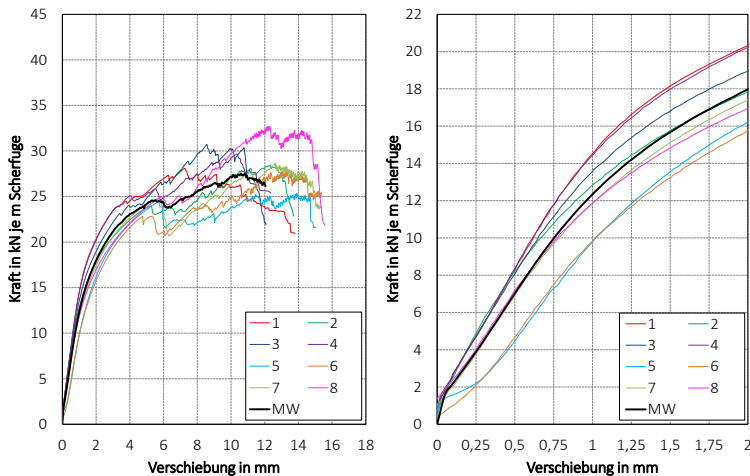


Bild A-20 Last-Verformungsdiagramme Reihe12-S-BU

Tabelle A-18 Ergebnisse Reihe 12-S-ES

Nr.	ρ_{Fichte}	ρ_{Leiste}	u_{Fichte}	u	F_{max}	V_{max}	k_s	$k_{1,06}$	$F_{V=1\text{mm}}$	$F_{V=0,25\text{mm}}$
	in kg/m ³	in kg/m ³	in %	in %	in kN/m	in mm	in kN/(mm·m)	in kN/(mm·m)	in kN/m	in kN/m
1	446	674	10,2	9,85	37,9	15,0	9,10	10,4	10,8	1,74
2	443	655	10,0	9,45	31,5	12,8	12,3	10,3	11,3	1,97
3	447	635	10,1	9,90	40,4	14,3	11,5	13,6	13,2	2,57
4	443	614	10,1	9,55	32,2	14,9	11,3	9,55	10,4	1,48
5	446	685	10,2	9,60	28,5	15,0	10,1	8,05	8,75	1,34
6	454	669	10,1	9,55	39,8	14,2	12,3	12,5	13,2	2,51
7	442	669	10,2	9,60	26,3	14,3	11,0	8,28	9,08	1,34
8	433	672	10,5	9,65	22,5	4,87	12,7	8,89	10,0	1,31
\bar{X}	444	659	10,2	9,64	32,4	13,2	11,3	10,2	10,8	1,78
MIN	433	614	10,0	9,45	22,5	4,87	9,10	8,05	8,75	1,31
MAX	454	685	10,5	9,90	40,4	15,0	12,7	13,6	13,2	2,57
s					6,54	3,44	1,23	1,99	1,68	0,52
5%*					23,9	7,63	9,44	8,13	8,86	1,32

* 5 %-Quantil Wert

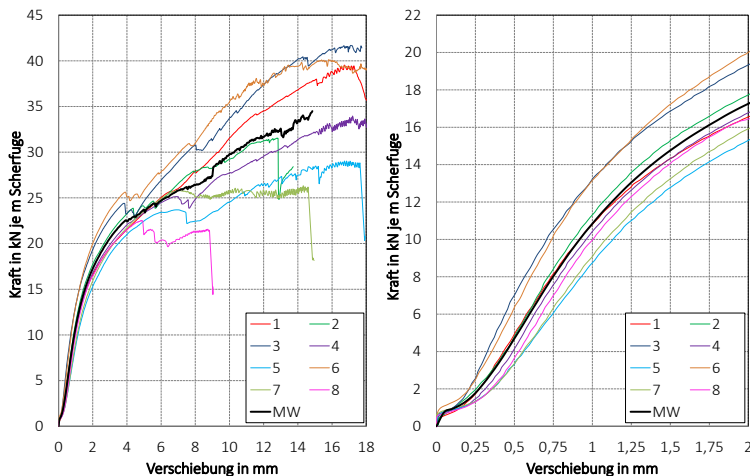


Bild A-21 Last-Verformungsdiagramme Reihe12-S-ES

Tabelle A-19 Ergebnisse Reihe 6-S-BU

Nr.	ρ_{Fichte}	ρ_{Leiste}	u_{Fichte}	u_{Leiste}	F_{max}	V_{max}	k_s	$k_{1,06}$	$F_{V=1\text{mm}}$	$F_{V=0,25\text{mm}}$
	in kg/m ³	in kg/m ³	in %	in %	in kN/m	in mm	in kN/(mm·m)	in kN/(mm·m)	in kN/m	in kN/m
1	450	679	10,7	9,55	19,9	6,35	8,96	6,93	7,24	1,01
2	427	695	10,2	9,60	22,2	7,20	8,36	6,27	6,43	1,19
3	426	685	10,5	9,70	22,4	11,2	10,4	9,04	9,38	1,80
4	424	675	10,0	9,40	21,7	6,98	9,34	10,5	9,52	2,71
5	457	690	10,6	9,55	26,5	11,3	9,48	9,40	9,42	1,89
6	475	677	10,2	9,40	23,9	6,31	11,8	16,1	12,6	4,48
7	524	694	11,3	9,60	23,7	6,61	11,6	12,0	11,1	2,96
8	468	708	11,1	9,75	24,6	6,93	12,2	12,1	11,5	2,88
\bar{X}	456	688	10,5	9,57	23,1	7,86	10,3	10,3	9,65	2,36
MIN	424	675	10,0	9,40	19,9	6,31	8,36	6,27	6,43	1,01
MAX	524	708	11,3	9,75	26,5	11,3	12,2	16,1	12,6	4,48
s					2,02	2,12	1,44	3,16	2,09	1,13
5%*					20,5	6,33	8,57	6,50	6,71	1,07

* 5 %-Quantil Wert

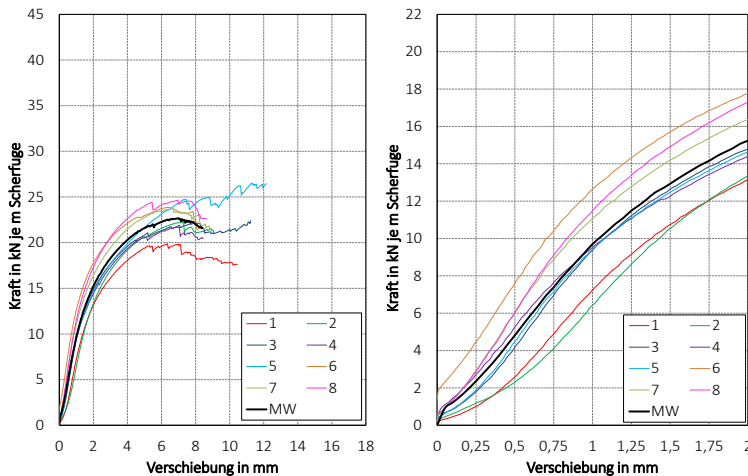


Bild A-22 Last-Verformungsdiagramme Reihe 6-S-BU

Tabelle A-20 Ergebnisse Reihe 6-K-BU

Nr.	ρ_{Fichte}	ρ_{Leiste}	u_{Fichte}	u_{Leiste}	F_{max}	V_{max}	k_s	$k_{1,06}$	$F_{V=1\text{mm}}$	$F_{V=0,25\text{mm}}$
	in kg/m ³	in kg/m ³	in %	in %	in kN/m	in mm	in kN/(mm·m)	in kN/(mm·m)	in kN/m	in kN/m
1	424	677	10,7	9,70	24,0	13,7	8,83	12,4	10,1	3,69
2	438	702	10,7	9,65	22,9	8,81	9,85	9,83	9,37	2,04
3	438	683	10,8	9,70	24,6	14,0	9,70	9,30	9,12	1,49
4	437	672	10,4	9,45	19,5	8,32	9,64	10,7	9,20	2,75
5	437	670	10,6	9,30	21,4	15,0	9,08	7,19	7,46	0,85
6	417	702	10,8	9,60	24,9	14,2	7,51	9,52	8,62	2,55
7	425	700	11,1	9,60	21,4	6,70	10,6	9,85	9,57	1,93
8	436	695	10,7	9,70	20,8	8,43	8,36	7,32	7,43	1,09
\bar{X}	431	687	10,7	9,59	22,4	11,2	9,19	9,52	8,86	2,05
MIN	417	670	10,4	9,30	19,5	6,70	7,51	7,19	7,43	0,85
MAX	438	702	11,1	9,70	24,9	15,0	10,6	12,4	10,1	3,69
s					1,96	3,39	0,96	1,71	0,97	0,93
5%*					20,0	7,27	7,81	7,24	7,44	0,94

* 5 %-Quantil Wert

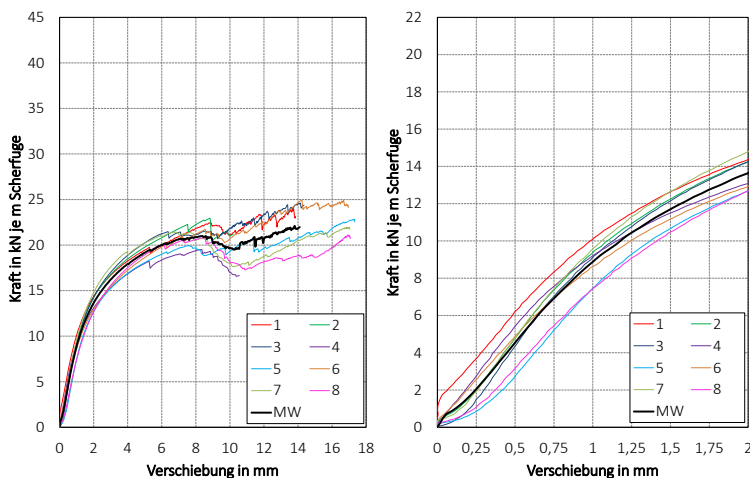


Bild A-23 Last-Verformungsdiagramme Reihe6-K-BU

Tabelle A-21 Ergebnisse Reihe D-MK

Nr.	ρ_{Fichte}	u_{Fichte}	F_{max}	v_{max}	k_s	$k_{1,06}$	$F_{v=1\text{mm}}$	$F_{v=0,25\text{mm}}$
	in kg/m ³	in %	in kN/m	in mm	in kN/(mm·m)	in kN/(mm·m)	in kN/m	in kN/m
1	430	9,70	19,9	5,56	10,7	14,2	10,4	4,01
2	440	10,6	19,9	5,15	12,2	16,1	11,4	4,51
3	432	9,90	17,5	8,19	7,77	10,1	8,38	3,31
4	438	10,0	17,3	4,69	10,9	14,3	9,99	4,32
5	387	9,85	20,0	5,86	12,0	15,8	11,1	4,45
6	391	10,1	25,2	5,56	18,4	32,4	15,0	7,16
7	423	10,3	17,7	3,90	13,1	16,9	11,0	4,75
8	424	10,1	18,5	3,38	12,4	15,6	11,0	4,35
9	421	10,3	20,9	7,33	14,1	24,2	11,9	6,03
10	449	10,4	18,4	5,49	12,9	19,8	10,7	5,38
11	431	10,4	24,1	7,31	11,3	21,6	11,8	5,62
12	428	10,0	22,3	6,22	10,7	17,3	11,1	4,96
\bar{X}	425	10,1	20,1	5,72	12,2	18,2	11,2	4,90
MIN	387	9,70	17,3	3,38	7,77	10,1	8,38	3,31
MAX	449	10,6	25,2	8,19	18,4	32,4	15,0	7,16
s			2,57	1,41	2,52	5,78	1,53	1,02
5%*			17,4	3,67	9,38	12,4	9,26	3,69

* 5 %-Quantil Wert

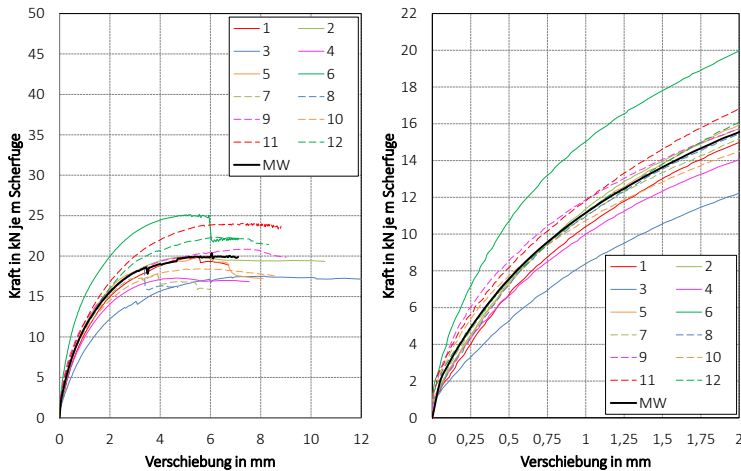


Bild A-24 Last-Verformungsdiagramme Reihe D-MK

Tabelle A-22 Ergebnisse Reihe D-OK

Nr.	ρ_{Fichte}	u_{Fichte}	F_{max}	v_{max}	k_s	$k_{1,06}$	$F_{v=1\text{mm}}$	$F_{v=0,25\text{mm}}$
	in kg/m ³	in %	in kN/m	in mm	in kN/(mm·m)	in kN/(mm·m)	in kN/m	in kN/m
1	459	10,9	16,8	4,57	11,5	14,6	10,2	4,32
2	438	10,5	16,3	5,18	9,27	11,2	8,82	3,58
3	453	10,2	18,5	6,10	9,52	14,3	9,31	4,42
4	457	9,85	20,3	5,08	15,3	27,7	11,9	6,37
5	426	10,2	11,3	3,51	6,33	7,25	6,83	2,30
6	430	10,3	18,5	5,00	9,03	12,6	9,58	3,95
7	481	10,7	20,1	5,48	15,7	23,8	12,4	5,97
8	473	11,0	19,0	5,76	12,7	18,9	10,7	5,32
9	417	10,4	17,2	5,57	8,05	10,3	8,41	3,51
10	418	10,3	17,5	5,43	9,54	12,5	8,99	3,88
11	467	11,3	18,8	6,71	9,57	13,6	9,46	4,24
12	475	11,9	17,3	8,83	9,05	12,0	9,14	3,78
\bar{X}	449	10,6	17,6	5,60	10,5	14,9	9,64	4,30
MIN	417	9,85	11,3	3,51	6,33	7,25	6,83	2,30
MAX	481	11,9	20,3	8,83	15,7	27,7	12,4	6,37
s			2,36	1,29	2,82	5,82	1,50	1,12
5%*			14,0	4,09	7,28	8,95	7,70	2,97

* 5 %-Quantil Wert

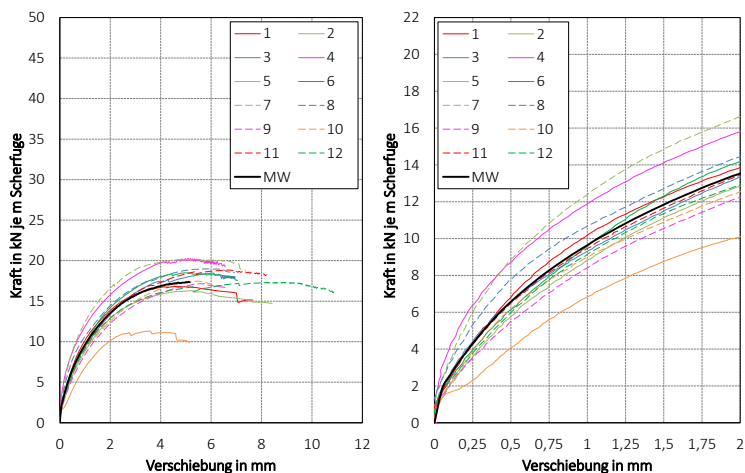


Bild A-25 Last-Verformungsdiagramme Reihe D-OK

Tabelle A-23 Ergebnisse Reihe WN-50

Nr.	ρ_{Fichte}	u_{Fichte}	F_{max}	v_{max}	k_s	$k_{1,06}$	$F_{v=1\text{mm}}$	$F_{v=0,25\text{mm}}$
	in kg/m ³	in %	in kN/m	in mm	in kN/(mm·m)	in kN/(mm·m)	in kN/m	in kN/m
1	430	10,1	44,4	7,64	5,61	121	12,6	9,79
2	438	10,5	46,5	8,83	4,63	184	12,3	10,1
3	446	10,3	47,3	9,39	9,02	189	16,1	11,6
4	439	10,3	44,1	8,63	5,58	142	13,1	10,0
5	456	10,1	46,1	8,42	10,6	193	17,2	12,4
6	446	10,2	41,5	8,17	7,05	95,3	13,6	9,52
7	446	10,5	34,6	8,04	6,61	74,8	12,4	8,67
8	440	10,7	28,1	7,16	6,59	44,5	10,5	7,37
9	453	10,7	45,3	8,37	6,32	128	13,6	10,1
10	470	10,5	42,0	7,63	9,10	175	15,4	12,0
11	465	10,2	45,2	8,15	13,2	192	17,9	13,1
12	445	10,1	43,4	7,76	11,4	136	16,8	12,5
13	434	9,70	46,9	7,59	6,49	98,1	13,9	10,2
14	435	10,0	43,2	8,25	8,54	262	15,6	12,3
\bar{X}	446	10,3	42,8	8,15	7,92	146	14,3	10,7
MIN	430	9,70	28,1	7,16	4,63	44,5	10,5	7,37
MAX	470	10,7	47,3	9,39	13,2	262	17,9	13,1
s			5,29	0,58	2,51	57,7	2,17	1,67
5%*			32,3	7,44	5,25	64,2	11,7	8,22

* 5 %-Quantil Wert

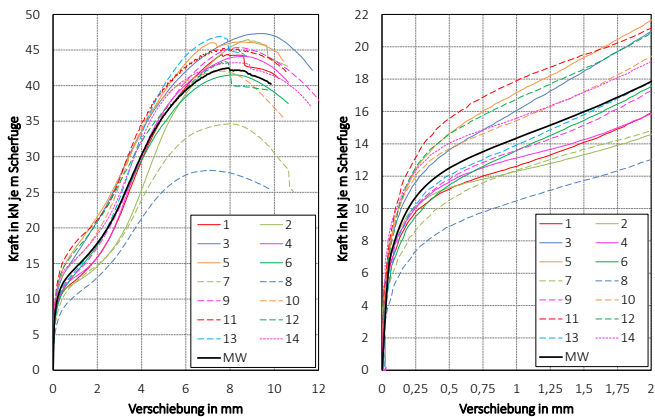


Bild A-26 Last-Verformungsdiagramme Reihe WN-50

Tabelle A-24 Ergebnisse Reihe WN-100

Nr.	ρ_{Fichte}	u_{Fichte}	F_{max}	V_{max}	k_s	$k_{1,06}$	$F_{V=1\text{mm}}$	$F_{V=0,25\text{mm}}$
	in kg/m ³	in %	in kN/m	in mm	in kN/(mm·m)	in kN/(mm·m)	in kN/m	in kN/m
1	441	10,1	22,3	6,84	2,62	6,72	6,15	4,91
2	432	9,90	23,7	9,36	2,69	13,1	7,09	5,38
3	459	10,5	16,7	7,92	2,87	4,73	5,62	3,79
4	448	10,8	15,6	7,87	3,05	4,33	5,52	3,71
5	421	11,0	23,7	9,17	4,09	24,7	8,36	6,06
6	457	10,4	22,8	7,95	8,82	41,1	9,58	7,05
7	438	10,3	20,0	9,04	3,21	10,3	6,69	4,83
8	446	10,3	20,8	9,51	3,66	17,6	7,48	5,51
9	411	10,5	18,9	8,77	5,88	20,7	7,61	5,82
10	421	10,2	17,3	8,29	2,16	3,44	5,39	4,13
11	455	10,7	22,4	8,40	7,17	20,2	9,13	5,65
12	471	10,1	21,7	6,72	5,03	42,1	8,40	7,58
13	434	9,80	24,2	9,64	2,79	15,6	6,79	5,56
14	443	9,85	24,6	8,91	5,65	73,9	9,24	7,64
\bar{X}	441	10,3	21,0	8,46	4,26	21,3	7,36	5,55
MIN	411	9,80	15,6	6,72	2,16	3,44	5,39	3,71
MAX	471	11,0	24,6	9,64	8,82	73,9	9,58	7,64
s			2,94	0,92	1,98	19,5	1,42	1,26
5%*			16,3	6,80	2,46	4,02	5,48	3,76

* 5 %-Quantil Wert

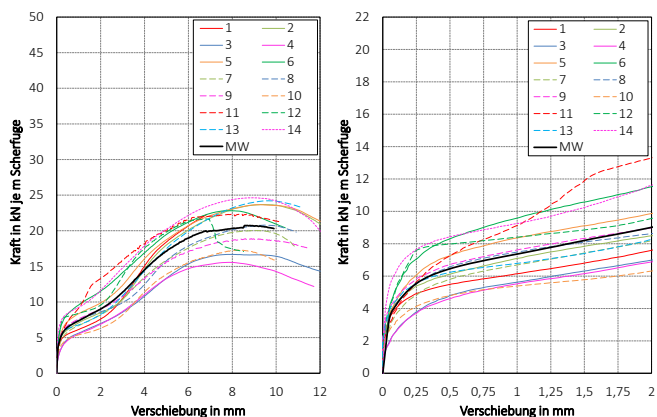


Bild A-27 Last-Verformungsdiagramme Reihe WN-100

Anhang zu Abschnitt 6

Tabelle A-25 Rohdichtewerte in kg/m^3 zu Zugversuchen

Reihe	Nr.	ρ_{Ra}	ρ_{Be}	MW ρ	Reihe	Nr.	ρ_{Ra}	ρ_{Be}	MW ρ
27-H	1	499	451	475	27-N	1	442	397	420
	2	555	414	485		2	439	387	413
	3	494	420	457		3	434	385	410
	4	498	495	497		4	398	398	398
	5	583	416	500		5	427	373	400
MW		526	439	483	MW		428	388	408
32-H	1	525	496	511	32-N	1	404	373	389
	2	503	414	459		2	448	372	410
	3	515	404	460		3	441	385	413
	4	514	489	502		4	442	379	411
	5	521	441	481		5	435	390	413
MW		516	449	482	MW		434	380	407
58-H	1	505	462	484	58-N	1	418	398	408
	2	504	427	466		2	422	386	404
	3	513	434	474		3	413	398	406
	4	515	436	476		4	434	401	418
	5	502	445	474		5	429	405	417
MW		508	441	474	MW		423	398	410
63-H	1	457	490	474	63-N	1	420	411	416
	2	540	416	478		2	409	358	384
	3	479	429	454		3	410	342	376
	4	505	488	497		4	449	388	419
	5	550	448	499		5	443	388	416
MW		506	454	480	MW		426	377	402
90-H	1	502	515	509	90-N	1	405	393	399
	2	573	419	496		2	440	385	413
	3	578	458	518		3	423	398	411
	4	579	420	500		4	421	371	396
	5	511	444	478		5	416	374	395
MW		549	451	500	MW		421	384	403

Tabelle A-26 Ergebnisse Reihe 27-H

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{v=1\text{mm}}$ in kN	$F_{v=5\text{mm}}$ in kN
27-H	1	475	13,2	3,50	0,46	0,84	2,05
	2	480	12,0	3,70	0,41	0,85	2,10
	3	470	13,5	3,25	0,37	0,80	1,94
	4	505	13,2	3,78	0,54	1,04	2,29
	5	490	11,9	3,28	0,27	0,62	1,53
\bar{X}		484	12,7	3,50	0,41	0,83	1,98
MAX		505	13,5	3,78	0,54	1,04	2,29
MIN		470	11,9	3,25	0,27	0,62	1,53
s		13,8	0,70	0,24	0,10	0,15	0,28
VarK in %		2,74	5,50	6,36	18,7	14,4	12,3

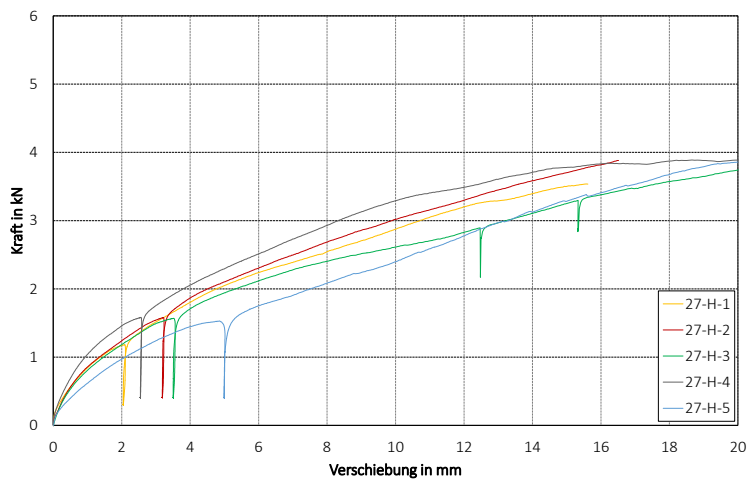


Bild A-28 Last-Verformungsdiagramme Reihe 27-H

Tabelle A-27 Ergebnisse Reihe 27-N

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN	$F_{V=5\text{mm}}$ in kN
27-N	1	419	12,9	2,99	0,33	0,82	1,80
	2	404	12,9	3,33	0,45	1,00	2,16
	3	399	13,1	3,55	0,42	0,87	2,03
	4	402	12,8	2,97	0,38	0,91	1,91
	5	402	10,2	2,76	0,27	0,67	1,54
\bar{X}		405	12,4	3,12	0,37	0,86	1,89
MAX		419	13,1	3,55	0,45	1,00	2,16
MIN		399	10,2	2,76	0,27	0,67	1,54
s		7,81	1,24	0,31	0,07	0,12	0,24
VarK in %		1,87	9,44	8,80	15,7	12,2	11,0

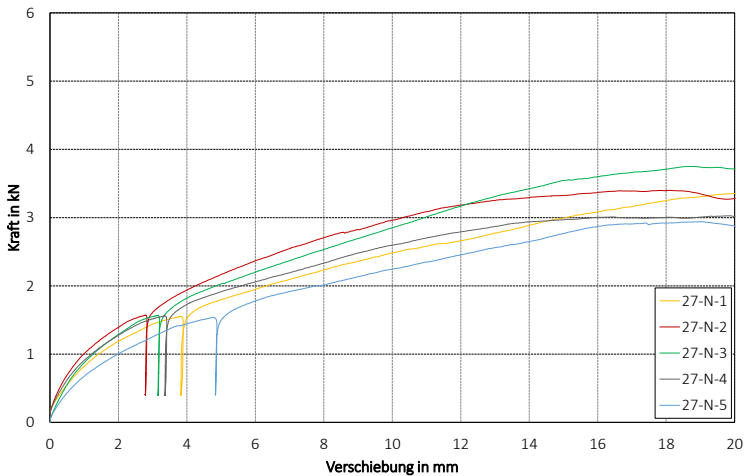


Bild A-29 Last- Verformungsdiagramme Reihe 27-N

Tabelle A-28 Ergebnisse Reihe 32-H

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{v=1\text{mm}}$ in kN	$F_{v=5\text{mm}}$ in kN
	1	495	13,3	4,51	0,62	1,11	2,57
	2	457	13,1	4,28	0,50	0,96	2,32
32-H	3	465	12,7	3,98	0,37	0,92	2,10
	4	505	13,1	3,75	0,44	0,92	2,20
	5	479	13,3	3,92	0,54	1,06	2,34
\bar{X}		480	13,1	4,09	0,49	0,99	2,30
MAX		505	13,3	4,51	0,62	1,11	2,57
MIN		457	12,7	3,75	0,37	0,92	2,10
s		20,0	0,26	0,30	0,10	0,09	0,18
VarK in %		3,97	1,93	6,76	15,71	7,79	6,92

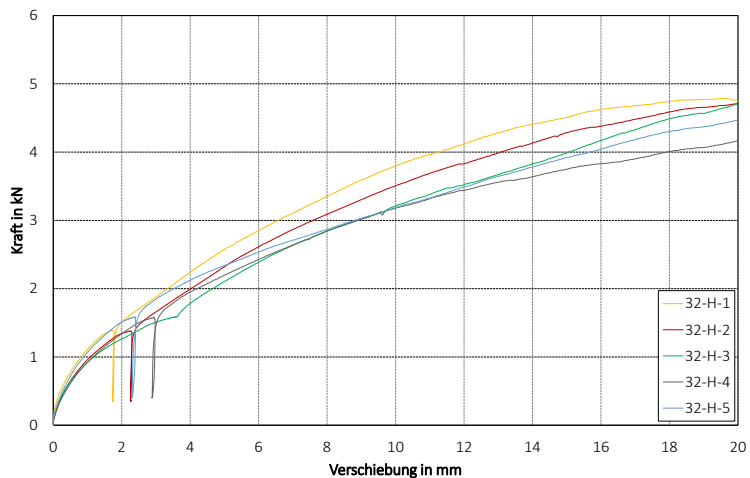


Bild A-30 Last-Verformungsdiagramme Reihe 32-H

Tabelle A-29 Ergebnisse Reihe 32-N

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN	$F_{V=5\text{mm}}$ in kN
32-N	1	410	12,0	3,44	0,44	0,95	2,10
	2	409	12,8	3,54	0,51	1,10	2,21
	3	409	13,0	3,40	0,42	0,97	2,00
	4	402	13,0	3,20	0,38	0,89	1,96
	5	415	13,0	3,44	0,38	0,87	2,02
\bar{X}		409	12,7	3,41	0,43	0,96	2,06
MAX		415	13,0	3,54	0,51	1,10	2,21
MIN		402	12,0	3,20	0,38	0,87	1,96
s		4,64	0,42	0,12	0,05	0,09	0,10
VarK in %		1,12	3,23	3,50	10,3	8,01	4,53

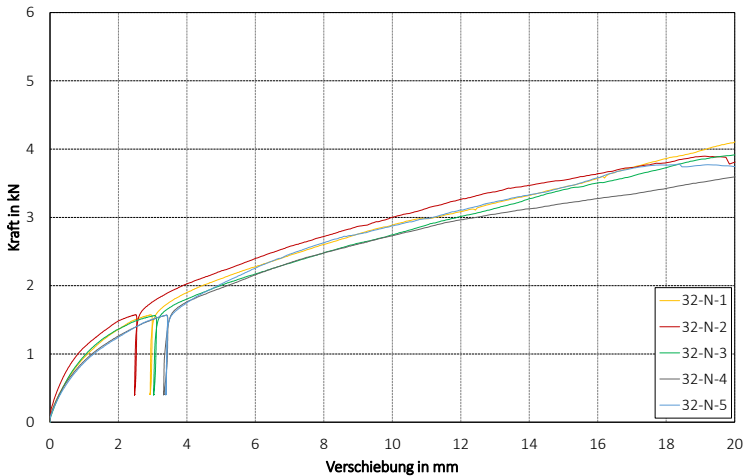


Bild A-31 Last-Verformungsdiagramme Reihe 32-N

Tabelle A-30 Ergebnisse Reihe 58-H

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{v=1\text{mm}}$ in kN	$F_{v=5\text{mm}}$ in kN
58-H	1	484	13,1	3,89	0,51	1,05	2,50
	2	467	13,2	4,21	0,52	1,05	2,57
	3	462	12,9	4,03	0,48	0,99	2,40
	4	480	13,3	4,41	0,47	1,00	2,58
	5	491	13,1	3,88	0,63	1,19	2,64
\bar{X}		477	13,1	4,08	0,52	1,06	2,54
MAX		491	13,3	4,41	0,63	1,19	2,64
MIN		462	12,9	3,88	0,47	0,99	2,40
s		12,1	0,16	0,22	0,06	0,08	0,09
VarK in %		2,46	1,18	5,10	10,13	6,79	3,52

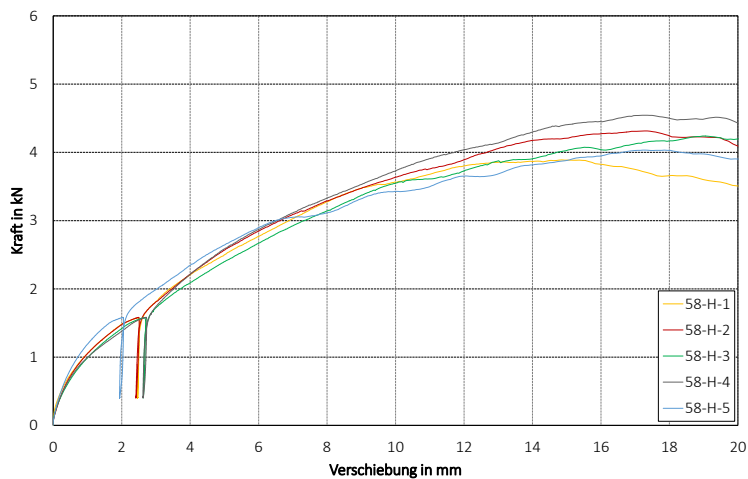


Bild A-32 Last-Verformungsdiagramme Reihe 58-H

Tabelle A-31 Ergebnisse Reihe 58-N

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN	$F_{V=5\text{mm}}$ in kN
58-N	1	416	12,1	3,53	0,40	0,84	2,04
	2	436	11,7	3,51	0,35	0,85	1,96
	3	426	12,2	2,84	0,34	0,91	1,78
	4	409	12,6	3,43	0,43	0,88	2,12
	5	413	13,0	3,47	0,45	1,01	2,03
\bar{X}		420	12,3	3,36	0,39	0,89	1,98
MAX		436	13,0	3,53	0,45	1,01	2,12
MIN		409	11,7	2,84	0,34	0,84	1,78
s		11,0	0,50	0,29	0,05	0,07	0,13
VarK in %		2,52	3,86	8,29	10,58	6,77	6,12

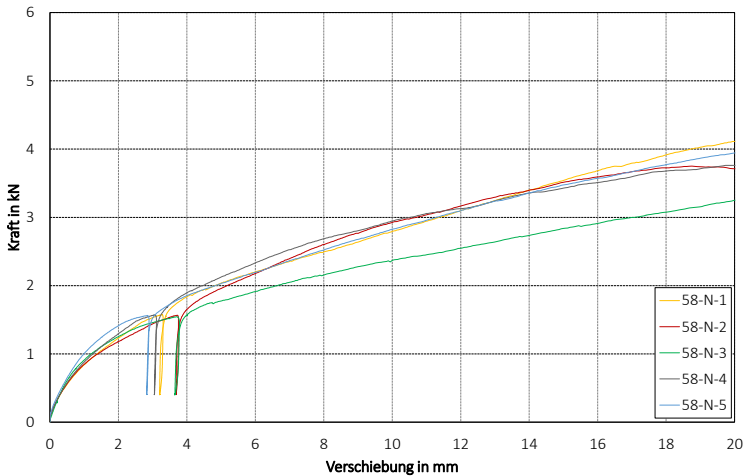


Bild A-33 Last-Verformungsdiagramme Reihe 58-N

Tabelle A-32 Ergebnisse Reihe 63-H

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN	$F_{V=5\text{mm}}$ in kN
63-H	1	447	12,7	3,73	0,65	1,25	2,56
	2	485	12,1	4,05	0,43	0,83	2,29
	3	463	12,7	4,08	0,54	1,06	2,45
	4	498	13,1	3,94	0,48	1,03	2,47
	5	514	11,4	4,40	0,40	0,93	2,15
\bar{X}		481	12,4	4,04	0,50	1,02	2,38
MAX		514	13,1	4,40	0,65	1,25	2,56
MIN		447	11,4	3,73	0,40	0,83	2,15
s		27,0	0,68	0,24	0,10	0,16	0,16
VarK in %		5,25	5,17	5,53	15,2	12,5	6,32

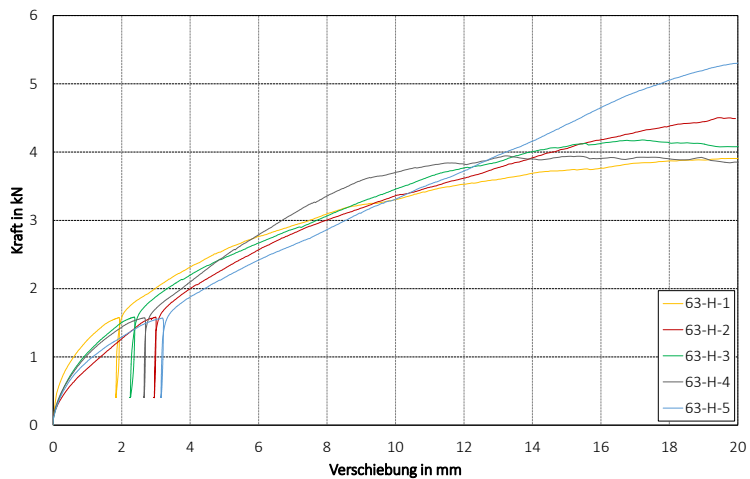


Bild A-34 Last-Verformungsdiagramme Reihe 63-H

Tabelle A-33 Ergebnisse Reihe 63-N

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{v=1\text{mm}}$ in kN	$F_{v=5\text{mm}}$ in kN
63-N	1	410	12,8	3,10	0,39	0,95	2,04
	2	391	12,4	3,19	0,42	0,94	2,02
	3	386	12,5	2,37	0,20	0,65	1,38
	4	426	12,8	3,19	0,37	0,85	1,94
	5	414	12,3	3,38	0,41	0,89	2,01
\bar{X}		405	12,5	3,04	0,36	0,86	1,88
MAX		426	12,8	3,38	0,42	0,95	2,04
MIN		386	12,3	2,37	0,20	0,65	1,38
s		16,5	0,23	0,39	0,09	0,12	0,28
VarK in %		3,88	1,82	11,6	21,6	12,8	13,8

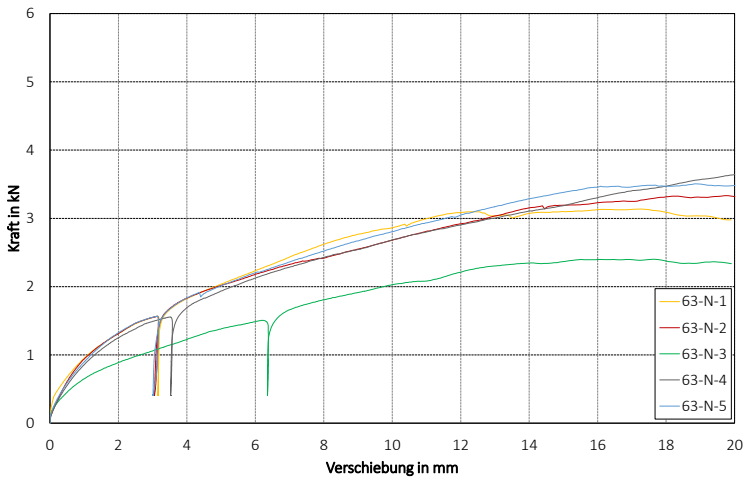


Bild A-35 Last-Verformungsdiagramme Reihe 63-N

Tabelle A-34 Ergebnisse Reihe 90-H

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{v=1\text{mm}}$ in kN	$F_{v=5\text{mm}}$ in kN
	1	500	13,0	4,15	0,69	1,17	2,89
	2	506	11,9	5,11	0,52	1,06	2,74
90-H	3	490	12,0	5,12	0,85	1,36	2,98
	4	522	12,3	5,24	0,92	1,38	3,10
	5	475	12,7	3,87	0,63	1,20	2,74
\bar{X}		498	12,4	4,70	0,72	1,23	2,89
MAX		522	13,0	5,24	0,92	1,38	3,10
MIN		475	11,9	3,87	0,52	1,06	2,74
s		17,6	0,47	0,64	0,16	0,13	0,16
VarK in %		3,37	3,58	12,2	17,8	9,57	5,06

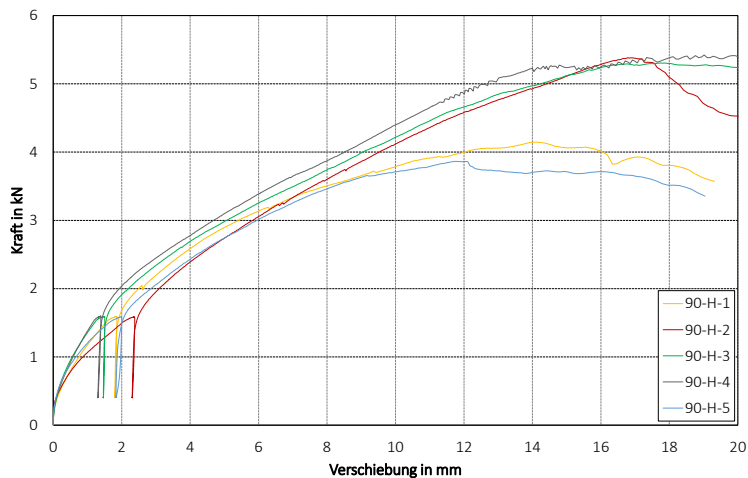


Bild A-36 Last-Verformungsdiagramme Reihe 90-H

Tabelle A-35 Ergebnisse Reihe 90-N

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	k_s in kN/mm	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN	$F_{V=5\text{mm}}$ in kN
90-N	1	407	13,1	2,78	0,33	0,79	1,84
	2	430	12,3	3,83	0,37	0,87	2,10
	3	416	12,0	3,77	0,54	1,07	2,53
	4	394	12,8	2,81	0,36	0,80	1,93
	5	400	13,0	2,80	0,43	1,05	2,00
\bar{X}		409	12,6	3,20	0,41	0,91	2,08
MAX		430	13,1	3,83	0,54	1,07	2,53
MIN		394	12,0	2,78	0,33	0,79	1,84
s		14,2	0,47	0,55	0,08	0,13	0,27
VarK in %		3,30	3,62	14,4	15,2	12,6	10,6

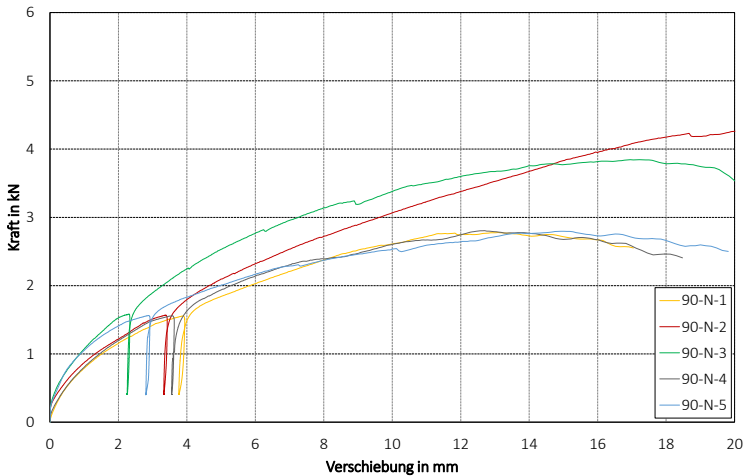


Bild A-37 Last-Verformungsdiagramme Reihe 90-N

Tabelle A-36 Ergebnisse Reihe Z1

Reihe	ρ_{Ra} in	u_{Ra}	ρ_{Be} in	u_{Be}	F_{max}	v_{max}	k_s in	$F_{v=1mm}$	$F_{v=5mm}$
	kg/m ³	in %	kg/m ³	in %	in kN	in mm	kN/mm	in kN	in kN
1	404	14,2	439	10,5	118	14,6	17,81	23,7	77,2
2	406	14,6	392	10,2	116	15,0	13,98	20,3	68,1
Z1 3	404	15,2	464	10,4	122	13,7	16,38	27,9	73,7
4	440	15,3	464	10,4	123	12,9	18,42	26,6	84,3
5	402	15,1	439	10,5	114	14,9	17,88	28,2	69,3
\bar{X}	411	14,9	439	10,4	118	14,2	16,9	25,3	74,5
MAX	440	15,3	464	10,5	123	15,0	18,4	28,2	84,3
MIN	402	14,2	392	10,2	114	12,9	14,0	20,3	68,1
s	16,2	0,47	29,6	0,10	3,92	0,92	1,79	3,32	6,56
VarK in %	3,67	3,04	6,38	0,98	3,19	6,14	9,74	11,8	7,78

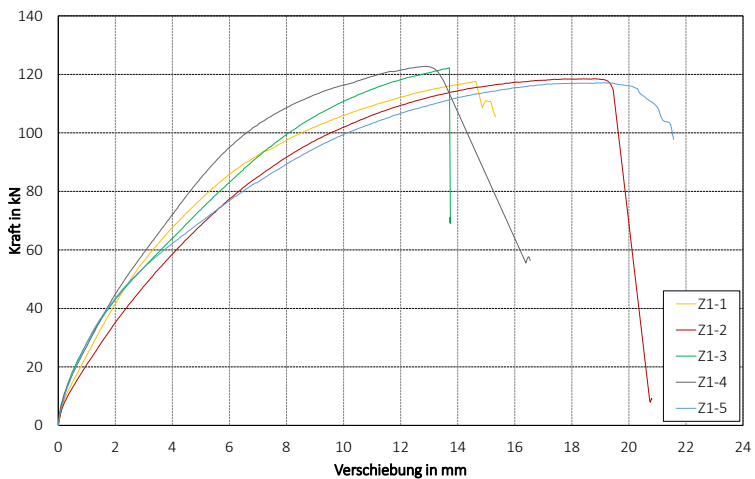


Bild A-38 Last-Verformungsdiagramme Reihe Z1

Tabelle A-37 Ergebnisse Reihe Z2

Reihe	ρ_{Ra} in kg/m ³	u_{Ra} in %	ρ_{Be} in kg/m ³	u_{Be} in %	F_{max} in kN	v_{max} in mm	k_s in kN/mm	$F_{v=1mm}$ in kN	$F_{v=5mm}$ in kN
1	410	13,1	432	10,6	105	14,2	14,93	24,6	64,6
2	399	14,8	425	10,5	96	12,7	12,48	20,6	57,6
Z2 3	407	14,9	392	10,2	94	15,0	11,36	19,6	51,9
4	411	14,6	444	10,2	97	15,0	10,86	14,5	53,9
5	416	13,0	428	10,4	108	14,9	13,59	23,5	61,5
\bar{X}	409	14,1	424	10,4	100	14,3	12,64	20,6	57,9
MAX	416	14,9	444	10,6	108	15,0	14,93	24,6	64,6
MIN	399	13,0	392	10,2	94	12,7	10,86	14,5	51,9
s	6,27	0,95	19,5	0,17	6,12	0,99	1,66	3,94	5,23
VarK in %	1,51	6,36	4,40	1,64	5,66	6,65	11,1	16,0	8,10

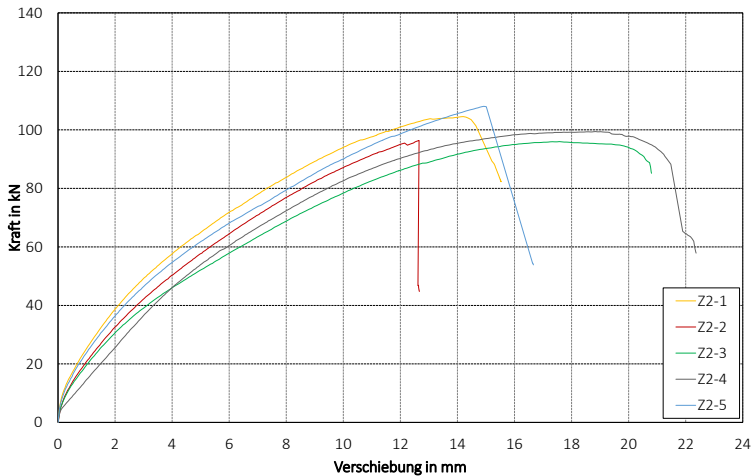


Bild A-39 Last-Verformungsdiagramme Reihe Z2

Tabelle A-38 Ergebnisse Reihe I

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN	$F_{V=5\text{mm}}$ in kN
I	1-2	421	12,9	65,2	30,6	49,0
	2-2	344	12,0	74,5	44,2	62,3
	3-1	388	12,6	74,3	37,5	57,8
	3-2	374	12,5	72,9	38,1	56,4
	4-1	408	12,5	68,9	30,2	52,2
	4-2	406	12,3	72,8	24,8	50,6
\bar{X}		390	12,5	71,4	34,2	54,7
MAX		421	12,9	74,5	44,2	62,3
MIN		344	12,0	65,2	24,8	49,0
s		28,0	0,30	3,63	6,98	5,01
VarK in %		6,65	2,33	4,87	15,8	8,04

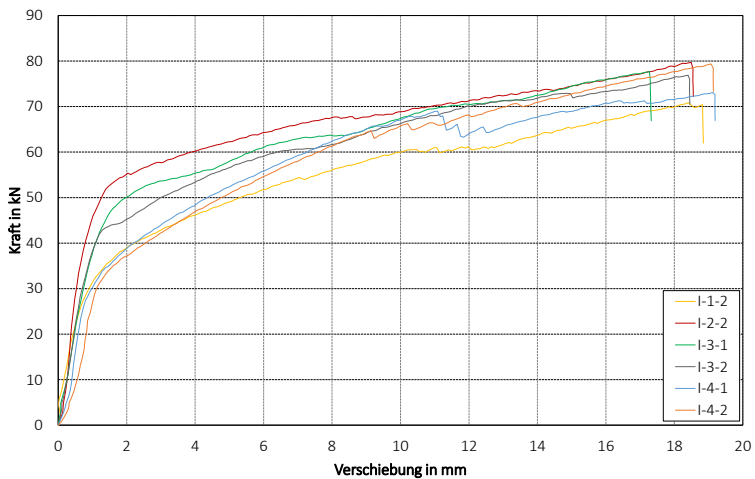


Bild A-40 Last-Verformungsdiagramme Reihe I

Tabelle A-39 Ergebnisse Reihe R

Reihe	Nr.	ρ in kg/m ³	u in %	F_{\max} in kN	$F_{V=1\text{mm}}$ in kN	$F_{V=5\text{mm}}$ in kN
R	1-2	423	13,1	60,4	29,0	49,3
	2-1	352	12,3	79,7	50,1	64,3
	3-1	388	12,7	69,3	23,6	62,3
	3-2	387	11,7	70,8	23,2	61,2
	4-1	418	12,3	64,9	10,5	48,4
	4-2	409	12,1	72,4	23,8	53,7
\bar{X}		396	12,4	69,6	26,7	56,5
MAX		423	13,1	79,7	50,1	64,3
MIN		352	11,7	60,4	10,5	48,4
s		26,3	0,48	6,63	13,0	6,95
VarK in %		6,22	3,70	8,31	25,9	10,8

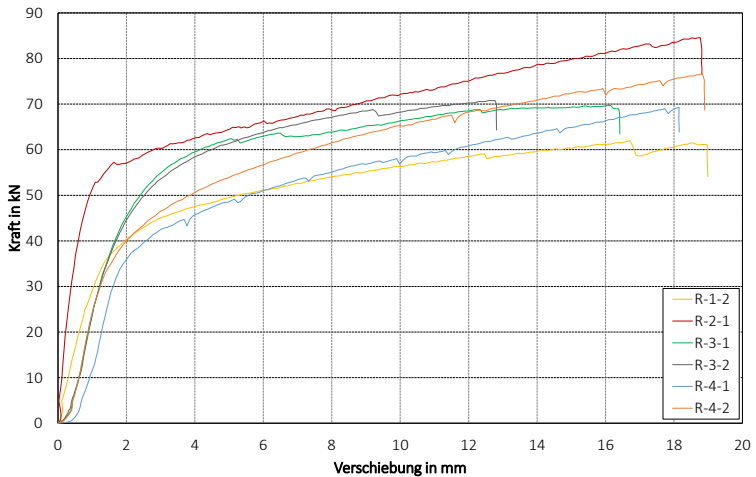


Bild A-41 Last-Verformungsdiagramme Reihe R

Anhang zu Abschnitt 7

Tabelle A-40 Ergebnisse F_{max} , $F_{V=5mm}$, $F_{V=25mm}$ und V_{max}

Reihe	F_{max}		$F_{V=5mm}$		$F_{V=25mm}$		V_{max} in mm
	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	
BLH-1	48,4	19,4	6,39	2,56	24,1	9,64	100
BLH-2	47,3	18,9	5,03	2,01	20,3	8,12	100
BLH-3	41,4	16,6	3,16	1,26	18,5	7,40	100
Mittelwert	45,7	18,3	4,86	1,94	21,0	8,40	100

Tabelle A-41 Ergebnisse u_{Be} , ρ_{Be} , u_{Ra} , ρ_{Ra} und Wandscheiben-Steifigkeit R

Reihe	u_{Be}	ρ_{Be}	u_{Ra}	ρ_{Ra}	R	
	in %	in kg/m^3	in %	in kg/m^3	in N/mm	in $\text{N}/(\text{mm}\cdot\text{m})$
BLH-1	12,5	426	16,5	392	974	390
BLH-2	11,5	391	16,5	392	880	352
BLH-3	11,8	419	16,5	392	768	307
Mittelwert					874	350

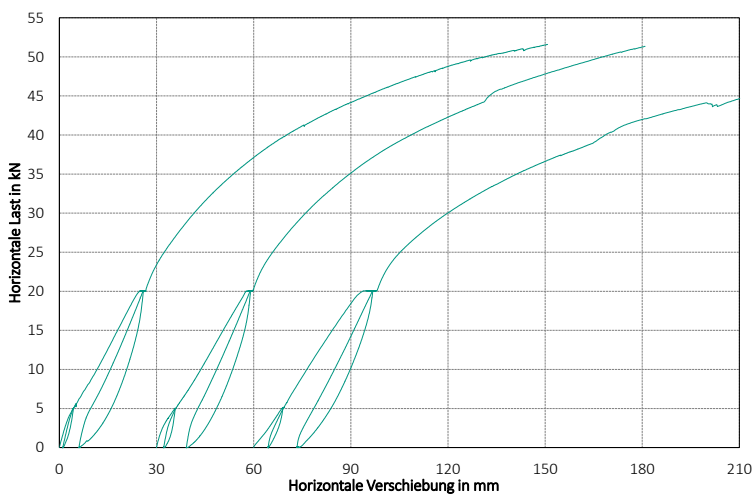


Bild A-42 Last-Verformungsdiagramme Reihe BLH

Tabelle A-42 Ergebnisse F_{max} , $F_{V=5mm}$, $F_{V=25mm}$ und v_{max}

Versuch	F_{max}		$F_{V=5mm}$		$F_{V=25mm}$		v_{max} in mm
	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	
WDH-50-1*	32,8	13,1	4,13	1,65	19,5	7,80	100
WDH-50-2	45,6	18,2	5,03	2,01	23,6	9,44	100
Mittelwert	45,6	18,2	5,03	2,01	23,6	9,44	100
WDH-100-1	35,7	14,3	5,91	2,36	18,9	7,56	100
WDH-100-2	39,5	15,8	6,57	2,63	20,1	8,04	100
Mittelwert	37,6	15,0	6,24	2,50	19,5	7,80	100

Tabelle A-43 Ergebnisse u_{Be} , ρ_{Be} , u_{Ra} , ρ_{Ra} und Wandscheiben-Steifigkeit R

Reihe	u_{Be}	ρ_{Be}	u_{Ra}	ρ_{Ra}	R	
	in %	in kg/m ³	in %	in kg/m ³	in N/mm	in N/(mm·m)
WDH-50-1*	11,7	416	16,5	392	892	357
WDH-50-2	12,2	401	16,5	392	1047	419
Mittelwert					1047	419
WDH-100-1	13,2	413	16,5	392	661	264
WDH-100-2	12,7	408	16,5	392	815	326
Mittelwert					738	295

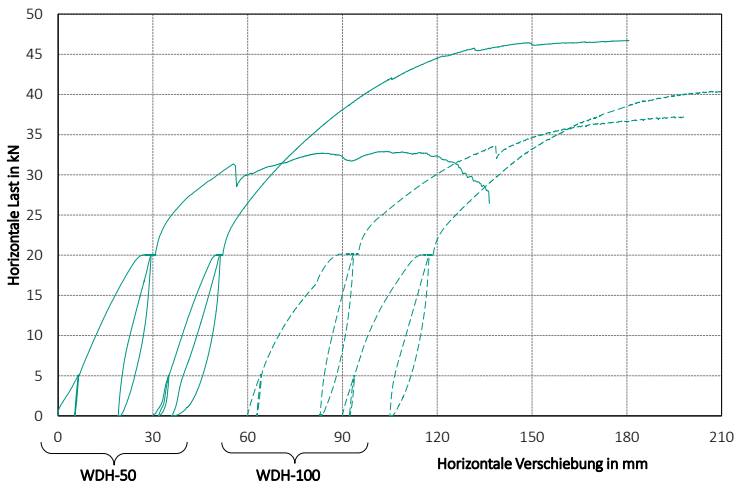


Bild A-43 Last-Verformungsdiagramme Reihe WDH

Tabelle A-44 Ergebnisse F_{max} , $F_{V=5mm}$, $F_{V=25mm}$ und v_{max}

Reihe	F_{max}		$F_{V=5mm}$		$F_{V=25mm}$		v_{max} in mm
	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	
OVD-Z-1	65,2	26,1	10,8	4,32	35,9	14,4	96,6
OVD-Z-2	59,4	23,8	9,76	3,90	33,5	13,4	97,1
OVD-Z-3	66,9	26,8	11,6	4,64	39,1	15,6	92,9
Mittelwert	63,9	25,6	10,7	4,28	36,2	14,5	95,6

Tabelle A-45 Ergebnisse u_{Be} , ρ_{Be} , u_{Ra} , ρ_{Ra} und Wandscheiben-Steifigkeit R

Reihe	u_{Be}	ρ_{Be}	u_{Ra}	ρ_{Ra}	R	
	in %	in kg/m ³	in %	in kg/m ³	in N/mm	in N/(mm·m)
OVD-Z-1	13,4	409	16,5	392	1454	582
OVD-Z-2	14,0	424	16,5	392	1262	505
OVD-Z-3	14,1	420	16,5	392	1593	637
Mittelwert					1436	574

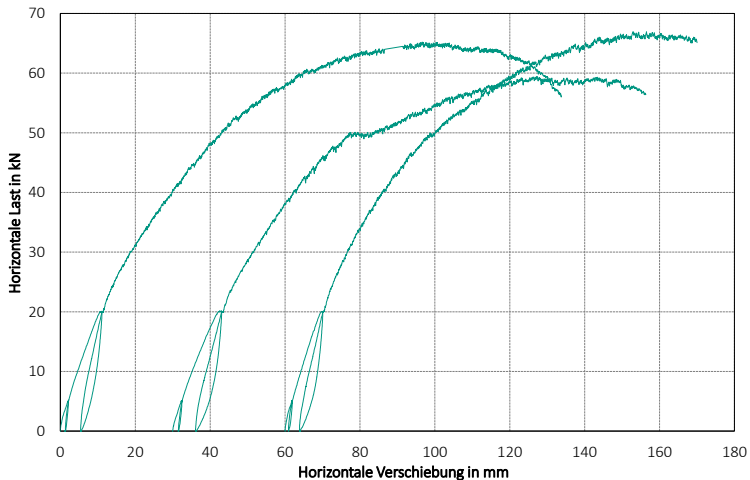


Bild A-44 Last-Verformungsdiagramme Reihe OVD-Z

Tabelle A-46 Ergebnisse F_{max} , $F_{V=5mm}$, $F_{V=25mm}$ und v_{max}

Reihe	F_{max}		$F_{V=5mm}$		$F_{V=25mm}$		v_{max}
	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	in mm
OVD-D-1	31,7	12,7	7,82	3,13	23,2	9,28	54,2
OVD-D-2	25,1	10,0	7,42	2,97	20,0	8,00	86,5
OVD-D-3	23,4	9,36	6,25	2,50	19,1	7,64	64,9
Mittelwert	26,7	10,7	7,16	2,86	20,8	8,32	68,5

Tabelle A-47 Ergebnisse u_{Be} , ρ_{Be} , u_{Ra} , ρ_{Ra} und Wandscheiben-Steifigkeit R

Reihe	u_{Be}	ρ_{Be}	u_{Ra}	ρ_{Ra}	R	
	in %	in kg/m ³	in %	in kg/m ³	in N/mm	in N/(mm·m)
OVD-D-1	12,8	419	16,5	392	1148	459
OVD-D-2	15,2	506	16,5	392	1044	418
OVD-D-3	12,0	418	16,5	392	959	384
Mittelwert					1051	420

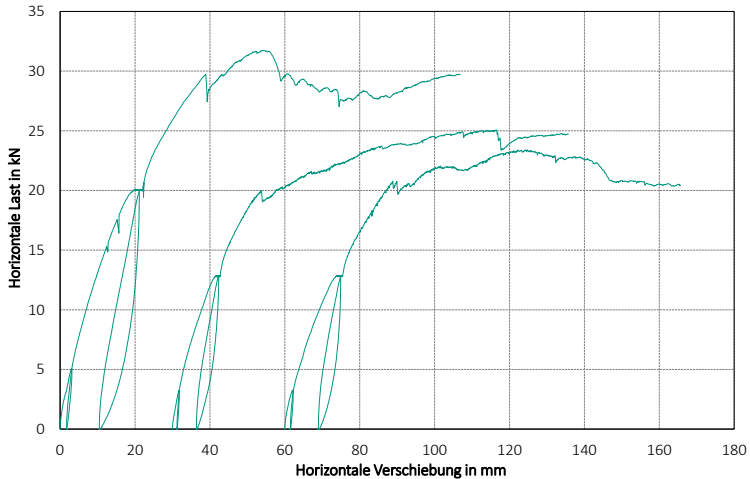


Bild A-45 Last-Verformungsdiagramme Reihe OVD-D

Tabelle A-48 Ergebnisse F_{max} , $F_{V=5mm}$, $F_{V=25mm}$ und v_{max}

Reihe	F_{max}		$F_{V=5mm}$		$F_{V=25mm}$		v_{max}
	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	in mm
OVD-DZ-1	74,7	29,9	15,8	6,32	49,4	19,8	84,2
OVD-DZ-2	79,6	31,8	17,6	7,04	49,9	20,0	87,5
Mittelwert	77,1	30,8	16,7	6,68	49,6	19,8	85,8

Tabelle A-49 Ergebnisse u_{Be} , ρ_{Be} , u_{Ra} , ρ_{Ra} und Wandscheiben-Steifigkeit R

Reihe	u_{Be}	ρ_{Be}	u_{Ra}	ρ_{Ra}	R	
	in %	in kg/m^3	in %	in kg/m^3	in N/mm	in $\text{N}/(\text{mm}\cdot\text{m})$
OVD-DZ-1	15,3	420	16,5	392	2290	916
OVD-DZ-2	12,9	493	16,5	392	2217	887
Mittelwert					2253	901

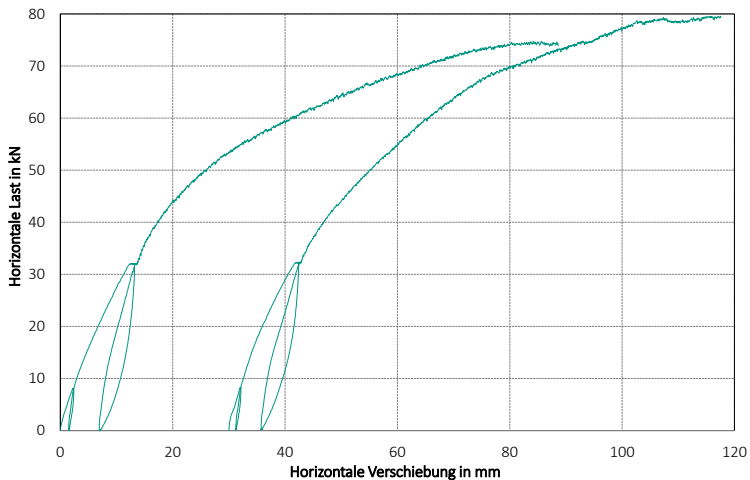


Bild A-46 Last-Verformungsdiagramme Reihe OVD-DZ

Tabelle A-50 Ergebnisse F_{max} , $F_{V=5mm}$, $F_{V=25mm}$ und v_{max}

Reihe	F_{max}		$F_{V=5mm}$		$F_{V=25mm}$		v_{max} in mm
	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	in kN	in kN/m	
OVDS-Z	32,2	25,8	2,89	2,31	10,8	8,64	100
OVDS-D	12,7	10,2	3,32	2,66	8,89	7,11	50,2
OVDS-DZ	30,3	24,2	4,60	3,68	14,4	11,5	100

Tabelle A-51 Ergebnisse u_{Be} , ρ_{Be} , u_{Ra} , ρ_{Ra} und Wandscheiben-Steifigkeit R

Reihe	u_{Be}	ρ_{Be}	u_{Ra}	ρ_{Ra}	R	
	in %	in kg/m ³	in %	in kg/m ³	in N/mm	in N/(mm·m)
OVDS-Z	11,6	437	12,9	487	411	329
OVDS-D	11,7	513	12,1	409	395	316
OVDS-DZ	12,2	471	13,1	479	516	413

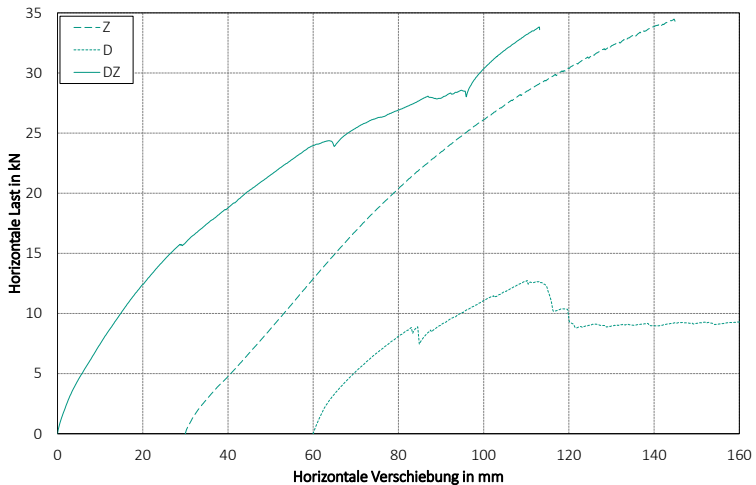


Bild A-47 Last-Verformungsdiagramme Versuche OVDS-Z, OVDS-D und OVDS-DZ

Tragfähigkeitsberechnung für Wandelement mit diagonaler Brettschalung nach DIN EN 1995-1-1/NA (2013) Abschnitt NCI NA 9.2.4.4

Geometrie

Wandlänge	$\ell =$	2500 mm
Wandhöhe	$h =$	2590 mm
Beplankungsdicke	$t_1 =$	30 mm
Winkel Diagonale	$\alpha_D =$	46 °

Verbindungsmitteltragfähigkeit

$d =$	3,1 mm	Versagensmechanismen**
$\ell_{VM} =$	90 mm	(a) $F_V =$ 2444 N
$t_1 =$	30 mm	(b) $F_V =$ 4888 N
$t_2 =$	60 mm	(c) $F_V =$ 1661 N
$M_y =$	3400 Nmm*	(d) $F_V =$ 924 N
$\rho_{\text{mean}} =$	450 kg/m ³ *	(e) $F_V =$ 1686 N
$f_{h,1} =$	26,3 N/mm ²	(f) $F_V =$ 744 N
$f_{h,2} =$	26,3 N/mm ²	
$\beta =$	1	$\Rightarrow F_V =$ 744 N

Auszieh Widerstand Tragfähigkeitsklasse 3

$f_{ax} =$	10,1 N/mm ²	$t_{\text{pen}} =$	60 mm
$f_{\text{head}} =$	20,3 N/mm ²	$d_h =$	7 mm
$F_{ax} =$	1883 N (Herausziehen)		
$F_{\text{head}} =$	992 N (Kopfdurchziehen)		
$\Rightarrow F_{ax} =$	992 N	$\Rightarrow \Delta F_V =$	248 N

Vorhandene Verbindungsmittelanzahl auf $h/2 + \ell/2$

$n =$	32
-------	----

Gesamtragfähigkeit der Verbindungsmittel

$$F_{V,\text{ges}} = n \cdot (F_V + \Delta F_V) = \mathbf{31755 \text{ N}}$$

Tragfähigkeit einseitig beplankte Wandtafel

$$F_{V,\text{einseitig}} = \mathbf{22,1 \text{ kN}} \quad (\text{Bauteiltragfähigkeit nicht maßgebend})$$

Tragfähigkeit beidseitig beplankte Wandtafel

$$F_{V,\text{beidseitig}} = \mathbf{44,1 \text{ kN}} \quad (\text{Bauteiltragfähigkeit nicht maßgebend})$$

* Experimentell bestimmte Mittelwerte

** Berechnung ohne Vorfaktoren (1,05 bzw. 1,15) und ohne Anteil aus Seilwirkung. Anteil aus Seilwirkung wird separat berechnet, siehe $\Delta F_{V,Rd}$.

Tragfähigkeitsberechnung für Wandelement mit OSB-Beplankung nach DIN EN 1995-1-1 (2010) Abschnitt 9.2.4.2

Geometrie

Wandlänge	$\ell =$	2500 mm
Wandhöhe	$h =$	2590 mm
Beplankung	$t =$	15 mm

Verbindungsmitteltragfähigkeit für Klammer (zwei Klammerschäfte)

$d =$	1,53 mm	Versagensmechanismen*
$\ell_{VM} =$	64 mm	(a) $F_V =$ 1452 N
$t_1 =$	15 mm	(b) $F_V =$ 1089 N
$t_2 =$	49 mm	(c) $F_V =$ 857 N
$M_y =$	630 Nmm	(d) $F_V =$ 215 N
$\rho_{k,OSB} =$	550 kg/m ³	(e) $F_V =$ 850 N
$\rho_{mean,Fi} =$	420 kg/m ³	(f) $F_V =$ 281 N
$f_{h,1} =$	63,3 N/mm ²	
$f_{h,2} =$	30,3 N/mm ²	
$\beta =$	0,48	$\Rightarrow F_V =$ 431 N

Auszieh Widerstand Tragfähigkeitsklasse 2**

$f_{ax} =$	7,1 N/mm ²	$\ell_{ef} =$	31 mm
$F_{ax} =$	669 N (Herausziehen)		
$\Rightarrow F_{ax} =$	669 N	$\Rightarrow \Delta F_V =$	167 N

Vorhandene Verbindungsmittelanzahl

$$n = 50$$

Tragfähigkeit einseitig beplankte Wandtafel

$$F_{V,einseitig} = \mathbf{29,8 \text{ kN}} \quad (\text{Bauteiltragfähigkeit nicht maßgebend})$$

Tragfähigkeit beidseitig beplankte Wandtafel

$$F_{V,beidseitig} = \mathbf{59,6 \text{ kN}} \quad (\text{Bauteiltragfähigkeit nicht maßgebend})$$

* Berechnung ohne Vorfaktoren (1,05 bzw. 1,15) und ohne Anteil aus Seilwirkung.
Anteil aus Seilwirkung wird separat berechnet, siehe $\Delta F_{V,Rd}$.

** Kopfdurchziehen nicht berücksichtigt (Klammerrückenbreite unbekannt)

Anhang zu Abschnitt 8

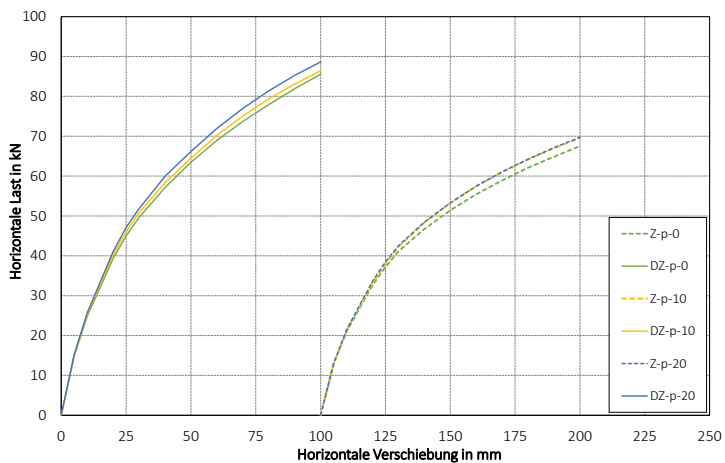


Bild A-48 Last-Verformungsdiagramme der Modelle Z und DZ bei Variation der Auflast

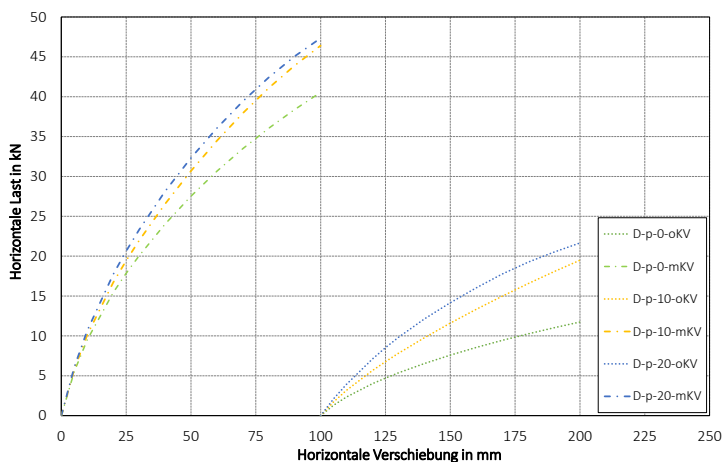


Bild A-49 Last-Verformungsdiagramme der Modelle D-oKV und D-mKV bei Variation der Auflast

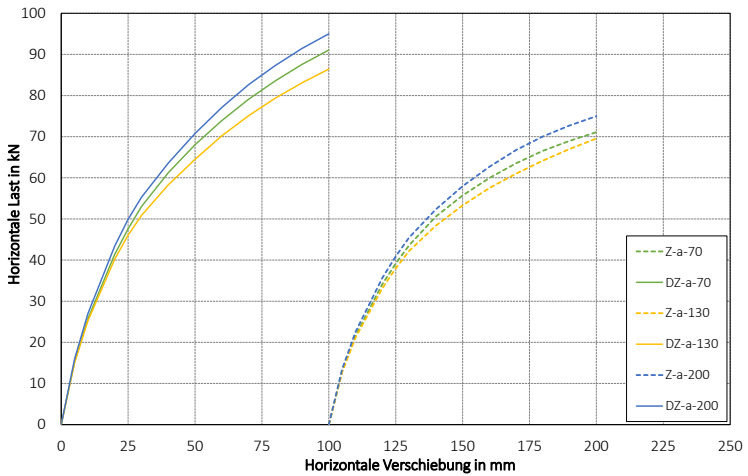


Bild A-50 Last-Verformungsdiagramme der Modelle Z und DZ bei Variation der Brettbreite

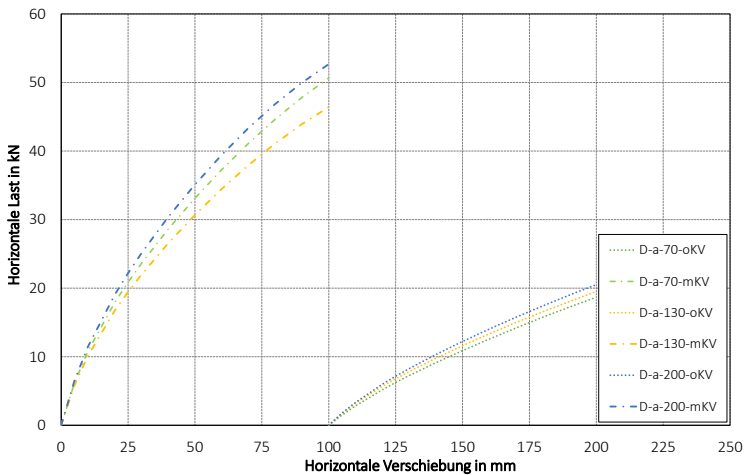


Bild A-51 Last-Verformungsdiagramme der Modelle D-oKV und D-mKV bei Variation der Brettbreite

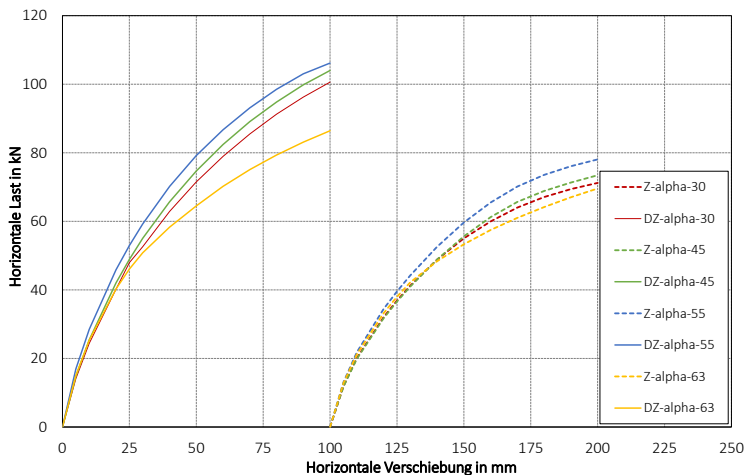


Bild A-52 Last-Verformungsdiagramme der Modelle Z und DZ bei Variation des Neigungswinkels der Beplankung

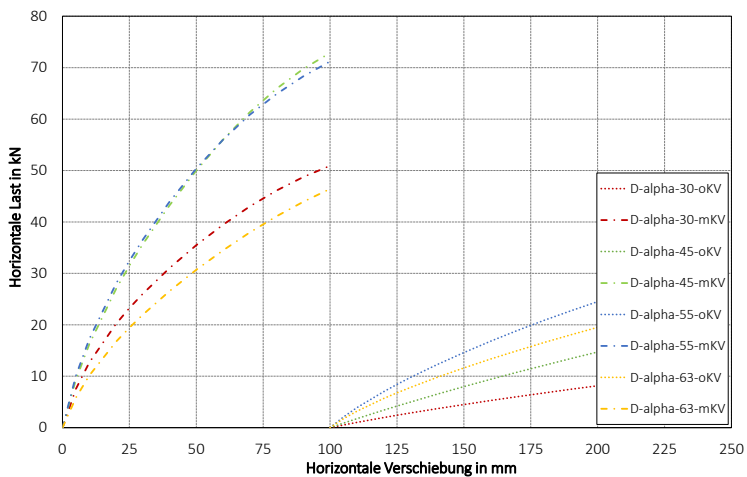


Bild A-53 Last-Verformungsdiagramme der Modelle D-oKV und D-mKV bei Variation des Neigungswinkels der Beplankung

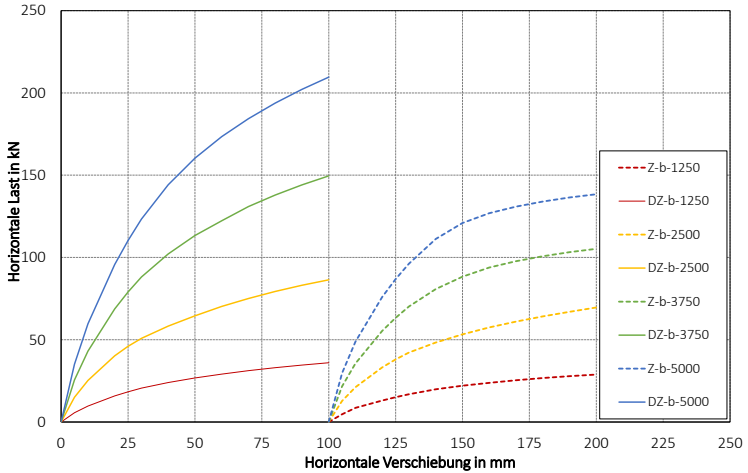


Bild A-54 Last-Verformungsdiagramme der Modelle Z und DZ bei Variation der Wandlänge

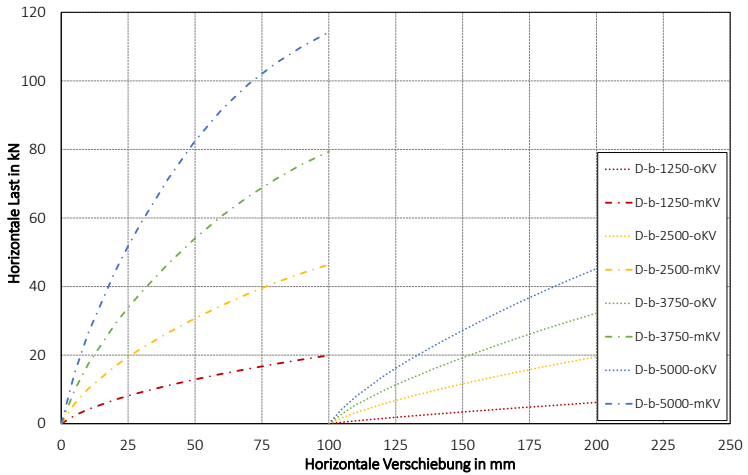


Bild A-55 Last-Verformungsdiagramme der Modelle D-oKV und D-mKV bei Variation der Wandlänge

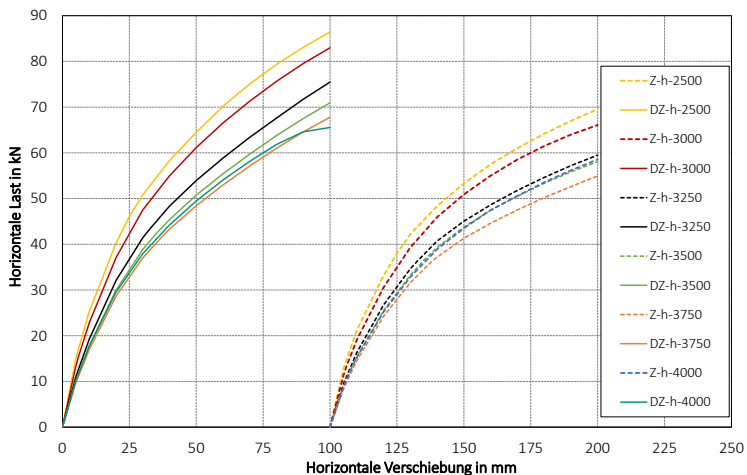


Bild A-56 Last-Verformungsdiagramme der Modelle Z und DZ bei Variation der Wandhöhe

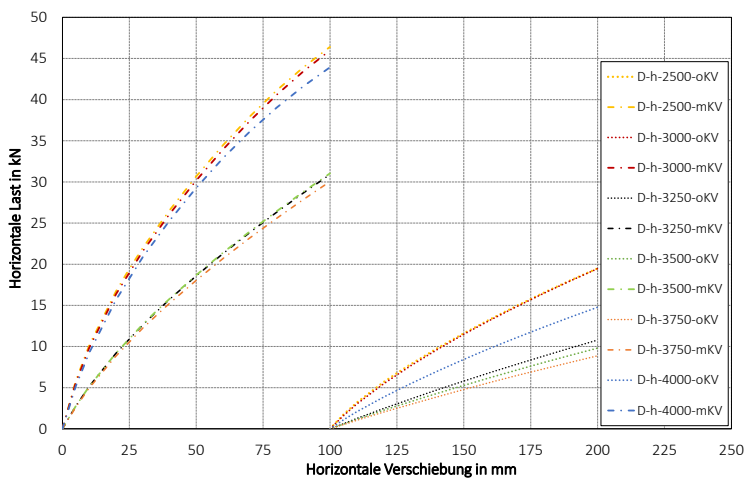


Bild A-57 Last-Verformungsdiagramme der Modelle D-oKV und D-mKV bei Variation der Wandhöhe

Aussteifende Holztafeln bestehen im Allgemeinen aus einer Rahmenkonstruktion, die einseitig oder beidseitig beplankt ist. Zur Beplankung von Holztafeln kommen meist kunstharzgebundene Holzwerkstoffplatten zum Einsatz. Steigende ökologische Ansprüche an Bauwerke führen im Holzbau dazu, dass die Verwendung von klebstofffreien Bauelementen stetig zunimmt.

Im Rahmen der Arbeit wurden klebstofffreie Beplankungssysteme entwickelt und hinsichtlich ihrer Anwendungsmöglichkeiten in aussteifenden Holztafeln beurteilt. Die Entwicklung unterschiedlicher Verbindungslösungen und die wissenschaftliche Untersuchung in klein- und großformatigen Versuchen stellen dabei einen Schwerpunkt dar. Auf Grundlage der Tragfähigkeitsversuche folgen die Bemessung und die computergestützte Berechnung von Holztafeln mit klebstofffreien Beplankungen. Mit den anschließenden Parameterstudien wird die Festlegung von Randbedingungen für die Baupraxis ermöglicht. Die in dieser Arbeit vorgestellten Holztafeln stellen dem Anwender für klebstofffreie Bauweisen ein neues, ressourcenschonendes Bauprodukt zur Verfügung.

ISSN 1860-093X

ISBN 978-3-7315-0624-9

