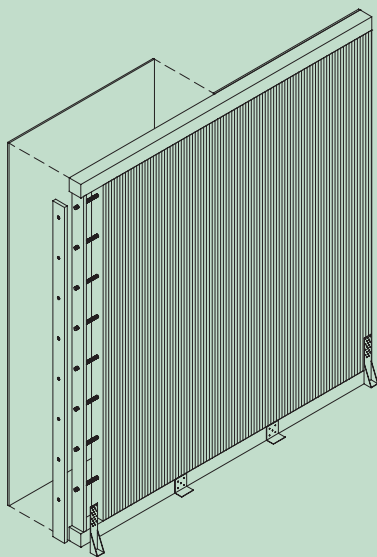


C. Sandhaas

H. J. Blaß

Statisches und dynamisches Verhalten von aussteifenden Wandscheiben in Brettstapelbauweise



C. Sandhaas, H. J. Blaß

**Statisches und dynamisches Verhalten von
aussteifenden Wandscheiben in Brettstapelbauweise**

Titelbild: Wandelement in Brettstapelbauweise

BAND 30

Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau

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

Statisches und dynamisches Verhalten von aussteifenden Wandscheiben in Brettstapelbauweise

Das diesem Bericht zugrunde liegende Vorhaben wurde von der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsgemeinschaften AiF unter dem Förderkennzeichen KF2007011US2 gefördert.

C. Sandhaas
H. J. Blaß

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Holzbau und Baukonstruktionen

Gefördert durch:



aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages



Hinweis

Die Verantwortung für den Inhalt dieser Veröffentlichung liegt bei den Autoren.

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 3.0 DE License
(CC BY-SA 3.0 DE); <http://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/de/>*



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

Print on Demand 2016

ISSN 1860-093X

ISBN 978-3-7315-0459-7

DOI 10.5445/KSP/1000051046

Vorwort

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurde das Verhalten von Wandscheiben in Brettstapelbauweise ohne und mit Beplankung aus verschiedenen Plattenwerkstoffen untersucht. Des Weiteren wurden unterschiedliche Fußpunktanschlüsse der Wandscheiben bewertet, die neben statischen Lasten auch dynamischen Einwirkungen aus Erdbeben standhalten müssen. Außerdem wurde die Tragfähigkeit von Verbindungen in Brettstapelelementen beurteilt.

Das Forschungsprojekt „Entwicklung neuer Befestigungssystematiken zur Erhöhung der Stand- und Erdbebensicherheit von Wänden in Brettstapelbauweise“ wurde von der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen AiF im Rahmen des zentralen Innovationsprogrammes Mittelstand (ZIM) unter dem Förderkennzeichen KF2007011US2 gefördert. Der Kooperationspartner der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine war die Kaufmann GmbH aus Oberstadion.

Alle Versuche wurden im HolzbauLaboratorium der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine am Karlsruher Institut für Technologie ausgeführt. Für die Herstellung der Versuchskörper und der Versuchseinrichtung waren die Labormitarbeiter Martin Huber, Michael Deeg und Sören Hartmann verantwortlich. Außerdem haben Frau B.Sc. Hildegard Obermeyer, Frau B.Sc. Tanith Hoffner und Frau M.Sc. Stephanie Nothof tatkräftig an diesem Forschungsprojekt mitgewirkt.

Allen Beteiligten ist für ihre Mitarbeit zu danken.

Die Verfasser

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Brettstapelbauweise	5
2.1	Aufbau der Brettstapelelemente.....	5
2.2	Stand der Forschung	6
2.3	Wandscheiben aus Brettstapelelementen	7
2.4	Derzeitige Bemessung von Wandscheiben	8
2.5	Belastungsfall Erdbeben	10
2.6	Schlussfolgerungen für das Forschungsprojekt.....	12
3	Zugscherversuche an typischen Verbindungen	13
3.1	Übersicht.....	13
3.2	Versuchsaufbau und -durchführung	15
3.3	Verwendete Materialien	16
3.4	Ergebnisse und Diskussion.....	18
4	Versuche an Wandscheiben	23
4.1	Übersicht.....	23
4.2	Versuchsaufbau und -durchführung	27
4.3	Verwendete Materialien	29
4.4	Ergebnisse und Diskussion.....	32
5	Erdbebenverhalten	41
5.1	Allgemeines	41
5.2	Vorgehensweise zur Bestimmung des Beiwertes q	42
5.3	Mustergebäude unter Erdbebenlast.....	47
5.4	Ergebnisse und Diskussion.....	54
6	Zusammenfassung und Ausblick	61
	Literaturverzeichnis	65
	Bezeichnungen	67
	Anlagen	
	Anlage 1 – Verbindungen	71
	Anlage 2 – Verbindungen Ergebnisse	75
	Anlage 3 – Wandscheiben	97
	Anlage 4 – Wandscheiben Ergebnisse	101
	Anlage 5 – Erdbebenmodellierung.....	113

1 Einleitung

Zielsetzung dieses Kooperationsprojektes zwischen der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine und dem Industriepartner Kaufmann GmbH war die Untersuchung und Entwicklung von Fußpunktanschlüssen für Wandelemente in Brettstapelbauweise (Bild 1-1), die neben statischen Lasten auch Belastungen aus Erdbeben standhalten sollen.

Brettstapelelemente bestehen aus festigkeitssortierten und getrockneten Nadelholz-Brettlamellen, die (u. a.) mit Buchendübeln miteinander verbunden werden, um flächige Bauteile herzustellen. Diese flächigen Brettstapelelemente werden dann auf Maß abgebunden, auf die Baustelle transportiert und dort als Wandscheiben und Deckenplatten eingesetzt und mit mechanischen Verbindungsmitteln verbunden. Um ein Ebenbleiben der als Wandscheiben eingesetzten Brettstapelelemente zu erreichen und um sie als aussteifende Wandscheiben verwenden zu können, werden sie neben Schwelle und Rähm zusätzlich mit einer Beplankung aus einem Holzwerkstoff versehen, die auf die Brettstapelelemente geklammert wird. Zum Ausrichten der Wandscheiben wird die Schwelle verwendet, die wie die Beplankung bereits im Werk angebracht wird (Bild 1-2).

Der Fußpunktanschluss von Wandscheiben wird meist mit Stahlblechformteilen in Winkelform ausgeführt, die über Kammnägeln mit den Brettstapelelementen bzw. den Schwellen verbunden werden (Bild 1-2). Diese Art der Fußpunktanbindung ist jedoch fehleranfällig (hinsichtlich der Lage des Stahlblechformteils und der Anzahl der Verbindungsmittel) und besitzt keinen hohen Vorfertigungsgrad. Außerdem stellt die Schwelle aus Nadelholz eine Schwachstelle dar, da Eindrückungen quer zur Faserrichtung zu unerwünschten Verformungen führen können.

Durch den Erwerb einer neuen Abbundanlage hat die Firma Kaufmann die Möglichkeit, die Brettstapelelemente zu bearbeiten (d. h. Fräsungen auszuführen), glattschaftige Nägel durch dünne Stahlbleche zu schießen und den Vorfertigungsgrad generell zu erhöhen. Neben einem fabrikseitigen Anbringen der Wärmedämmung ist vor allem angedacht, einen verbesserten und Fehler vermeidenden Fußpunktanschluss zu entwickeln,

der auch hohen Sturm- und Erdbebenlasten standhalten soll. Bei der Fußpunktausbildung wird vom Kooperationspartner außerdem der Einsatz eines dünnen, abgekanteten und über die gesamte Wandlänge durchlaufenden Stahlbleches gewünscht, das mit den oben erwähnten glattschaftigen Nägeln befestigt werden soll.



*Bild 1-1 Oben: Gebäude in Brettstapelbauweise (Foto Kaufmann GmbH).
Unten: Brettstapelelement.*

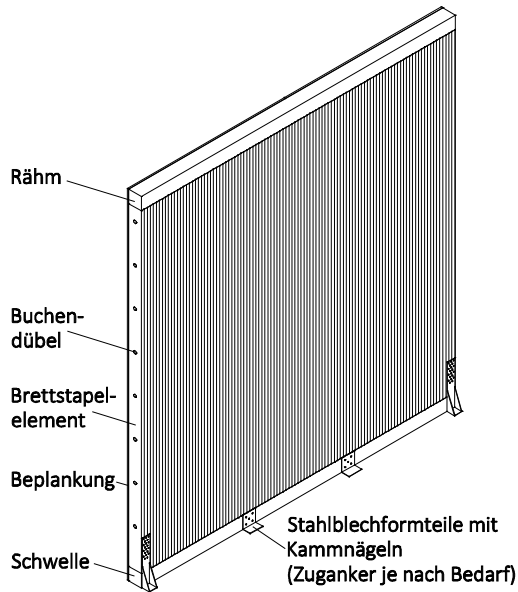


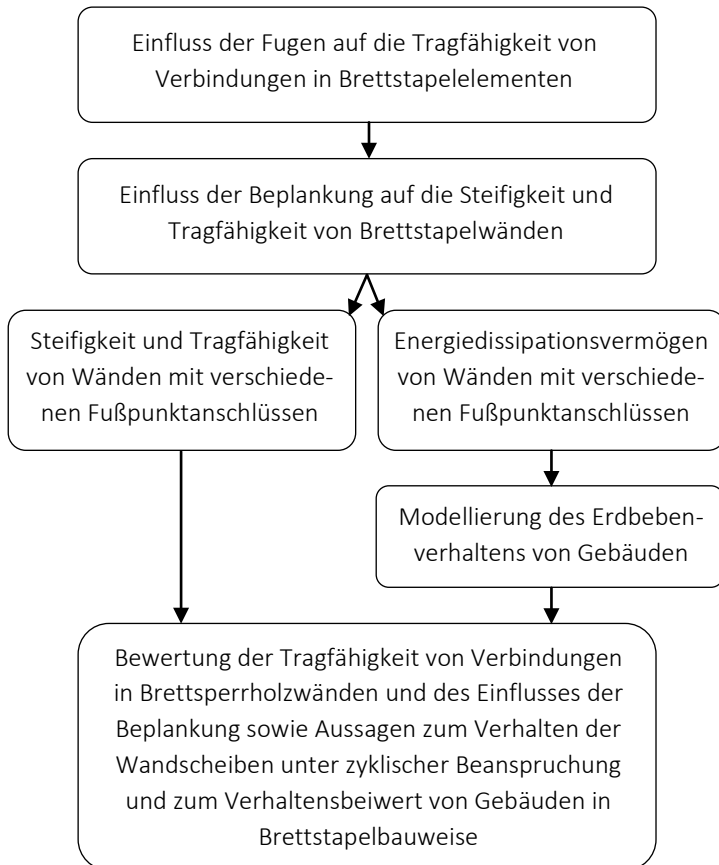
Bild 1-2 Typische Wandscheibe aus Brettstapелеlementen.

Neben den erwünschten Optimierungen hinsichtlich des Vorfertigungsgrades der Fußpunktanbindung müssen zusätzlich einige grundsätzliche, bisher noch nicht weiter untersuchte Probleme der Brettstapelbauweise im Rahmen dieses Forschungsprojektes adressiert werden. So ist davon auszugehen, dass die Tragfähigkeit von Verbindungen bei der Brettstapelbauweise, bei denen Verbindungsmittel rechtwinklig zur Wandebene eingebracht werden, niedriger ist als von vergleichbaren Verbindungen in Vollholz, da Verbindungsmittel in den Fugen zwischen den einzelnen Brettlamellen liegen können und dadurch wesentlich weniger tragen.

Neben Untersuchungen zur wirksamen Tragfähigkeit von Verbindungen im Brettstapelbau sind auch Untersuchungen zur Steifigkeit in Scheibenebene von Brettstapelwänden nötig. In der derzeitigen Bemessungspraxis werden die Brettstapелеlemente selbst nicht berücksichtigt und der Nachweis wird wie für eine Holztafelwand geführt. Es ist jedoch unbekannt, wie hoch der Anteil der Brettstapелеlemente an der Systemsteifigkeit eines Wandelementes ist und inwieweit sie bei dem Nachweis als

aussteifende Wandscheibe berücksichtigt werden könnten. Als letzter Punkt wird das Erdbebenverhalten von Brettstapelgebäuden mit verschiedenen Fußpunktanschlüssen der Wandelemente numerisch untersucht, und es werden Aussagen zum Verhaltensbeiwert q getroffen.

Das Forschungsprojekt ist entsprechend den oben genannten Punkten in die folgenden Arbeitspakete aufgeteilt:



2 Brettstapelbauweise

2.1 Aufbau der Brettstapelelemente

Die in diesem Forschungsvorhaben verwendeten Brettstapelelemente bestehen aus hochkant nebeneinander stehenden Brettlamellen aus Nadelholz Brettern der Sortierklasse S10 mit den Querschnittsmaßen 24 mm x 100 mm. Die Brettlamellen können keilgezinkt sein und werden sägerau und ohne spezielle Kantenbearbeitung verwendet und mit durchgehenden Buchendübeln zu 625 mm breiten Brettstapelelementen verbunden. Ein typisches Brettstapelelement ist in Bild 2-1 gezeigt.

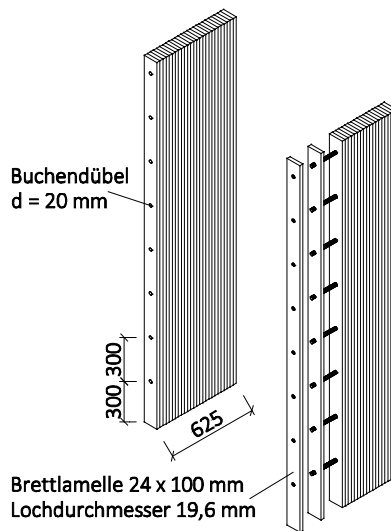


Bild 2-1 Brettstapelelement.

Die Holzfeuchte der Brettlamellen beträgt $15\% \pm 3\%$, und die Dübellöcher werden mit einem Durchmesser von 19,6 mm vorgebohrt, während die Buchendübel mit einem Durchmesser von 20 mm eine Holzfeuchte von 6 - 8% besitzen. Durch den Holzfeuchteunterschied sollen die mittig in einem Abstand von 300 mm eingebrachten Buchendübel aufquellen und damit für einen guten Verbund sorgen.

Andere Element- und Dübelabmessungen, Elemente aus profilierten Brettlamellen sowie Brettstapel mit genagelten anstatt verdübelten Brettlamellen sind auf dem Markt erhältlich, werden jedoch im Rahmen dieses Projektes nicht untersucht.

2.2 Stand der Forschung

Ende der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts wurden die ersten systematischen Untersuchungen an dieser Bauweise durchgeführt, und es wurden Methoden entwickelt, wie Brettstapelelemente bemessen werden können. Einen guten Überblick über diese Forschungsaktivitäten gibt Krämer (2003), der in einem weiteren, größer angelegten Forschungsprojekt den Einsatz von genagelten Brettstapelelementen als Deckenelemente untersuchte. Das Hauptaugenmerk seiner Untersuchungen lag auf der Lastübertragung und Bemessung der Elemente bei Beanspruchung durch Gleichstrecken- oder Einzellast rechtwinklig zur Plattenebene.

Ein weiterer wichtiger Einsatzbereich von Brettstapelelementen sind Holz-Beton-Verbunddecken. Schänzlin (2003) können Informationen zu diesem Einsatzbereich entnommen werden.

Der in diesem Projekt untersuchte Einsatz von Brettstapelelementen als Wandscheiben ist nach Kenntnis der Verfasser jedoch noch nicht weiter untersucht. In der Regel werden aussteifende Brettstapelwandscheiben mit umlaufender Beplankung wie Wandtafeln unter horizontaler Scheibenbeanspruchung nachgewiesen und somit ein möglicher Beitrag der Brettstapelelemente selbst nicht berücksichtigt (Winter et al., n. d.). Dieser Berechnungsansatz beruht auf ingenieurmäßigen Annahmen und nicht auf experimenteller Evidenz.

Auch das Verhalten von Verbindungen in Brettstapelelementen wurde bisher nicht systematisch untersucht, obwohl davon ausgegangen werden kann, dass metallische Verbindungsmittel, die parallel zu den Fugen zwischen den einzelnen Lamellen eingebracht werden, zumindest teilweise in den Fugen liegen und die Verbindungen dementsprechend nicht ihre volle Steifigkeit und Tragfähigkeit erreichen.

2.3 Wandscheiben aus Brettstapelelementen

Die im Rahmen dieses Forschungsprojektes für Wände verwendeten Brettstapelelemente besitzen immer eine Dicke von 100 mm und sind 625 mm breit. Um ein Wandelement zu produzieren, werden mehrere Brettstapelelemente nebeneinander gelegt. Danach werden die Schwelle und das Rähm mit geeigneten Schrauben befestigt, und eine Gipskarton- oder OSB-Platte wird als Beplankung auf die Brettstapelelemente gelegt und umlaufend mit Klammern befestigt (Beispiel einer Wandscheibe siehe Bild 1-2).

Wandscheiben aus Brettstapelelementen werden in der Regel immer mit einer Beplankung versehen, die zur Gewährleistung einer ebenen Wand notwendig ist, wobei bei nichttragenden Innenwänden meist Gipskartonplatten verwendet werden. Ohne Beplankung und Schwellen wäre die Wandfläche durch Verformungen innerhalb der einzelnen Brettstapelelemente und der Elemente untereinander nicht eben, und der Transport einer Wandscheibe zur Baustelle sowie die Montage wären nicht möglich. Auch aus statischen Gründen ist eine Beplankung vorzusehen, um die Steifigkeit der Wand zu erhöhen und um Brettstapelwände überhaupt als aussteifende Scheiben berücksichtigen zu können (Winter et al., n. d.). Bei dem hier besprochenen Brettstapelaufbau mit langen Buchendübeln von 20 mm Durchmesser, die alle 300 mm in die Brettlamellen eingebracht sind, besitzen die Brettstapelelemente durch diesen nachgiebigen Verbund wohl keine ausreichende Steifigkeit, um ohne Beplankung als Wandscheiben eingesetzt werden zu können. Ein dritter Grund für die Notwendigkeit einer Beplankung ist bauphysikalischer Natur.

Durch den Aufbau aus Lamellen und den dadurch unvermeidbaren Fugen kann eine Luftdichtigkeit von Brettstapelwänden ohne Beplankung nicht erreicht werden.

Generell gilt, dass Wandscheiben durch drei verschiedene Belastungsarten beansprucht werden können und für diese auch nachgewiesen werden müssen:

- Beanspruchung durch Eigengewicht und Auflasten, Vertikallast in Scheibenebene;
- Beanspruchung durch Wind, Horizontallast rechtwinklig zur Scheibenebene;
- Beanspruchung durch Wind, Erdbeben, o. ä., Horizontallast in Scheibenebene (Aussteifung).

2.4 Derzeitige Bemessung von Wandscheiben

Die aktuellste Übersicht über Brettstapelelemente, die als Decken oder Wandbauteile eingesetzt werden, die Ermittlung wirksamer Querschnittswerte und die notwendigen Nachweise sind in Winter et al. (n. d.) zu finden. Die für dieses Projekt relevanten, derzeitigen Bemessungsansätze von Wandscheiben werden im Folgenden kurz erläutert; genauere Informationen und Bemessungsansätze können Winter et al. (n. d.) entnommen werden.

2.4.1 Durch Vertikallasten beanspruchte Wandscheiben

Wandscheiben mit Vertikalkräften können als Druckstäbe betrachtet werden, die auf Stabilitätsversagen untersucht werden müssen. Wandscheiben aus Brettstapelelementen können, je nach Wandlänge, jedoch nicht nur aus der Wandebene heraus knicken (Knicken um die starke Achse der Brettlamellen), sondern im Bereich von Randlamellen (bei großen Öffnungen oder schmalen Wandstützen) auch in Wandebene, also um die schwache Achse der Brettlamellen.

Bei Knicken um die starke Achse kann die Vertikallast auf die einzelnen Lamellen der Dicke d verteilt und diese als Druckstäbe nachgewiesen werden. Bei diesem Versagensfall ist die Anzahl der Lamellen nicht relevant und die Eulersche Knicklast ist lediglich von der Dicke d einer einzelnen Lamelle, also der Brettbreite, abhängig. Dies ist nicht mehr gültig bei Knicken in Wandebene, also um die schwache Achse der Brettlamellen. Bei diesem Nachweis muss die Anzahl n der zusammenwirkenden (= nachgiebig miteinander verbundenen) Brettlamellen wie in Bild 2-2 gezeigt über eine wirksame Schubsteifigkeit berücksichtigt werden (Winter et al., n. d.).



Bild 2-2 Horizontalschnitt einer Wandscheibe.

2.4.2 Durch Horizontallasten beanspruchte Wandscheiben

Bei einer Beanspruchung durch Wind rechtwinklig zur Wandscheibenebene werden die Brettstapелеlemente auf Biegung beansprucht. Der Nachweis der Biegebeanspruchung wird für eine Einzellamelle geführt.

Bei Beanspruchung durch eine Horizontallast in Scheibenebene wird die Tatsache ausgenutzt, dass Wände aus Brettstapелеlementen meist mit Holzwerkstoffplatten beplankt sind, die umlaufend auf die Brettstapелеlemente geklammert werden, und dass durchlaufende Schwellen und Rähme vorhanden sind. Dadurch kann das in Eurocode 5 Abschnitt 9.2.4 angegebene Verfahren zur Bemessung von Wandtafeln angewendet werden.

2.5 Belastungsfall Erdbeben

Erdbebeneinwirkungen auf Gebäude stellen außergewöhnliche Einwirkungen dar und sind in Deutschland vor allem für Bauwerke auf der Schwäbischen Alb sowie im Großraum Köln von Bedeutung für den Bemessungsingenieur. Auch im benachbarten Ausland können Erdbeben auftreten. In all diesen Gebieten werden Gebäude in Brettstapelbauweise gebaut, deren Erdbebentauglichkeit nachgewiesen werden muss.

Erdbeben haben vertikale und horizontale Komponenten, wobei hier die vertikalen Komponenten vernachlässigt werden. Die horizontalen Beschleunigungen führen zu großen horizontalen Kräften auf ein Brettstapelgebäude, die von aussteifenden Wandscheiben aufgenommen, über die Fußpunktanschlüsse gegebenenfalls in die Decken weitergeleitet und von dort wiederum über aussteifende Wände schließlich in die Fundamente und den Baugrund übertragen werden müssen. Neben den Decken sind daher aussteifende Wandscheiben zusammen mit ihren Anschlüssen entscheidend für die Tragfähigkeit der Gebäude im Fall von Erdbeben. Die wichtigste Forderung an solche Bauteile ist ihr gutmütiges Verhalten, das große Verformungen vor einem Versagen erlaubt. Nach großen Erdbeben dürfen Gebäude beschädigt sein, sie dürfen jedoch nicht einstürzen.

Da das hier vorgestellte Forschungsprojekt die Beurteilung der Erdbebentauglichkeit umfasst, also die Steifigkeit und Tragfähigkeit von Gebäuden unter einer dynamischen Horizontallast untersucht, wird die Funktion einer Wand aus Brettstapelelementen als aussteifendes Bauteil, neben ihrer Funktion der Weiterleitung von Horizontalkräften in die Deckenplatte, maßgebend. Aussteifende Wandscheiben unter einer Erdbebenlast werden großen Schubbeanspruchungen ausgesetzt und müssen außerdem auch abhebenden Kräften widerstehen können, wobei die abhebenden Kräfte von der Wandscheibensteifigkeit und der Vertikallast auf die Wandscheibe abhängen.

Grundsätzlich gilt, dass Gebäude in Holzbauweise durch ihr geringes Gewicht im Erdbebenfall relativ niedrige dynamische Kräfte entwickeln. Neben diesem Vorteil einer niedrigen Trägheitskraft führen die im Holzbau eingesetzten mechanischen Verbindungsmittel zu einem (potentiell)

hohen Energiedissipationsvermögen, das sich ebenfalls sehr positiv auf das Erdbebenverhalten eines Tragwerkes aus Holz auswirkt. Hierbei wird zwischen niedrigdissipativen und hochdissipativen Bauwerken unterschieden. Bauwerke mit nur wenigen steifen Verbindungen und großen Verbindungsmitteldurchmessern zeigen generell nur geringes plastisches Verhalten, wodurch nur wenig Energie dissipiert werden kann, während Tragwerke, bei denen sehr viele schlanke Verbindungsmittel verwendet werden, meist hochdissipative Bauwerke sind. In Eurocode 8, der europäischen Erdbebenbemessungsnorm, wird dieser Unterschied über die sogenannten Duktilitätsklassen getroffen.

In Duktilitätsklasse L (*low*) werden nichtdissipative Tragwerke eingeordnet, die in einem Erdbebenfall im elastischen Zustand bleiben und keine Energie dissipieren. Niedrigdissipative Tragwerke, Duktilitätsklasse M (*medium*), verhalten sich in einigen Bereichen, z. B. durch einen gezielten Einsatz von Verbindungen mit schlanken, mechanischen Verbindungsmitteln, duktil und dissipieren daher eingeschränkt Energie, während hochdissipative Tragwerke, Duktilitätsklasse H (*high*), viele dissipative Bereiche enthalten; beispielsweise Holztafelgebäude, bei denen die Bepunktung mit einer Vielzahl von Klammern oder Nägeln auf die Unterkonstruktion aufgebracht ist. Je höher die Duktilitätsklasse, desto höher ist auch der Verhaltensbeiwert q , „...der bei der Bemessung zur Reduzierung der durch lineare Berechnung ermittelten Kräfte verwendet wird, um der nichtlinearen Antwort eines Tragwerks in Abhängigkeit von Baustoff, Tragsystem und dem verwendeten Bemessungsverfahren Rechnung zu tragen.“ (Zitat Eurocode 8 Abschnitt 1.5.2.)

Da die Brettstapelbauweise denselben Konstruktionskriterien für aussteifende Wandscheiben folgt wie die Holztafelbauweise, kann von der Brettstapelbauweise ein gutmütiges Erdbebenverhalten und signifikante Energiedissipation während eines Erdbebens erwartet werden. Eine ausführliche Einleitung zum Erdbebenverhalten von Holzgebäuden und der Wichtigkeit der Verbindungen kann Schädle (2012) entnommen werden.

2.6 Schlussfolgerungen für das Forschungsprojekt

Der Schwerpunkt dieses Forschungsprojektes ist die Untersuchung des Verhaltens von Wandscheiben unter monotonen und zyklischen Horizontallasten in Scheibenebene. Damit sollen die folgenden Fragestellungen beantwortet werden:

- Stimmt die Annahme, dass die aussteifende Wirkung von Brettstapelelementen vernachlässigbar ist und Wandelemente aus Brettstapeln somit nur bei Vorhandensein einer Beplankung mit Holzwerkstoffplatten aussteifend wirken?
- Wie stark wirken sich unterschiedliche Beplankungsarten auf Steifigkeit, Tragfähigkeit und Duktilität der Wandscheiben aus?
- Inwieweit unterscheiden sich verschiedene Fußpunktanschlüsse hinsichtlich ihrer Steifigkeit, Tragfähigkeit, Duktilität und Energiedissipation und welche sind relevant für die Praxis?

Der letzte Punkt ist relevant für Untersuchungen zur Erdbebentauglichkeit der Brettstapelbauweise.

Da jedoch bei Betrachtung des derzeitigen Kenntnisstandes deutlich wurde, dass belastbare Zahlen zum Einfluss der Fugen auf die Tragfähigkeit von Verbindungen fehlen, werden auch vergleichende Versuche an Verbindungen mit Brettstapelelementen und Vollholz durchgeführt und ausgewertet.

3 Zugscherversuche an typischen Verbindungen

3.1 Übersicht

Es wurden insgesamt 49 Zugscherversuche an Verbindungen durchgeführt, die typischerweise an einem Wandelement verwendet werden wie z. B. OSB-Brettstapel mit Klammern oder Stahlblech-Brettstapel mit Kammnägeln. Einige der geprüften Verbindungsarten wurden auf Wunsch des Kooperationspartners mit sehr dünnen Stahlblechen durchgeführt, da solche Stahlbleche für einen optimierten Fußpunktanschluss verwendet werden sollen. Die durchgeführten Versuche sind in Tabelle 3-1 aufgeführt. Bei der Verwendung von Brettstapeln (BSt) wurden die folgenden Varianten geprüft, die auch in Tabelle 3-1 angegeben sind:

- Planmäßiges Einbringen der Verbindungsmittel in die Fugen bzw. mittig in die Lamellen.
- Der erste Buchendübel hatte einen Endabstand von 200 mm, saß also „oberhalb“ der Verbindung (siehe Bild 3-1). Bei den Reihen 7 und 11 wurde der Buchendübel „unterhalb“ der Verbindung angeordnet mit einem Endabstand von 30 mm.
- Schmäler Brettstapel mit ca. 7 Lamellen ($b = \text{ca. } 160 \text{ mm}$) und breiter Brettstapel mit ca. 13 Lamellen ($b = \text{ca. } 310 \text{ mm}$). Bezeichnung in Tabelle 3-1 „schmal“.
- Für die Reihen 3, 14 und 16 wurden nass produzierte und dann auf 12% heruntergetrocknete Brettstapel verwendet, um größere Fugenabstände zu erhalten. Bezeichnung in Tabelle 3-1 „getrocknet“.

Tabelle 3-1 Übersicht Zugscherversuche, BSt = Brettstapel.

Versuchsreihe	Aufbau	n
Klammerverbindungen, Kl 1,53 x 50, $t_{OSB} = 12$ mm		
1	OSB/4 – Vollholz	5
2	OSB/4 – BSt schmal, geklammert in Fugen	5
3	OSB/4 – BSt getrocknet, geklammert in Fugen	3
4	OSB/4 – BSt, geklammert in Fugen	3
Verbindungen mit glattschaftigen Nägeln, Nä 31 x 80, $t_{Stahlblech} = 0,75$ mm		
5	Stahlblech – Vollholz	3
6	Stahlblech – BSt schmal, genagelt in Fugen	2
7	Stahlblech – BSt schmal, genagelt in Fugen, Dübelendabstand 30 mm	2
8	Stahlblech – BSt schmal, genagelt in Lamellen	2
Verbindungen mit Kammnägeln, RiNä 40 x 50, $t_{Lochblech} = 1,0$ mm		
9	Lochblech – Vollholz	3
10	Lochblech – BSt schmal, genagelt in Fugen	3
11	Lochblech – BSt schmal, genagelt in Fugen, Dübelendabstand 30 mm	3
12	Lochblech – BSt schmal, genagelt in Lamellen	3
Verbindungen mit Coilnägeln, CoilNä 25 x 55, $t_{OSB} = 12$ mm		
13	OSB/4 – Vollholz	5
14	OSB/4 – BSt getrocknet, genagelt in Fugen	3
15	OSB/4 – BSt, genagelt in Fugen	3
16	OSB/4 – BSt getrocknet, genagelt in Lamellen	3
17	OSB/4 – BSt, genagelt in Lamellen	3

Vergleichsversuche mit Vollholz wurden ebenfalls ausgeführt, um den Traglastabfall von Verbindungen in Brettstapeln im Vergleich zu Verbindungen in Vollholz beurteilen zu können. Alle Verbindungen waren einschneidige Holz-Holzwerkstoff- bzw. Holz-Stahlblech-Verbindungen.

3.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Alle Versuchskörper waren symmetrisch aufgebaut mit jeweils vier einschnittigen Verbindungen, wobei jede Verbindung 5 Verbindungsmittel enthielt. Bild 3-1 zeigt einen typischen Versuchskörper. Alle weiteren Abmessungen können Anlage 1 entnommen werden. Die Versuche wurden entsprechend der EN 26891 ausgeführt, die Schätzlasten und Geschwindigkeiten sind ebenfalls in Anlage 1 angegeben. Vier Wegaufnehmer WA20 wurden angeordnet, um die Relativverschiebungen der einzelnen Verbindungen aufzeichnen zu können. Ein eingebauter Versuchskörper und die vier Wegaufnehmer sind in Bild 3-2 gezeigt. Die Bezeichnung der Wegaufnehmer ist oben vorne (ob_vo), oben hinten (ob_hi), unten vorne (un_vo) und unten hinten (un_hi), und sie messen die Verformungen der jeweiligen Verbindung.

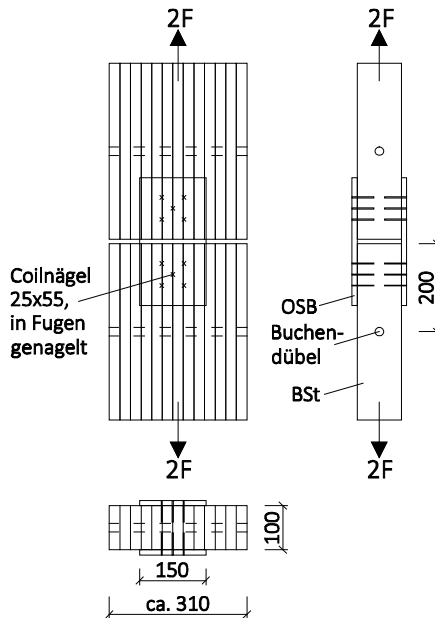


Bild 3-1 Typischer Zugscherversuchskörper, Versuchskörper der Reihe 15.

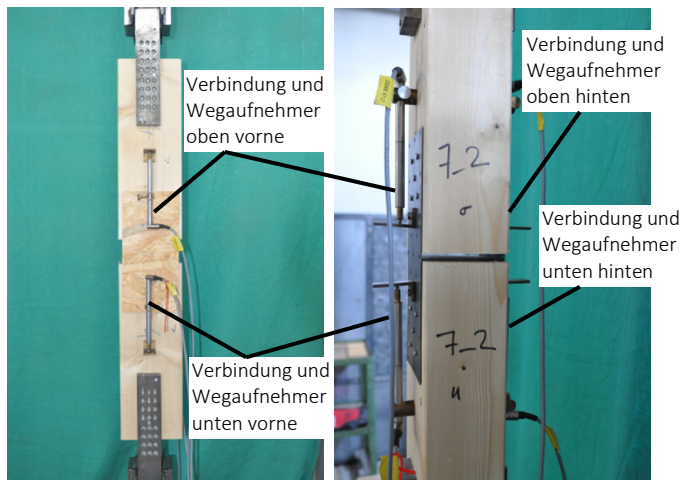


Bild 3-2 Eingebauter Versuchskörper mit Detail Wegaufnehmer.
Links: Reihe 1. Rechts: Reihe 9.

Pro Versuch wurden also vier Verbindungen mit je 5 Verbindungsmitteln geprüft und ein Wert für die Tragfähigkeit sowie vier Steifigkeiten bestimmt.

3.3 Verwendete Materialien

Um die Rohdichten ρ_u und Holzfeuchten u der Vollholzversuchskörper zu bestimmen, wurden nach den Versuchen kleine Holzstücke in Nähe der Verbindungen entnommen und darrgetrocknet. Die Brettstapelversuchskörper hingegen wurden jeweils hintereinander liegend aus den gelieferten Brettstapelementen entnommen, um dieselben Brettlamellen innerhalb eines Versuchskörpers zu erhalten. Die Rohdichte und Holzfeuchte der durchnummerierten Lamellen wurden pro Brettstapелеlement (und nicht für jeden Prüfkörper) bestimmt. Die ermittelten Rohdichten und Holzfeuchten sind für die Einzelversuche in Anlage 2 angegeben; Tabelle 3-6 hingegen enthält die Mittelwerte der einzelnen Versuchsreihen. Es konnte beobachtet werden, dass die Lamellengüte der Brettstapel stark schwankend war. So wurden, über alle Versuchskörper,

Minimal- und Maximalwerte der Rohdichten ρ_u von 326 kg/m^3 und 650 kg/m^3 gemessen. Der Variationskoeffizient (COV) betrug 12%. Auch die Holzfeuchte schwankte relativ stark mit einem Variationskoeffizienten von 7,6% und Minimal- und Maximalwerten von 10,5% und 15,1%. Dabei gilt es jedoch zu berücksichtigen, dass die nass produzierten und heruntergetrockneten Brettstapel eine mittlere Holzfeuchte von 13,9% hatten.

Neben den Tragfähigkeiten und Steifigkeiten der Verbindungen wurden auch die Eigenschaften der verwendeten Bleche und Verbindungsmittel (VM) sowie die Kopfdurchzieh- bzw. Auszieh Widerstände ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3-2 bis Tabelle 3-4 gegeben. Da Schwelle und Rähm am Brettstapel mit unter 45° eingebrachten Vollgewindeschrauben (VGS) $6 \times 200 \text{ mm}$ befestigt werden, wurden Ausziehversuche durchgeführt, um einen möglichen Traglastabfall bewerten zu können. Die Ergebnisse zeigt Tabelle 3-5; ein Traglastabfall ist deutlich zu sehen, da die Lamellen des Brettstapels vorzeitig spalten. Während der Auszieh Widerstand in BSH im Mittel $7,8 \text{ kN}$ beträgt, sinkt dieser auf $5,3 \text{ kN}$ bei Verwendung von normal produziertem Brettstapel. Bei nass produziertem Brettstapel ist eine weitere Reduktion auf $4,1 \text{ kN}$ zu beobachten.

Tabelle 3-2 Zugversuche an Blechstreifen, jeweils 5 Versuche.

	Stahlblech 0,75 mm		Lochblech 1,0 mm	
	$R_{p0,2}$ [MPa]	R_m [MPa]	$R_{p0,2}$ [MPa]	R_m [MPa]
MW	246	319	170	300
s	19	15	13	11
Min	213	292	155	289
Max	260	331	184	315

Tabelle 3-3 Fließmomente M_y in [Nm].

	KI 1,53 x 50	Nä 31 x 80	RiNä 40 x 50	CoilNä 25 x 55
n	10	10	10	10
MW	0,70	4,17	7,03	2,49
s	0,02	0,05	0,15	0,05
Min	0,68	4,10	6,86	2,40
Max	0,72	4,25	7,33	2,55

Tabelle 3-4 Kopfdurchziehewiderstand in [kN] durch 12 mm OSB/4 ($\rho_{u,mean} = 644 \text{ kg/m}^3$ bei $u = 7,6\%$) von Klammern 1,53 x 50 mit Rückenbreite 11,6 mm und Coilnägeln 25 x 55 mit mittlerem Kopfdurchmesser von 6,2 mm. Ausziehewiderstand in [kN] von CoilNä 25 x 55 aus Vollholz mit $\rho_{mean} = 350 \text{ kg/m}^3$, Einschlagtiefe = $10 \cdot d = 25 \text{ mm}$.

	Kl 1,53 x 50 Kopfdurchziehen	CoilNä 25 x 55 Kopfdurchziehen	Ausziehen
n	10	26	5 radial, 5 tangential
MW	0,99	1,39	0,38
s	0,21	0,39	0,06
Min	0,71	0,94	0,26
Max	1,40	2,58	0,46

Tabelle 3-5 Mittelwerte für Ausziehewiderstand von VGS Assy Plus 6 x 200, VGS unter 45 Grad eingebracht, Einschraubtiefe = $10 \cdot d = 60 \text{ mm}$.

	n	R_{ax} [kN]	ρ_u [kg/m ³]	u [%]
BSH	5	7,8	503	10,3
BSt	5	5,3	513	11,6
BSt, getrocknet	5	4,1	488	11,9

3.4 Ergebnisse und Diskussion

Bild 3-3 zeigt die ermittelten mittleren Tragfähigkeiten pro Versuchsreihe und Verbindungstyp, wobei nicht zwischen breiten und schmalen und zwischen normal produzierten und nass produzierten und dann getrockneten Brettstapeln unterschieden wurde. Diese Unterscheidung wird jedoch in Tabelle 3-6 gemacht; Einzelwerte und Last-Verschiebungsdiagramme können Anlage 2 entnommen werden. Da die Versuchskörper doppelsymmetrisch aufgebaut waren und mit einem Versuch vier Verbindungen mit jeweils 5 Verbindungsmitteln (VM) geprüft wurden, stellt die maximale Tragfähigkeit F_{max} aus den Versuchen den Minimalwert der Tragfähigkeit einer Verbindung (mit 5 VM) dar. Die gegebenen Werte für K_{ser} setzen sich aus dem Mittelwert von vier Werten pro Versuchskörper und dem daraus gemittelten Wert pro Versuchsreihe zusammen.

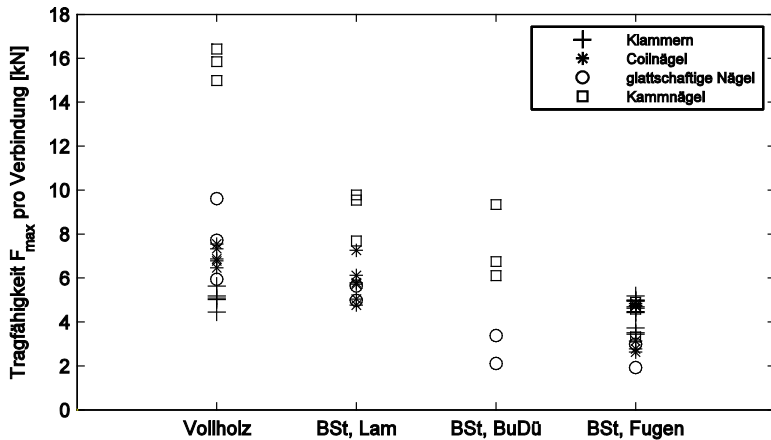


Bild 3-3 Tragfähigkeit unterschiedlicher Verbindungen. „BSt, Lam“ = in Lamellen eingebrachte VM, „BSt, BuDü“ = in Fugen eingebrachte VM und Buchendübel mit 30 mm Endabstand, „BSt, Fugen“ = in Fugen eingebrachte VM.

In Bild 3-3 und Tabelle 3-6 ist deutlich zu sehen, dass der Einfluss der Fugen in den Brettstapelelementen auf die Tragfähigkeit von Verbindungen groß ist. Sowohl der Verbindungstyp „Stahlblech – glattschaftige Nägel“ als auch der Typ „Lochblech – Kammnägel“ zeigen einen deutlichen Tragfähigkeitsverlust bei einem Ersetzen des Vollholzbauteils durch ein Brettstapelbauteil.

Coilnagel- und vor allem Klammerverbindungen hingegen sind dank der kleineren Schaftdurchmesser und der Tatsache, dass bei Klammern mindestens einer der Schäfte nicht in der Fuge sitzt, besser geeignet für Verbindungen in Brettstapeln, da sie einen weniger starken Tragfähigkeitsverlust zeigen. Diese Aussage kann generalisiert werden: falls Verbindungen mit VM ausgeführt werden, die rechtwinklig zur BSt-Ebene eingebracht werden, so sind VM mit kleinen VM-Durchmessern besser geeignet, da diese zum einen nicht zu einer zusätzlichen Fugenaufweitung während des Einbringens der VM führen und zum anderen die Lamellen nicht aufspalten. Weiterhin gilt, dass die Streuung der Tragfähigkeit bei Verbindungen in Brettstapeln groß ist (siehe Anhang 2).

Tabelle 3-6 Zugscherversuche, Mittelwerte der Rohdichte ρ_w , Holzfeuchte u , Tragfähigkeit F_{max} und Steifigkeit K_{ser} einer Verbindung mit 5 VM.

Versuchsreihe	n	ρ_u [kg/m ³]	u [%]	F_{max} [kN]	K_{ser} [kN/mm]
Klammern 1,53 x 55 mit OSB/4					
1 (Vollholz)	5	491	13,5	5,1	2,6
2 (schmal, in Fugen)	5	482	13,0	4,5	1,8
3 (getr. *, in Fugen)	3	503	13,5	3,9	1,6
4 (in Fugen)	3	507	12,8	5,0	4,0
Glatte Nägel 31 x 80, mit Stahlblech					
5 (Vollholz)	3	486	13,7	7,8	4,8
6 (in Fugen)	2	469	12,6	2,5	2,5
7 (BuDü, in Fugen)	2	445	12,0	2,7	2,4
8 (in Lamellen)	2	473	13,2	5,3	6,1
Kammnägeln 40 x 50, mit Lochblech					
9 (Vollholz)	3	443	13,6	15,8	4,6
10 (in Fugen)	3	469	12,2	4,3	1,3
11 (BuDü, in Fugen)	3	498	12,5	7,4	3,8
12 (in Lamellen)	3	480	12,4	9,0	4,3
Coilnägeln 25 x 55, mit OSB/4					
13 (Vollholz)	5	476	12,4	7,0	4,3
14 (getr., in Fugen)	3	500	14,2	2,9	1,5
15 (in Fugen)	3	457	12,1	4,8	4,8
16 (getr., in Lamellen)	3	516	13,9	5,7	2,8
17 (in Lamellen)	3	471	11,5	5,9	3,8

* getr. = getrocknet; nass produziertes und dann getrocknetes BST.

Eine zusätzliche Fugenaufweitung oder Spalten der Lamellen konnte hingegen beim Einbringen der Kammnägeln und der glattschaftigen Nägel beobachtet werden, siehe Bild 3-4. Beim Einschlagen der Nägel in die Fugen weiteten diese sich zusätzlich auf und beim Einschlagen in die Lamellen spalteten diese oft auf, so dass eine starke Vorschädigung vorhanden war. Vor allem die Kammnägeln mit einem Schaftdurchmesser von 4 mm zeigten einen starken Tragfähigkeitsverlust.



Bild 3-4 Aufweitung der Fugen und Spalten einer Brettlamelle nach dem Einschlagen der Nägel.

Der Einfluss einer Anordnung des Buchendübel „unterhalb“ einer Verbindung bei gleichzeitiger Nagelung in die Fugen führt zu einer leicht erhöhten Tragfähigkeit im Vergleich zu den Verbindungen mit „oberhalb“ der Verbindung angeordnetem Dübel, falls Kammnägeln verwendet werden, nicht jedoch bei glattschaftigen Nägeln. Die gewählte, konservative Versuchsanordnung mit einem „oberhalb“ der Verbindung liegenden Buchendübel kann jedoch einem realen Zustand entsprechen, da es sich um Anschlüsse des Wandfußes handelt und dort die ersten Buchendübel meist erst in 15 bis 25 cm Wandhöhe vorhanden sind.

Die Verwendung von nachträglich getrockneten Brettstapeln hat einen deutlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit beim Einbringen der VM in die Fugen, wie Tabelle 3-6 entnommen werden kann (vor allem Versuchsreihe 14). Eine Erklärung dafür ist, dass die Fugen durch das nachträgliche Trocknen größer waren. Ähnliche Zusammenhänge bei jedoch weitaus größerer Streuung bestehen für die Werte der Steifigkeit K_{ser} .

Alle Verbindungen mit Vollholz versagten durch Lochleibung und Ausbildung von Fließgelenken in den Verbindungsmitteln, wobei bei großen Verformungen schließlich ein Kopfdurchziehen stattfand. Bei Verwendung von Brettstapeln wurden die glattschaftigen Nägel und Kammnägeln hingegen ohne große Verformungen aus den Brettstapelelementen herausgezogen; sie drehten sich in den Fugen bzw. den Lamellen. Darüber hinaus wurden deutliche Lochleibungsverformungen der sehr dünnen Bleche

beobachtet. Hierbei gilt, dass die äußeren Nägel auch bei großen Verformungen keine Fließgelenke ausbildeten, während der zentrale Nagel leicht gebogen war. Einige typische Versagensbilder sind in Bild 3-5 und Bild 3-6 gezeigt.



Bild 3-5 *Typische Versagensbilder in Vollholz.*



Bild 3-6 *Typische Versagensbilder im Brettstapel. Im rechten Bild ist das Aufspalten der Lamellen deutlich zu sehen.*

4 Versuche an Wandscheiben

4.1 Übersicht

Es wurden insgesamt 36 Versuche an großformatigen Wandscheiben ausgeführt, wovon 25 monoton und 11 zyklisch belastet und die vertikalen Auflasten variiert wurden. Die Wandscheiben wurden mit einer am Wandkopf angreifenden Horizontallast in Scheibenebene und mit und ohne zusätzliche Vertikallast beansprucht. 15 der monotonen Versuche wurden mit überdimensionierten Fuß- und Kopfpunktanschlüssen durchgeführt, um das Verhalten der reinen Brettstapelwand ohne Beplankung und mit verschiedenen Beplankungsvarianten zu untersuchen. Damit können Rückschlüsse auf den Einfluss der Beplankung gezogen werden, und es kann beurteilt werden, ob Brettstapelelemente bei einem Einsatz der Wände als Aussteifungselemente als mitwirkend berücksichtigt werden können. Eine solche Berücksichtigung hat Auswirkungen auf das Rechenmodell von aussteifenden Wandscheiben in Brettstapelbauweise. Während bei einer Nicht-Berücksichtigung weiterhin die Methode für Wandtafeln verwendet werden kann, muss der Anteil der Brettstapel an der aussteifenden Wirkung im zweiten Fall rechnerisch und modelltechnisch erfasst und in ein Bemessungskonzept umgesetzt werden.

Die restlichen 10 monotonen und 11 zyklischen Versuche wurden an einseitig mit OSB/4 beplankten Wänden (Beplankung liegt auf der Außenseite der Wand) mit fünf unterschiedlichen Fußpunktausbildungen durchgeführt, wobei zwei der Fußpunktdetails vom Kooperationspartner entwickelt wurden. Anhand dieser Versuchsreihen können die unterschiedlichen Fußpunktausbildungen hinsichtlich ihrer Steifigkeit, Tragfähigkeit und zyklischen Eigenschaften beurteilt werden. Daten für Holztafelwände aus der Literatur (Blaß und Schädle, 2009) wurden zu Vergleichszwecken herangezogen.

Tabelle 4-1 Übersicht Aufbau Wandscheibenversuche. Zusätzliche Auflast wird an Versuchsreihe angehängt, Beispiel: A_10_2 = Reihe A mit 10 kN/m Auflast, zweiter Versuch.

Versuchsreihe	Anzahl Versuche mit zusätzlicher Auflast			Aufbau mit Fußpunktdetails F bis K
	0 kN/m	10 kN/m	20 kN/m	
Monotone Versuche mit festen Fuß- und Wandpunktanschlüssen				
A	1	2	-	keine Beplankung
B	1	2	-	beidseitig Gipskarton
C	1	2	-	Gipskarton, OSB
D	1	2	-	einseitig OSB
E	1	1	-	beidseitig OSB
Monotone Versuche mit verschiedenen Fußpunktanschlüssen, einseitig OSB				
F	2	2	-	Kaufmann-Stahlblech-Lösung
G	-	1	-	auf Bodenplatte vormontierte Schwelle
H	1	1	-	T-förmiger Kaufmann-Zuganker
J	1	1	-	wie H, jedoch mit HTT-Zuganker
K	-	1	-	wie G, jedoch mit HTT-Zuganker
Zyklische Versuche mit verschiedenen Fußpunktanschlüssen, einseitig OSB				
F_zyk	1	2	1	Kaufmann-Stahlblech-Lösung
G_zyk	-	1	1	auf Bodenplatte vormontierte Schwelle
H_zyk	-	1	1	T-förmiger Kaufmann-Zuganker
J_zyk	-	1	1	wie H, jedoch mit HTT-Zuganker
K_zyk	-	1	-	wie G, jedoch mit HTT-Zuganker

Tabelle 4-1 zeigt eine Übersicht der durchgeführten Versuche, die Ausbildung der Fußpunktvarianten ist in Bild 4-2 bis Bild 4-4 zu sehen. Alle Wände waren 2,50 m breit und 2,57 m hoch, bestanden also aus vier 625 mm breiten Brettstapelelementen. Bei der Kaufmann-Stahlblech-Lösung, Reihe F und Bild 4-2, wird keine Schwelle verwendet, sondern ein durchlaufendes Stahlblech, wodurch keine Eindrückungen quer zur Faser mehr möglich sind. Alle weiteren Informationen wie Anzahl der VM können Anlage 3 entnommen werden.

Die in Bild 4-1 gezeigte Prinzipskizze zeigt ein Wandelement der Reihe D mit einseitiger OSB-Bekplankung. Ein Element der Reihe B hätte beispielsweise eine zweiseitige Gipskarton-Bekplankung und eines der Reihe A keine Bekplankung. Bei allen Elementen mit fabrikseitig angebrachter Schwelle wurde diese mit 20 unter 45° eingebrachten Vollgewindeschrauben 6 x 200 befestigt (alle Reihen außer Reihen F, G und K). Da bei Reihen A bis E das Verhalten eines Wandelementes ohne Einfluss der Fuß- bzw. Wandpunktanbindung untersucht werden sollte, waren bei diesen Elementen sowohl Horizontal- als auch Vertikalbewegungen der Schwellen durch Anbringung von Zugankern und kopfseitigen Stahlwinkeln unterbunden. Die Zuganker verhinderten jedoch auch ein Abheben und Verdrehen der äußeren Brettstapelemente, siehe auch Bild A21.

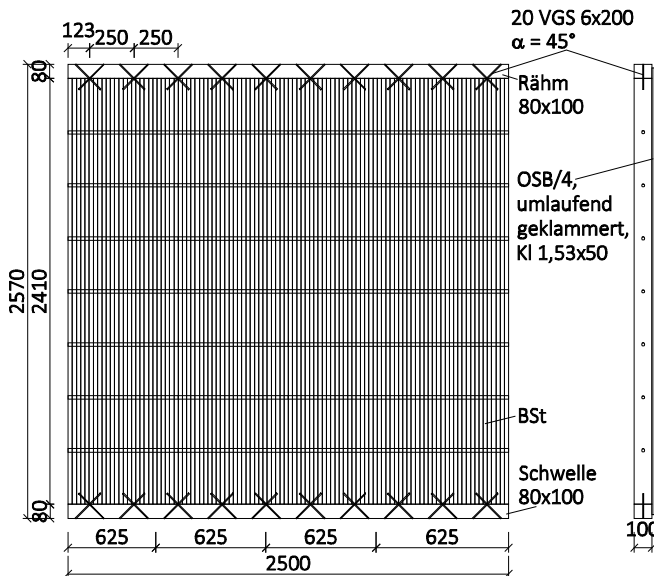


Bild 4-1 *Prinzipaufbau Wandelemente mit Schwellen, dargestellt ist ein Element der Reihe D.*

Bei den Fußpunktanschlüssen waren Verschiebungen des Rähms weiterhin nicht erwünscht, die Fußpunkte jedoch so wie in Bild 4-2 bis Bild 4-4 gezeigt ausgeführt. Die Fußpunkte der geprüften Varianten entsprachen

also dem Einbauzustand mit der Einschränkung, dass der Einfluss rechtwinklig angebrachter Wände mit daraus folgender geringerer Horizontalverschiebung nicht berücksichtigt wurde. Die so ermittelten Werte stellen also einen konservativen Wert dar.

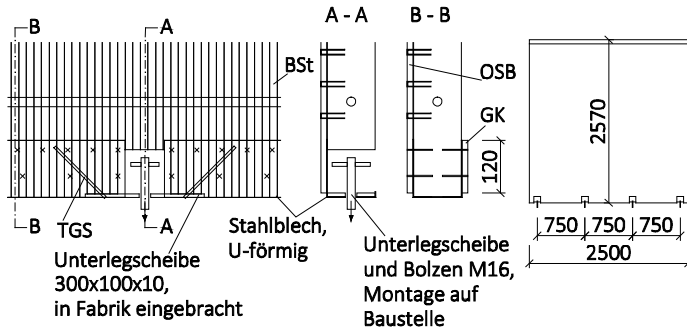


Bild 4-2 Fußpunktdetail F. Im Bereich des 1,5 mm dicken Stahlbleches: Nagelung mit glattschaftigen Nä 31 x 80 (durchgeschossen mit $e = 50$ mm in der oberen Reihe und $e = 100$ mm in der unteren Reihe). OSB umlaufend geklammert mit Kl 1,53 x 50. Der Durchmesser der bodenseitigen Öffnung in Stahlblech und langer Unterlegscheibe (US) beträgt 24 mm, während der einzufüdelnde Bolzen mit 5 mm dicker US einen Durchmesser von 16 mm hat.

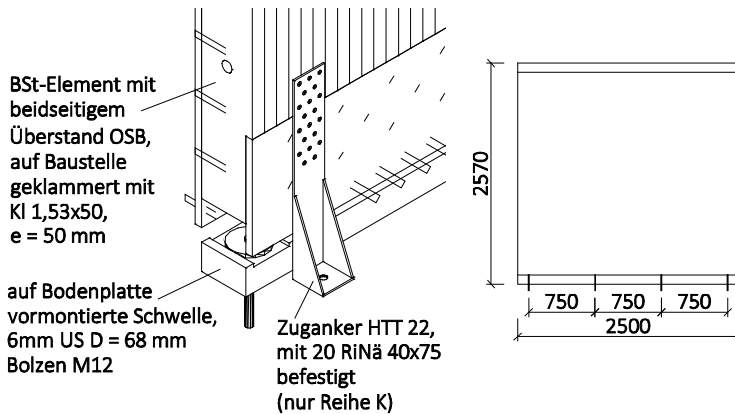


Bild 4-3 Fußpunktdetail K, Detail G ohne Zuganker. OSB-Streifen 265 mm breit und dreireihig mit $e = 100$ mm auf Brettstapel geklammert.

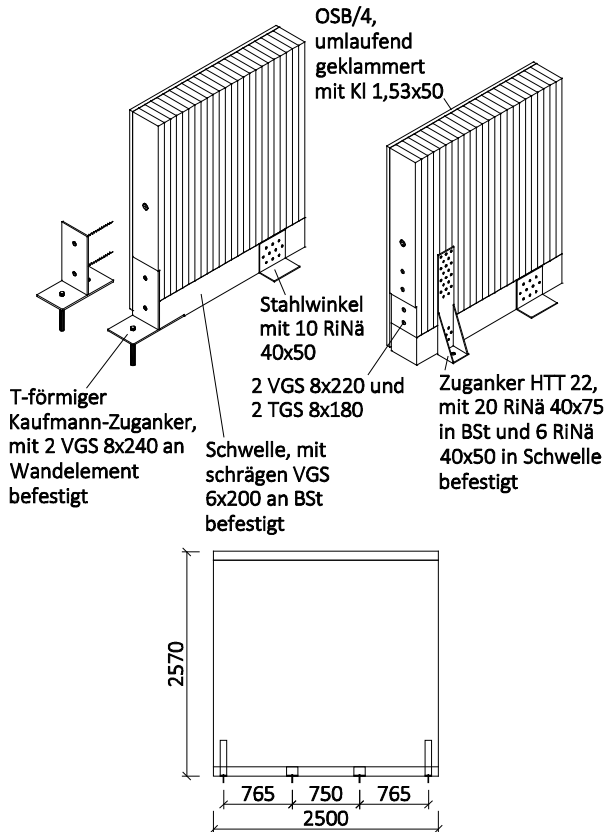


Bild 4-4 Fußpunktdetails H und J, J mit HTT-Zuganker anstatt Kaufmann-Zuganker. Unteres Bild mit HTT-Zugankern.

4.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Der in Bild 4-5 (Schädle, 2012) gezeigte Karlsruher Wandprüfstand wurde für die auszuführenden Versuche verwendet. Die Lasteinleitung des Horizontalzylinders ist mittig auf dem Lastverteiler, wobei sowohl Horizontalzylinder als auch Lastverteiler gelenkig gelagert sind, um eine Rotation des Wandelements zu erlauben und Zwängungsspannungen zu vermeiden. Der Lastverteiler wird mit maximal 200 geneigten angeordneten Schrauben am Wandelement befestigt, um die Relativverschiebungen

zwischen Wanelement und Lastverteiler zu minimieren. Das Eigengewicht des Lastverteilers resultierte in einer Vertikallast von 1,3 kN/m. Weitere technische Informationen zu dem Prüfstand können Blaß und Schädle (2009) entnommen werden.

Insgesamt wurden zwei Seilzugaufnehmer (SWA) und sieben Wegaufnehmer (WA) verwendet. Ihre Anordnung ist in Bild 4-6 gezeigt. Alle Messgeräte außer den Wegaufnehmern der Beplankungsfugen wurden auf den Brettstapeln angebracht. Die monotonen Versuche wurden entsprechend EN 26891 mit einer Entlastungsschleife und weggesteuert ausgeführt, während das Lastprotokoll der zyklischen Versuche EN 12512 entsprach und ebenfalls weggesteuert ausgeführt wurde. Bei den zyklischen Versuchen wurde der Zyklus einer Verformungsstufe dreimal wiederholt (das entspricht drei Schleifendurchläufe pro Verformungsstufe). Alle weiteren Informationen zu den Lastprotokollen können Anlage 3 entnommen werden.

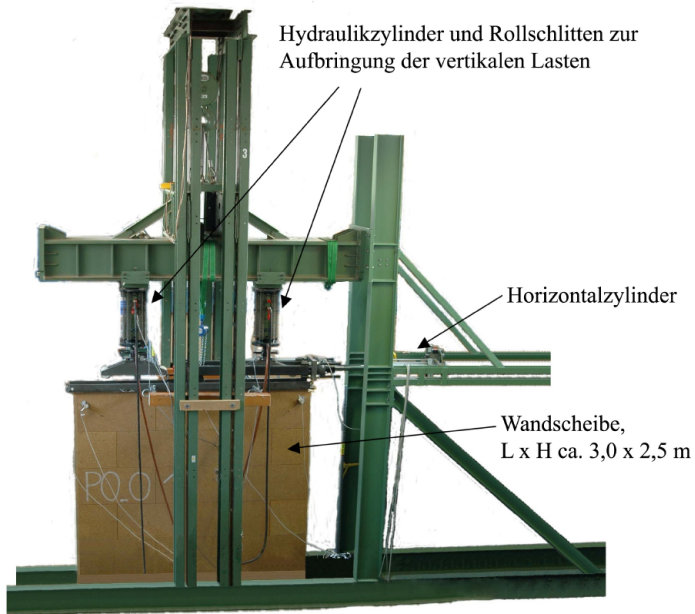


Bild 4-5 Karlsruher Wandprüfstand (Bild aus Schädle (2012), Bild 4-3).

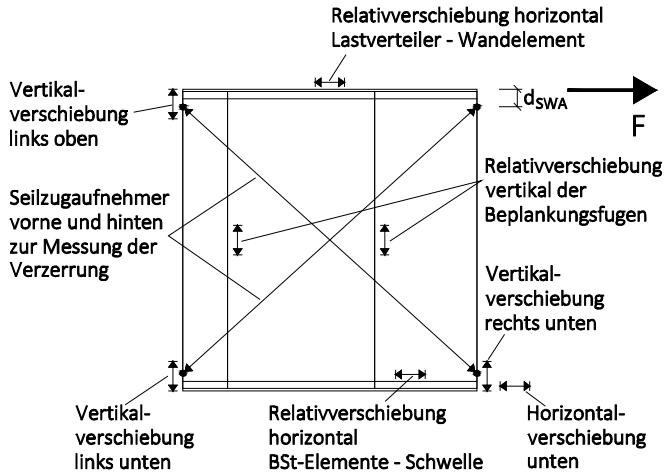


Bild 4-6 Anordnung Wegaufnehmer Wandscheibenversuche.

4.3 Verwendete Materialien

Brettstapelelemente

Zur Bestimmung der Rohdichten ρ_u und Holzfeuchten u der Versuchskörper wurden nach den Versuchen Darrproben entnommen. Da die in einem Wandelement vorhandenen vier 625 mm breiten Brettstapelelemente (siehe Bild 2-1) insgesamt aus ca. 105 Lamellen bestanden, wäre die Bestimmung der beiden Eigenschaften pro Lamelle ein unverträglich hoher Arbeitsaufwand. Des Weiteren zeigten die Daten der Verbindungsversuche stark schwankende Lamellengüten und Holzfeuchten, und in den BSt-Elementen wurden vereinzelt Lamellen aus Kiefernholz gefunden, sodass die Rohdichte und Holzfeuchte nur stichprobenartig an 15 Lamellen pro Wandelement bestimmt wurden. Die vier Brettstapelelemente wurden untereinander nicht verbunden.

Analog zu den Verbindungsversuchen wurden auch hier stark streuende Werte bestimmt mit Minimal- und Maximalwerten der Rohdichte ρ_u von 313 kg/m^3 und 678 kg/m^3 (sic!) ($\text{COV} = 12,5\%$) und der Holzfeuchte u von $8,7\%$ und $14,0\%$ ($\text{COV} = 11,6\%$). Die ermittelten Rohdichten und Holzfeuchten sind für die Einzelversuche in Anlage 4 gegeben.

Schwellen

Die Schwellen bestanden aus Kiefernholz mit einer mittleren Rohdichte ρ_u von 527 kg/m^3 und einer mittleren Holzfeuchte u von 12,3%. Die Schwellen wurden mit 20 kreuzweise um 45° geneigten Vollgewindeschrauben 6×200 an den Brettstapelelementen befestigt (siehe auch Bild 4-1 und Abschnitt 3.3 Ausziehversuche).

Die Wandelemente der Reihen G und K wurden ohne Schwelle (aber mit Rähm) und auf beiden Seiten überstehenden OSB-Platten bzw. Streifen produziert. Die Schwellen wurden im Prüfstand vormontiert und nach Aufsetzen der Wandelemente beidseitig mit Klammern $1,53 \times 50$ in einem Abstand von 50 mm befestigt; in Reihe K zusätzlich mit einem Zuganker. Das Prinzip ist in Bild 4-3 gezeigt. Die Elemente der Reihe F hatten keine Schwelle, da der Kooperationspartner sehr gerne auf diese verzichtete (Querdruk auf Schwelle) und ein dünnes durchlaufendes Stahlblech verwenden wollte.

Beplankungsmaterialien

Die 12 mm dicken OSB-Platten entsprachen dem hochbelastbaren Plattentyp OSB/4 und hatten eine mittlere Rohdichte ρ_u von 637 kg/m^3 und eine mittlere Holzfeuchte u von 8,2%. Die Platten waren ca. 2530 mm lang und waren folglich oben und unten ca. 20 bis 30 mm kürzer als die Wandelemente. Dadurch konnten die Platten während der Versuche rotieren, ohne oben und unten anzustehen. Bei Reihe D (einseitig OSB) bestand die OSB-Beplankung aus zwei 1250 mm breiten Platten, wodurch die mittlere Fuge der vier BSt-Elemente mit der Beplankungsfuge zusammenfiel. Bei allen anderen Reihen wurden drei verschiedene Plattenbreiten verwendet, 380, 870 und 1250 mm. Die Anordnung der Platten während der Versuche ist in Bild 4-6 schematisch gezeigt; in den meisten Fällen war die schmale Platte auf der linken Seite der Wandelemente (der „Zugseite“ während der monotonen Versuche, siehe Kraftpfeil. Ausnahmen: Reihen F und K).

Die OSB-Platten wurden mit Klammern $1,53 \times 50$ (siehe auch Abschnitt 3.3) auf den BSt-Elementen bzw. den Schwellen befestigt. Dabei hatten die horizontalen Klammerreihen einen Klammerabstand von ca. 50 mm und die vertikalen Reihen einen Abstand von ca. 100 mm. Es wur-

de dabei umlaufend geklammert mit zusätzlichen vertikalen Reihen im Feld, einer mittigen Reihe in der 870 mm breiten Platte und zwei Reihen in der 1250 mm breiten Platte (Klammerbild und -anzahl siehe Anlage 3).

Dasselbe gilt für die Beplankung mit Gipskarton (GK). Die verwendeten Gipskartonplatten waren Standardware (Knauf GKB) mit einer Dicke von 12,5 mm und Breiten von 250, 1000 und 1250 mm. Die GK-Platten wurden mit GK-Schrauben 35 x 32 mit dem gleichen Verbindungsmittelbild wie bei den OSB-Platten befestigt.

Stahlbleche Reihe F und Stahlblechformteile

Die in Reihe F verwendeten Stahlbleche mit einer Dicke von 1,5 mm besaßen die in Tabelle 4-2 gegebenen Eigenschaften mit einer überraschend niedrigen Fließgrenze. Die geringe Dicke der Stahlbleche lässt sich damit erklären, dass die zur Befestigung verwendeten glattschaftigen Nägel 31 x 80 (siehe auch Abschnitt 3.3) nur durch maximal 1,5 mm dicke Bleche hindurchgeschossen werden können. Wie auch in Bild 4-2 zu sehen ist, wurde die OSB-Blech-Brettstapelverbindung bzw. die Gipskarton-Blech-Brettstapelverbindung zweireihig ausgeführt mit einem oberen VM-Abstand von ca. 50 mm und einem unteren Abstand von ca. 100 mm.

Tabelle 4-2 Reihe F, Zugversuche an Blechstreifen, 5 Versuche.

	Stahlblech 1,5 mm	
	$R_{p0,2}$ [MPa]	R_m [MPa]
MW	201	346
s	10	3
Min	188	342
Max	211	350

Die verwendeten Stahlwinkel der Reihen H und K entsprachen 3 mm dicken Standard-Winkelverbindern des Typs „105 mit Rippe“. Der verwendete Standard-Zuganker war ein HTT22-Zuganker mit einer Stahlblechdicke von ebenfalls 3 mm. Die Winkelverbinder wurden mit zwei M12-Bolzen auf dem Prüfstand befestigt, die HTT22-Zuganker mit einem Bolzen M16. Beide Stahlblechformteile wurden mit Kammnägeln 40 x 50 befestigt (siehe auch Abschnitt 3.3). Die Ausnahme hiervon ist in Bild 4-4

gezeigt, da dort die HTT-Zuganker im Bereich der Schwelle aufgebohrt wurden, die Kammnägel im oberen Teil eine Länge von 75 mm hatten und zusätzlich zwei Vollgewinde- und zwei Teilgewindeschrauben kopfseitig in die Brettstapel eingeschraubt wurden, um einen besseren Verbund der einzelnen Lamellen zu erreichen. Auch in Reihe K (Bild 4-3) wurden Kammnägel 40 x 75 verwendet, um die HTT-Zuganker auf dem Brettstapel zu befestigen.

Der vom Kooperationspartner entwickelte Zuganker, genannt „Kaufmann-Zuganker“, bestand aus Stahlblechen der Dicke 5 mm und ist in Bild 4-4 gezeigt. Die gezeigten vier Bohrungen hatten einen Durchmesser von 12 mm. Der Anker wurde mit einem Bolzen M12 über den außerhalb des Wandelements liegenden Flansch auf dem Prüfstand und mit zwei VGS 8 x 240 kopfseitig im Brettstapel befestigt, wobei die untere der Schrauben im Hirnholz der Schwelle lag. In den Reihen H und J besaß die Schwelle im Bereich der Kaufmann-Zuganker Aussparungen, um eine überstandfreie Montage zu ermöglichen (siehe Bild 4-4).

4.4 Ergebnisse und Diskussion

4.4.1 Monotone Versuche Reihen A bis E

Die Ergebnisse der monotonen Versuche an Brettstapel-Wandelementen ohne Beplankung, mit verschiedenen Beplankungsvarianten und ohne Berücksichtigung des Einflusses der Fuß- und Kopfpunktanbindung sind in Tabelle 4-3 zusammengefasst. Die Last-Verschiebungskurven und weitere Angaben können Anlage 4 entnommen werden.

Die erste deutliche Schlussfolgerung ist die Aussage, dass unbeplankte Wandelemente (Reihe A) sich nicht zur Aussteifung eignen. Sowohl die Steifigkeit K_{ser} als auch die Tragfähigkeiten F_{max} und $F_{U=5\text{mm}}$ bei 5 mm horizontaler Verschiebung am Wandkopf (Gebrauchstauglichkeitskriterium) ist wesentlich geringer als bei den anderen geprüften Wandelementen mit Beplankung. Das Anbringen einer beidseitigen Beplankung mit Gipskarton (Reihe B) führt bereits zu einer Verdopplung der Tragfähigkeiten und sogar zu einer Verdreifachung der Steifigkeiten.

Tabelle 4-3 Reihen A bis E, Tragfähigkeit F_{max} und Horizontalverschiebung am Wandkopf $U_{F_{max}}$ bei F_{max} , Kraft $F_{U=5mm}$ bei 5 mm Horizontalverschiebung am Wandkopf ($5 \text{ mm} = H/500$), Steifigkeit K_{ser} . Bezeichnungen mit Informationen zur zusätzlichen Auflast, Beispiel: A_0 ohne zusätzliche Auflast, A_10 mit 10 kN/m Auflast.

Versuch	F_{max} [kN]	$U_{F_{max}}$ [mm]	$F_{U=5mm}$ [kN]	K_{ser} [kN/mm]
Reihe A, ohne Beplankung				
A_0_1	18	150	5	0,59
A_10_1	18	170	5	0,49
A_10_2	13	102	4	0,44
Reihe B, beidseitig GK (t = 12,5 mm)				
B_0	44	70	10	2,15
B_10_1	41	61	12	1,58
B_10_2	31	68	12	1,62
Reihe C, GK (t = 12,5 mm) und OSB/4 (t = 12 mm)				
C_0	68	80	16	2,70
C_10_1	63	54	19	3,00
C_10_2	57	78	15	2,03
Reihe D, einseitig OSB/4 (t = 12 mm)				
D_0	57	36	13	2,29
D_10_1	65	50	15	2,45
D_10_2	61	51	14	2,13
Reihe E, beidseitig OSB/4 (t = 12 mm)				
E_0	79	68	18	2,98
E_10	82	99	18	2,81

Eine weitere Steigerung der Tragfähigkeiten und Steifigkeiten wurde mit einer einseitigen OSB-Beplankung erreicht (Reihe D), wobei alle Versuchskörper der Reihe D spröde durch Abreißen der OSB-Platten am Zugankerbereich versagt haben. Alle anderen Reihen versagten duktil durch Schrägstellung der Wandelemente mit starker Verdrehung der Beplankung. Die Klammern bzw. Gipskartonschrauben bildeten Fließgelenke aus, wurden heraus- und durchgezogen. Bei Reihe A (ohne Beplankung) ist weiterhin zu erwähnen, dass die erfolgte Schrägstellung des Wandelementes durch alle Lamellen hindurch lief (es hat sich also nicht jedes einzelne Brettstapelelement „als Paket“ verdreht). Es konnte also kein Einfluss der Buchendübel festgestellt werden. Das Aufsägen einzelner, stark verdrehter Brettstapel zeigte keine Lochleibungsverformungen im Bereich der Buchendübel.

Die Werte für Tragfähigkeit und Steifigkeit von Wandelementen mit einer einseitigen OSB-Beplankung betragen ungefähr das Anderthalbfache der Werte für Wandelemente mit einer beidseitigen GK-Beplankung. Das Hinzufügen einer GK-Beplankung (Reihe C) führte nochmals zu einer leichten Steigerung der Tragfähigkeiten und Steifigkeiten. Die Tragfähigkeiten für Wandelemente mit einer beidseitigen OSB-Beplankung waren die höchsten mit ungefähr 80 kN, dem vierfachen Wert einer Brettstapelwand ohne Beplankung. Die Steifigkeiten hingegen waren nicht höher als für Wandelemente des Typs C (GK-/OSB-Beplankung).

Der Zugewinn durch das Anbringen einer beidseitigen OSB-Beplankung ist sicherlich nicht sehr hoch; dies betrifft sowohl die Tragfähigkeiten als auch vor allem die Steifigkeiten. Gipskartonbeplankungen hingegen können als mittragend berücksichtigt werden, auch wenn die erreichten Werte noch vergleichsweise niedrig sind. Bei einem Einsatz von Brettstapelwänden als aussteifende Bauteile wird, was die Gebrauchstauglichkeit ($F_{U=5mm}$), Tragfähigkeit und Steifigkeit angeht, jedoch auf eine mitwirkende Beplankung aus OSB-Platten meist nicht verzichtet werden können.

4.4.2 Monotone Versuche Reihen F bis K

Die Ergebnisse der monotonen Versuche an Brettstapel-Wandelementen mit einseitiger OSB-Beplankung und fünf verschiedenen Fußpunktvarianten sind in Tabelle 4-4 zusammengefasst. Die Last-Verschiebungskurven und weitere Angaben können Anlage 4 entnommen werden.

Tabelle 4-4 Reihen F bis K, Tragfähigkeit F_{max} und Horizontalverschiebung am Wandkopf U_{Fmax} bei F_{max} , Kraft $F_{U=5mm}$ bei 5 mm Horizontalverschiebung am Wandkopf, Steifigkeit K_{ser} . Auflasten – Beispiel: J_0 ohne zusätzliche vertikale Auflast, J_10 mit 10 kN/m Auflast.

Versuch	F_{max} [kN]	U_{Fmax} [mm]	$F_{U=5mm}$ [kN]	K_{ser} [kN/mm]
Reihe F, Kaufmann-Stahlblech-Lösung				
F_0_1	51	136	11	1,47
F_0_2	50	93	13	1,93
F_10_1	49	119	9	1,31
F_10_2	58	122	15	2,10
Reihe G, vormontierte Schwelle, Wandelement mit OSB-Überstand				
G_10_1	35	61	10	1,43
Reihe H, T-förmiger Kaufmann-Zuganker				
H_0_1*	34	46	8	0,96
H_10_1	48	90	11	1,70
Reihe J, wie Reihe H, jedoch HTT-Zuganker anstatt Kaufmann-Zuganker				
J_0_1	50	101	10	1,24
J_10_1	50	146	11	1,40
Reihe K, wie Reihe G, jedoch mit zusätzlichem HTT-Zuganker				
K_10_1	49	89	12	1,57
Einseitig beplankte Holztafelwände, Daten aus Blaß und Schädle (2009) ⁺				
PO_10	50	51	13	1,92

* Erster Durchlauf bei 18 kN abgebrochen, da Bolzen versagt hat. Daten des ersten Durchlaufes für $F_{U=5mm}$ und K_{ser} , Daten des zweiten Durchlaufes für F_{max} und U_{Fmax} .

+ Die gegebenen Werte wurden an Tafeln ermittelt, deren Schwelle gegen Horizontalverschiebungen festgehalten war, was zu niedrigeren Verschiebungen und vermutlich höheren Steifigkeiten führte. Wandlänge und -höhe war gleich.

Mit Ausnahme der Versuche F_10_2, G_10_1 und H_0_1 waren keine signifikanten Unterschiede in Tragfähigkeiten und Steifigkeiten zu erkennen; sie betragen ungefähr 50 kN, 10 kN und 1,5 kN/mm. Die hohen Werte des Versuchskörpers F_10_2 lassen sich durch eine sehr genaue Produktion der Wandscheibe mit daraus folgender schwieriger Montage erklären, wodurch ein relativ steifer Versuchskörper entstand. Die niedrigen Werte für den Versuch G_10_1 könnten Folge des geprüften Fußpunktanschlusses sein, wobei die vormontierte Schwelle lediglich mit Klammern mit dem Wandelement verbunden war. Die im Nachfolgenden vorgestellten Ergebnisse der zyklischen Versuche, die alle höhere Maximallasten erreichten, könnten jedoch auch ein Hinweis darauf sein, dass die einzelne, monoton geprüfte Wandscheibe lediglich einen unteren Wert für die Tragfähigkeit erreicht hat.

Der Einfluss der Vertikallast ist bei der Reihe H zu beobachten. Die niedrige Tragfähigkeit des Versuchskörpers H_0_1 resultiert aus der ineffizienten Zugankerverbindung, da dort nur zwei Vollgewindeschrauben (eine davon im Hirnholz der Schwelle) kopfseitig in das Wandelement eingeschraubt wurden. Da ohne zusätzliche Auflast der Zuganker verhältnismäßig stärker beansprucht wird, wird diese Verbindung maßgebend. In der Tat konnte bei der Demontage des Versuchskörpers H_0_1 beobachtet werden, dass die Klammerverbindungen der Beplankung sich nicht verformt hatten und sich dementsprechend schwierig lösen ließen.

Unterschiede hingegen konnten bei der erreichten Verschiebung bei der Maximallast beobachtet werden. Die Kaufmann-Stahlblech-Lösung verformte sich stark und erreichte die maximale Last erst bei hohen Verschiebungen (während die Steifigkeit K_{ser} vergleichbar bleibt). Die niedrigen Werte der Reihe H resultieren aus dem kopfseitigen Anbringen des Kaufmann-Zugankers, der große horizontale Verschiebungen verhinderte – wie sie dann bei den Versuchen der Reihe J aufgetreten sind, da dort die kopfseitigen Kaufmann-Zuganker durch zwei seitlich angebrachte HTT-Zuganker ersetzt wurden.

Alle geprüften Wandscheiben versagten duktil durch starke Schiefstellung mit starker Verdrehung der OSB-Beplankung, was zu starken Verformungen der Klammern führte, mit denen die Beplankung befestigt war (Aus-

nahme war H_0_1). Bei den Varianten mit Stahlwinkel und Zuganker wurden die Kammnägeln verbogen und teils herausgezogen. Bei Reihe F (Kaufmann-Stahlblech-Lösung) wurde das Stahlblech stark auf Lochleibung beansprucht und die glattschaftigen Nägel entwickelten Fließgelenke. Bild 4-7 zeigt unterschiedliche Versagensarten.

Ein Vergleich der geprüften Varianten mit Ergebnissen aus der Literatur (Blaß und Schädle, 2009) für Holztafelwände mit einseitiger, 15 mm dicker OSB/3-Beklankung (befestigt mit Kl 1,53 x 64 mm, umlaufend mit Klammerabstand 50 mm, im Feld mit 100 mm Abstand) zeigt keine wesentlich besseren Werte. Hierbei muss jedoch erwähnt werden, dass die Schwelle der Holztafelwände gegen horizontales Verschieben festgehalten wurde und dementsprechend kleinere Werte für die Verschiebungen und vermutlich höhere Werte für die Steifigkeiten ermittelt wurden. Demzufolge sind die Ergebnisse der Holztafelwände besser mit den Ergebnissen der Reihe D (feste Schwellen, einseitige OSB-Beklankung) zu vergleichen, wobei dieser Vergleich wiederum die Holztafelwand benachteiligt, da bei Reihe D das vertikale Abheben durch die Zuganker komplett verhindert war. Die Werte für die Tragfähigkeit F_{max} , Steifigkeit K_{ser} und Gebrauchstauglichkeit $F_{U=5mm}$ sind für die Reihe D in der Tat etwas höher, was an der anderen Fußpunktausbildung liegen kann, aber auch an der geringfügigen Mitwirkung der Brettstapelelemente.

Generell ist zu sagen, dass die Verwendung von Brettstapelwänden anstelle von Holztafeln nicht zu signifikant höheren Tragfähigkeiten und Steifigkeiten führen. Auch die beiden Lösungen des Kooperationspartners (Reihen F und H) führten nicht zu besseren Versuchsergebnissen. Wenn die schwierige Produktion und die noch schwierigere Montage der Fußpunktausbildung der Reihe F berücksichtigt wird, so wird diese Anschlussvariante nicht baupraktisch relevant werden.

4.4.3 Zyklische Versuche Reihen F bis K

Die Ergebnisse der zyklischen Versuche an Brettstapel-Wandelementen mit einseitiger OSB-Beklankung und fünf verschiedenen Fußpunktvarianten sind in Tabelle 4-5 gegeben, Einzelergebnisse stehen in Anlage 4. Die

ermittelten Werte aus den zyklischen Versuchen sowie das beobachtete Versagen entsprechen den Ergebnissen der monotonen Versuche. Eine Ausnahme sind die Versuche der Reihe G, wobei hier jedoch gilt, dass der einzelne monotone Versuch vielleicht lediglich einen unteren Wert für die Tragfähigkeit ergeben hat.

Tabelle 4-5 Zyklische Versuche Reihen F bis K, Tragfähigkeit F_{max} und Horizontalverschiebung am Wandkopf U_{Fmax} bei F_{max} . Äquivalentes Dämpfungsmaß im ersten, v_{Ed1} , und im dritten Schleifendurchlauf, v_{Ed3} , Tragfähigkeitsverlust ΔF_3 zwischen erstem und drittem Schleifendurchlauf. Ausgewertet für Schleifen bei F_{max} .

Versuch	F_{max} [kN]	U_{Fmax} [mm]	v_{Ed1} [%]	v_{Ed3} [%]	ΔF_3 [%]
Reihe F, Kaufmann-Stahlblech-Lösung					
F_zyk_0_1	47	58	14,1	10,4	16,4
F_zyk_10_1	52	53	15,8	12,1	18,5
F_zyk_10_2	46	57	15,7	12,2	17,7
F_zyk_20_1	54	57	16,2	*	-
Reihe G, vormontierte Schwelle, Wandelement mit OSB-Überstand					
G_zyk_10_1	46	59	16,0	10,3	9,2
G_zyk_20_1	48	59	16,2	11,5	8,2
Reihe H, T-förmiger Kaufmann-Zuganker					
H_zyk_10_1	52	107	12,2	8,2	15,9
H_zyk_20_1	48	119	13,1	11,4	25,3
Reihe J, wie Reihe H, jedoch HTT-Zuganker anstatt Kaufmann-Zuganker					
J_zyk_10_1	50	89	13,6	11,2	20,8
J_zyk_20_1	50	88	16,6	15,6	30,2
Reihe K, wie Reihe G, jedoch mit zusätzlichem HTT-Zuganker					
K_zyk_10_1	56	60	16,4	12,6	13,5
Einseitig beplankte Holztafelwände, Daten aus Blaß und Schädle (2009) ⁺					
ZYK_10	51	60	13,0	9,0	17,1

* keine drei Zyklen mehr nach Erreichen der Höchstlast, Versuch vorher beendet.

⁺ siehe Kommentar Tabelle 4-4.

Das in EN 12512 definierte äquivalente Dämpfungsmaß ν_{Ed} und die Höchstlast wurden für den ersten und den dritten Schleifendurchlauf bestimmt, bei dem die Maximallast des Gesamtversuches erreicht wurde (die Maximallast entspricht also der Höchstlast des ersten Schleifendurchlaufs); Vergleichswerte für Holztafeln sind wiederum der Literatur entnommen (Blaß und Schädle, 2009).

Die ermittelten Werte für das äquivalente Dämpfungsmaß im ersten Schleifendurchlauf entsprechen mit Werten zwischen 12% und 16% den Ergebnissen für Holztafelwände. Auch die Minderung des Dämpfungsmaßes zwischen erstem und drittem Schleifendurchlauf hat dieselbe Größenordnung wie bei Holztafelwänden.

Die Traglastminderung zwischen erstem und drittem Schleifendurchlauf ist unterschiedlich groß für die einzelnen Fußpunktvarianten. Während die Minderung bei der Reihe J mit über 20% sehr groß ist, zeigt vor allem die Reihe G nur eine kleine Minderung.

Bild 4-7 zeigt einige typische Versagensbilder, wobei die Wandscheibenverdrehung, i. e. die Verdrehung der Beplankung, und das Abheben gut zu sehen sind.

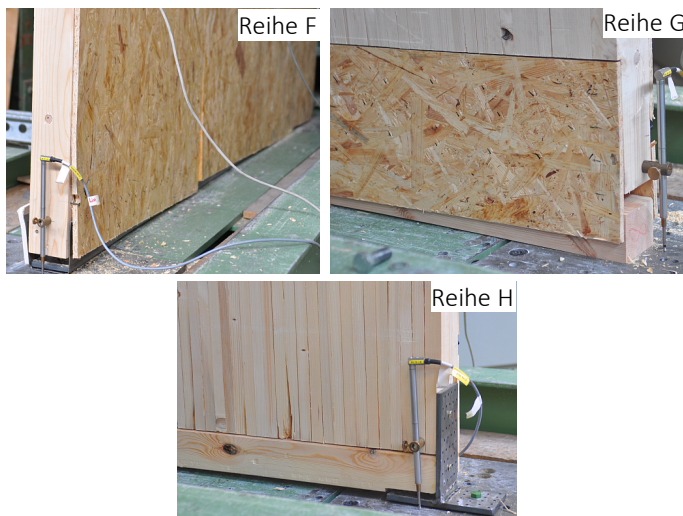


Bild 4-7 Typische Versagensbilder von Wandscheiben.

5 Erdbebenverhalten

5.1 Allgemeines

Zum Abschluss soll noch das Erdbebenverhalten von Gebäuden in der Brettstapelbauweise beurteilt werden. Dazu sind numerische Untersuchungen notwendig, da andere geregelte Verfahren zur Abschätzung des Verhaltensbeiwertes q keine zuverlässigen Werte liefern, wie es im Folgenden erläutert wird.

In Abschnitt 2.5 wurde bereits dargelegt, dass Bauwerke in Duktilitätsklassen eingeteilt werden, aus denen sich dann ein anzuwendender Verhaltensbeiwert q ergibt. In Eurocode 8, Abschnitt 8.3 (3)P ist geregelt, dass die dissipativen Bereiche von Bauwerken „...in der Lage sein (müssen), durch plastische Verformungen in wenigstens drei Zyklen mit voller Wechselbeanspruchung ein statisches Zähigkeitsverhältnis von 4 für Tragwerke der Duktilitätsklasse M und von 6 für Tragwerke der Duktilitätsklasse H zu erreichen. Hierbei darf ihre Tragfähigkeit um nicht mehr als 20 % abnehmen.“

Das hier genannte „statische Zähigkeitsverhältnis“ ist das Verhältnis von Fließ- zu Grenzverschiebung, abgeleitet aus einem statischen, nicht-zyklischen Versuch. Diese Definition leitet allerdings zu zwei maßgeblichen Problemen. Zum einen kann das statische Zähigkeitsverhältnis von Holzverbindungen bzw. Wandscheiben, die im Allgemeinen die dissipativen Bereiche von Holzbauwerken darstellen, nicht präzise ermittelt werden, da gewöhnlich keine genaue Grenze zwischen elastischer und plastischer Verschiebung erkennbar ist. Zum anderen kann aufgrund von nicht-zyklischen Versuchen keinerlei Aussage zur tatsächlichen Energiedissipation der geprüften Systeme getroffen werden. Dies gilt besonders für den Holzbau, da das im Holzbau typische einschnürende Verhalten der Hystereseschleifen großen Einfluss auf die Energiedissipation hat und dies den statischen Versuchen nicht entnommen werden kann.

Experimentelle, zyklische Ergebnisse z. B. an Wandscheiben liefern bereits wesentlich mehr Informationen und lassen Rückschlüsse auf Einhüllende, Festigkeits- und Steifigkeitsabfall, Energiedissipation und Versagensart zu. Jedoch leiten solche Versuche nur zu qualitativen Aussagen über das Erdbebenverhalten.

Quantitative Aussagen zum Erdbebenverhalten von Gebäuden, zum Beispiel zur ertragbaren Spitzenbodenbeschleunigung oder zum Verhaltensbeiwert q , können erst nach Rütteltischversuchen von ganzen Tragwerken oder aber numerischen Simulationen getroffen werden. Da Rütteltischversuche wegen der hohen Kosten ausscheiden, sind numerische Modelle notwendig, um zuverlässige Aussagen zum Erdbebenverhalten der untersuchten Gebäudetypologien treffen zu können. Numerische Modelle bieten den weiteren Vorteil, dass Parameterstudien durchgeführt werden können, was auf einem Rütteltisch nicht möglich ist, da dies sehr viele Versuche an unterschiedlichen Gebäuden und mit unterschiedlichen Erdbebenbelastungen erfordern würde. Verwendete Modellansätze müssen dabei vor allem diejenigen Konzepte korrekt simulieren können, die das Erdbebenverhalten bestimmen: Gebäudesteifigkeit, Tragfähigkeit, Dämpfung, Duktilität, Hysterese und damit die Energiedissipation. Außerdem ist die Festlegung eines Versagenskriteriums, z. B. eine maximale Stockwerksverschiebung, notwendig.

Der hier gewählte Modellierungsansatz verwendet die von Ceccotti und Sandhaas (2010) vorgeschlagene Methode zur Bestimmung des Verhaltensbeiwertes q . Als Eingangsparameter werden die zyklischen Versuche an Wandscheiben verwendet, womit das Modell kalibriert wird. Als Versagenskriterium der Gebäude wird der „near collapse“-Zustand in Form einer maximalen Stockwerksverschiebung verwendet.

5.2 Vorgehensweise zur Bestimmung des Beiwertes q

Die hier verwendete Methode zur quantitativen Bewertung des Erdbebenverhaltens von Brettstapelgebäuden beruht auf der bereits erwähnten Methode von Ceccotti und Sandhaas (2010). Dabei werden mit einem

FE-Programm, das nichtlineare dynamische Analysen im Zeitbereich durchführen kann, sowohl die Wandscheiben als auch das spätere Gebäude, aufgebaut aus den Wandscheiben, als Stabsystem mit Massenpunkten und nichtlinearen Federn abgebildet. Die Wandscheibenmodelle dienen der Kalibrierung des Modells; es werden im Prinzip die zyklischen Versuche numerisch wiederholt, damit die kalibrierten Wandscheiben in die Gebäudemodelle übernommen werden können. Die Gebäudemodelle selbst werden einem Erdbebenbeschleunigungsseismogramm als Belastungsart ausgesetzt.

Wandscheibenmodell

Der hier gewählte prinzipielle Modellansatz für die Wandscheiben ist in Bild 5-1 gezeigt. Einem solchen Ansatz liegen einige Annahmen zugrunde:

- Alle Verformungen werden ausschließlich den nichtlinearen Drehfedern zugewiesen; alle horizontalen und vertikalen Stäbe des Rahmens sind unendlich steif.
- Die Wandscheiben verformen sich durch horizontale Verschiebungen, ein Abheben ist nicht möglich.

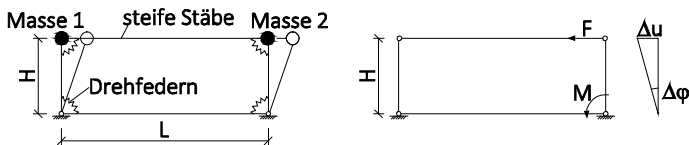


Bild 5-1 Prinzipieller Modellansatz Wandscheiben.

An dem in Bild 5-1 gezeigten Modell werden nun die zyklischen Versuche „wiederholt“, indem die Kraft-Verformungskurven in Momenten-Verdrehungskurven umgerechnet werden (da Drehfedern verwendet werden) und den Drehfedern die Steifigkeiten, die den Versuchen entnommen sind, zugewiesen werden. Da das gesamte Verformungsverhalten durch die Drehfedern bestimmt ist, ist die Verwendung eines geeigneten Federmodelles Grundlage einer guten Modellierung. Hier wird das „Florence pinching hysteresis model“ von Ceccotti und Vignoli (1989) verwendet, das in Bild 5-2 gezeigt ist. Dieses Modell ist in der hier verwendete-

ten FE-Software DRAIN 2DX (Prakash und Powell, 1993) implementiert und ist in der Lage, das typische einschnürende („pinching“) Verhalten von Holzverbindungen korrekt abzubilden. Außerdem ist die Anzahl der notwendigen Parameter mit 9 Stück (U1, U2, K1 bis K6, F0) übersichtlich und deutlich zu definieren. Dieses Federmodell kann allerdings den Lastabfall bei wiederholten Schleifen nicht abbilden.

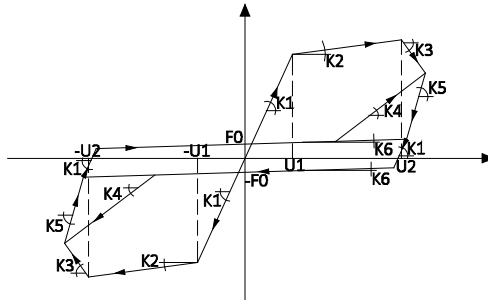


Bild 5-2 „Florence pinching hysteresis model“ (Ceccotti und Vignoli, 1989).

Bild 5-3 zeigt beispielhaft die Superposition von Versuch und Modell. Die **Kalibrierung erfolgt iterativ anhand der Einhüllenden** (v. a. Übereinstimmung der Maximallast und maximalen Verformung) **sowie der dissipierten Energie** (Unterschied zwischen Versuch und Modell < 6%). In Ceccotti und Sandhaas (2010) wird die iterative Bestimmung der Federkennwerte ausführlich erläutert.

Nach der somit erfolgten Kalibrierung der Wandscheiben können diese in ein Gebäudemodell übertragen werden. Daraus folgt, dass das den Erdbebenbeschleunigungen ausgesetzte Gebäude ebenfalls aus einem Skelett aus starren Stäben mit Drehfedern besteht, dessen Verformungskapazität ausschließlich auf den Federn beruht.

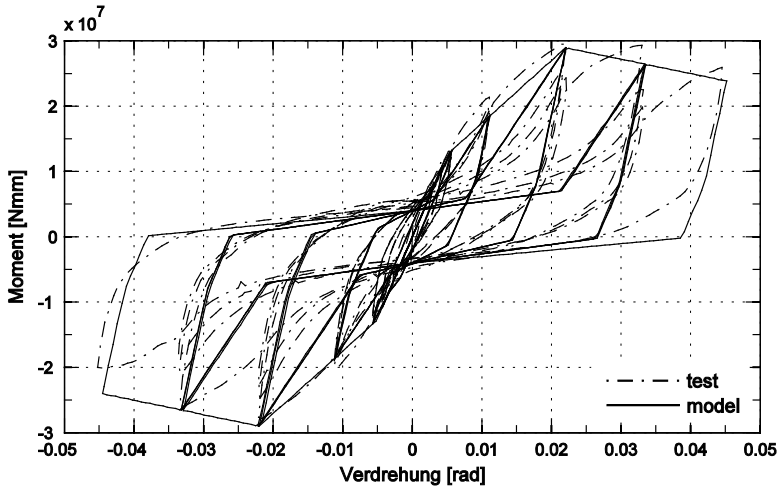


Bild 5-3 Superposition von Versuch und FE-Modell, Versuch F_zyk_10_2.

Vorgehensweise

Die generelle, in Ceccotti und Sandhaas (2010) beschriebene Vorgehensweise zur Ermittlung eines Verhaltensbeiwertes q ist wie folgt zusammengefasst (ebenfalls verwendet von Schädle (2012)):

- **SCHRITT I:** Ermittlung der statischen Ersatzlasten für ein Mustergebäude für eine gewählte Spitzenbodenbeschleunigung PGA_d und unter der Annahme linear-elastischen Verhaltens ($q = 1$).
- **SCHRITT II:** Bemessung des Mustergebäudes mit den in Schritt I ermittelten Ersatzlasten für $q = 1$ → Bestimmung der erforderlichen Wandlänge, d. h. die Wandlänge wird so gewählt, dass der „near collapse“-Zustand gerade eintritt.
- **SCHRITT III:** Durchführen von zyklischen Wandscheibenversuchen an Wandscheiben, die den im Mustergebäude verwendeten aussteifenden Wandscheiben entsprechen und Modellierung ihres hysteretischen Verhaltens. Dabei wird das konstitutive Verhalten nichtlinearen Federn zugewiesen und die Rahmenstäbe werden als unendlich steif angenommen.

- *SCHRITT IV*: Generierung eines 2D oder 3D Gebäudemodells aus den in Schritt II kalibrierten Wandscheiben, wobei eine Umrechnung der Wandscheibensteifigkeiten von den kürzeren Wandscheiben der Versuche auf die längeren erforderlichen Wandscheiben (Länge aus Schritt II) im Gebäude erfolgen muss. Gebäudemassen werden als „lumped masses“ angesetzt.
- *SCHRITT V*: Belasten des Mustergebäudes mit ausgewählten Beschleunigungsseismogrammen und Steigerung der Spitzenbodenbeschleunigung, bis ein vorher definierter „near collapse“-Zustand erreicht ist → PGA_u .
- *SCHRITT VI*: Der Verhaltensbeiwert q ergibt sich als Quotient aus PGA_u über PGA_d .

Durch einen solchen Ansatz wird das Energiedissipationsvermögen, anders als bei der in Eurocode 8 geregelten Methode, bei der Ermittlung eines Verhaltensbeiwertes explizit berücksichtigt. Der mit dieser Methodik hergeleitete Verhaltensbeiwert ist verwendbar für die Bemessung, stellt jedoch nicht den „wahren“ Verhaltensbeiwert dar, da die erforderlichen Wandlängen über die linear-elastischen Bemessungsregeln des Eurocode 8 bestimmt werden, wodurch das wirkliche duktile Verhalten und die damit einhergehenden Steifigkeitsänderungen des Gesamtgebäudes nicht berücksichtigt werden. Durch diese Steifigkeitsänderungen ändern sich nämlich die Erdbebenkräfte, was folglich in der Bemessung nicht berücksichtigt wird. In anderen Worten, diejenige Spitzenbodenbeschleunigung, die in der Bemessung zum „near collapse“ führt, ist von Anfang an festgelegt; der Frequenzgehalt des Erdbebens ist konstant und nicht von der Eigenperiode des Gebäudes abhängig (Pozza et al., 2009).

Jedoch ist der gewählte Ansatz, im Rahmen der **Festlegung eines Verhaltensbeiwertes für eine kraftbasierte Erdbebenbemessung mit elastischen Antwortspektren**, zuverlässig und liefert genügend genaue Ergebnisse. Dies wird bestätigt von Pozza et al. (2009), die mit korrekten Methoden ermittelte q -Werte überprüften als auch in einer Benchmark-Studie (Folz und Filiatrault, 2004) und im Projekt SOFIE, in dem q -Werte für Brettsperrholzgebäude ermittelt wurden (Ceccotti, 2008).

5.3 Mustergebäude unter Erdbebenlast

Das zu untersuchende Mustergebäude entspricht dem Beispielgebäude von Schädle (2012) und ist in Bild 5-4 dargestellt. Es ist ein symmetrisches, dreistöckiges Gebäude mit der in Bild 5-4 gezeigten Belastungsrichtung. Durch die Berücksichtigung des bereits von Schädle verwendeten Mustergebäudes können die hier ermittelten Verhaltensbeiwerte für die Brettstapelbauweise mit den von Schädle untersuchten Bauweisen „Massivholz-Paneelbauweise“ (verklebtes Brettsperrholz mit Hohlräumen), „Einzelelementbauweise“ (ein Stecksystem aus hohlen Holzkörpern) und der Holztafelbauweise verglichen werden. Tabelle 5-1 gibt die ermittelten Massen der unterschiedlichen Bauweisen an, wobei bei allen Bauweisen eine Holzbalkendecke mit 2 kN/m^2 Verkehrslast angenommen wurde. Die Brettstapelbauweise weist aufgrund des höheren Holzanteiles die höchsten Massen auf.

Tabelle 5-1 Massen (Eigengewicht und 30% Verkehrslast) des Mustergebäudes in Brettstapelbauweise. Daten für Massivholz-Paneelbauweise, Einzelelement-Bauweise und Holztafelbauweise aus Schädle (2012).

	Brettstapelbauweise	Massivholz-Paneelbauweise	Einzelelementbauweise	Holztafelbauweise
2. OG	32 t	30 t	30 t	28 t
1. OG	34 t	32 t	32 t	30 t
EG	34 t	32 t	32 t	30 t
Summe	100 t	94 t	93 t	89 t

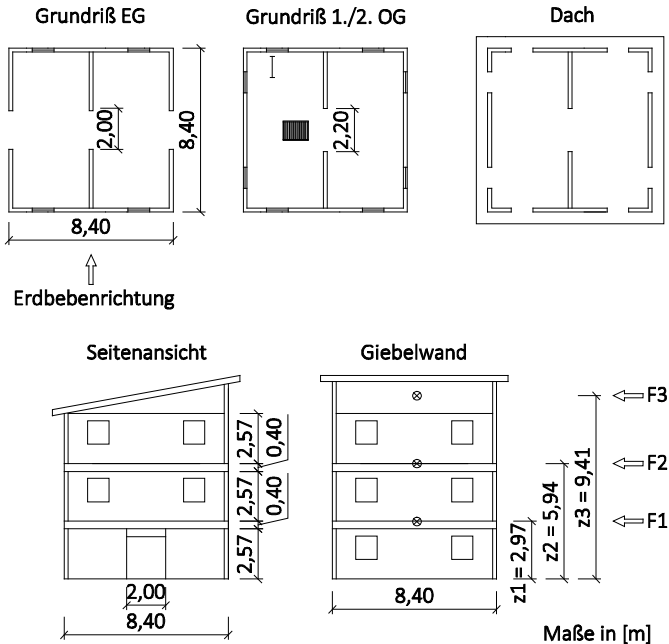


Bild 5-4 Mustergebäude.

Berechnung statische Ersatzlasten

Die statischen Ersatzlasten wurden mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren nach Eurocode 8 Abschnitt 4.3.3.2 ermittelt, das bei Gebäuden angewendet werden darf, deren erste Schwingungsform maßgebend ist. Aufgrund der Symmetrie in Grund- und Aufriss ist dies bei dem Mustergebäude der Fall. Der Verhaltensbeiwert wurde $q = 1$ gesetzt. Auf der sicheren Seite liegend wurden die Ersatzkräfte für den konstanten Bereich des elastischen Antwortspektrums ermittelt:

$$F_b = \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot m \cdot \lambda \quad (1)$$

mit

F_b Gesamterdbebenkraft

γ_1 Bedeutungsbeiwert des Gebäudes, hier $\gamma_1 = 1,0$

- a_{gR} Referenzwert der Spitzenbodenbeschleunigung, hier $a_{gR} = 3,5 \text{ m/s}^2$,
(höchste) Erdbebenzone 1 in Italien
- S Bodenparameter, hier $S = 1$
- q Verhaltensbeiwert, hier $q = 1$
- m Gesamtmasse des Gebäudes, siehe Tabelle 5-1
- λ 0,85, Korrekturfaktor

Die so ermittelten Ersatzlasten wurden auf die einzelnen Stockwerke des Mustergebäudes verteilt und sind in Tabelle 5-2 angegeben:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (2)$$

mit

F_i am Stockwerk i angreifende Horizontalkraft

F_b Gesamterdbebenkraft

z_i, z_j Höhe der Massen m_i, m_j über der Ebene, in der die Erdbeben-
einwirkung angreift

m_i, m_j Stockwerksmassen

*Tabelle 5-2 Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Stockwerke.
Daten der anderen Bauweisen aus Schädle (2012). Definition z_i siehe
auch Bild 5-4.*

	Höhe der Last- einwirkung in m			Last in den Stock- werken in kN			Schubkraft in den Stockwerken in kN		
	z_1	z_2	z_3	F_1	F_2	F_3	T_1	T_2	T_3
Brettstapel- Bauweise	2,97	5,94	9,41	124	248	370	743	619	370
Massivholz- Paneelbauweise	3,01	6,02	9,43	119	237	345	701	582	345
Einzelement- bauweise	2,97	5,94	9,41	117	234	344	694	578	344
Holztafel- bauweise	3,01	6,02	9,43	112	225	322	659	547	322

Gebäudemodell

Das Mustergebäude in Bild 5-4 wird in das in Bild 5-5 gezeigte Modell überführt. Dabei werden im Rahmen dieser Arbeit folgende Annahmen getroffen:

- Es wird nur eine einzige (horizontale) Erdbebenrichtung untersucht, die in Bild 5-4 gezeigt ist.
- Es wird ein 2D Modell verwendet, da Einwirkungen aus Torsion etc. vernachlässigt werden. Die horizontalen Ersatzlasten pro Stockwerk werden auf die drei Wände verteilt.
- Wie bei den Wandscheiben sind ausschließlich horizontale Verformungen möglich; etwaiges Abheben wird vernachlässigt, siehe auch Anordnung der Federn und mögliche Verformungsfigur in Bild 5-5.
- Es wird ein linear-proportionaler Zusammenhang zwischen Wandscheibenlängen und -steifigkeiten angenommen, d. h. eine Wand von 2 m Länge ist doppelt so steif wie eine Wand von 1 m Länge. Dies ist bei Systemen, deren aussteifende Wirkung durch eine umlaufende Klammerung/Vernagelung erreicht wird, realistisch.

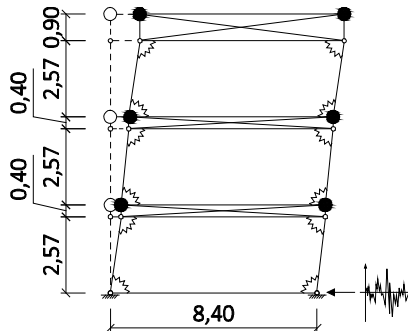


Bild 5-5 Modell Mustergebäude.

Umrechnung der Federkennwerte

Ein schwieriger und entweder auf experimenteller Evidenz oder auf Annahmen beruhender Schritt ist die Umrechnung der kalibrierten Federkennwerte K_1 bis K_6 und F_0 , die während der Kalibrierung der Wandscheibenversuche ermittelt wurden. Drei Faktoren sind hierbei vor allem zu diskutieren:

- Wie wird die erforderliche Wandlänge während der linear-elastischen Bemessung mit $q = 1$ bestimmt?
- Wie werden die Kennwerte, die für 2,50 m lange Wandscheiben ermittelt wurden, auf die erforderlichen, wesentlich längeren Wandscheiben umgerechnet, die andere Wandscheibensteifigkeiten haben werden?
- Wie wird mit den vertikalen Auflasten umgegangen, die ebenfalls Einfluss auf die Wandscheibensteifigkeiten haben?

Die geprüften Wandscheiben hatten alle eine Länge von 2,50 m. Als Beispiel wird die erforderliche Wandlänge der Fußpunktvariante F im 2. OG ermittelt, siehe Tabelle 5-3 und Bild 4-2. **Als aufnehmbare Horizontallast wird derjenige Kraftwert aus den Wandscheibenversuchen berücksichtigt, der bei einer horizontalen Wandkopferschiebung von $H/150$ erreicht wird.** Da $H = 2,57$ m für alle Wandscheiben konstant war, gilt $H/150 = 17$ mm. Nun wird der Ordinatenwert der Einhüllenden bei 17 mm Verschiebung abgelesen, was für die Fußpunktvariante F einen Wert von 10 kN/m liefert. Die Bemessungserdbebenlast im 2. OG des Mustergebäudes in Brettstapelbauweise aus Tabelle 5-2 beträgt 370 kN. Die erforderliche Wandlänge im 2. OG resultiert also zu $370/10 \text{ m} = 37$ m und, gleichmäßig auf die drei Längswände aufgeteilt, 12,4 m.

Mit diesem Faktor werden nun die Federkennwerte K_1 bis K_6 und F_0 umgerechnet, Tabelle 5-3, wobei ein **linear-proportionaler Zusammenhang zwischen Wandscheibenlänge und -steifigkeit** angenommen wird. Dies ist eine zulässige Annahme, da sich die Wandscheiben vor allem als Parallelogramm verformen und Abheben nicht maßgebend wird. Die Umrechnung der Federkennwerte für alle Stockwerke und Fußpunktvarianten ist in Anlage 5 gegeben.

Der Einfluss der vertikalen Lasten kann aus den in Tabelle 4-4 angegebenen Werten nur schwierig beurteilt werden. Während die Versuche des Fußpunktdetails F ohne und mit Auflast keinen klaren Trend zeigen, sind die Steifigkeiten K_{ser} der Details H und J mit Auflast größer. Im Rahmen dieser Untersuchung werden die Wandscheibenversuche mit 10 kN/m Auflast berücksichtigt.

Tabelle 5-3 Umrechnung der Federkennwerte am Beispiel 2. OG der Variante F, kalibrierte Hysterese siehe Bild 5-3. L = Wandscheibenlänge, aufnehmbare Last bei 17 mm Horizontalverschiebung = 10 kN/m.

	L (m)	U1 ($\cdot 10^{-3}$ rad)	U2	K1	K2	K3 ($\cdot 10^8$ Nmm/rad)	K4	K5	K6	F0
Werte aus Kalibrierung	2,50	5,1	22	25	9,6	-2,2	16	50	-1*	0,04
Normalisierung	1,00	5,1	22	10	3,8	-0,9	6,4	20	-1	0,02
Gebäudewand 2. OG	12,4 [†]	5,1	22	123	47	-11	79	247	-1	0,20

* K6 = -1 bedeutet, dass die Steifigkeit K6 variabel ist. Es gibt für die Drehfedern auch die Option, die Steifigkeit konstant zu halten und somit einen Wert für K6 einzutragen.

[†] Erdbebenschub im 2. OG aus Tabelle 5-2 ist 370 kN, also wird insgesamt 370 kN / 10 kN/m = 37 m Wand benötigt. Gleichmäßig aufgeteilt auf 2 Außen- und 1 Innenwand: 37 / 3 = 12,4 m Gebäudewand.

Dämpfung und Reibung

Neben der Masse und der Steifigkeit stellt die Dämpfung den dritten Parameter dar, der die dynamischen Eigenschaften von Systemen bestimmt. Dämpfung von Bauwerken entsteht aus der in Baumaterialien inhärenten Dämpfung, aber auch zum Beispiel durch Reibung.

Durch Reibung verursachte Energiedissipation ist implizit in den nichtlinearen Federn enthalten, für das Dämpfungsmaß jedoch muss ein Wert angenommen werden. Da das Dämpfungsmaß einen sehr großen Einfluss auf die Ergebnisse von nichtlinearen dynamischen Berechnungen hat, wird hier mit einem niedrigen Wert der viskosen Dämpfung von $\eta = 1\%$ gerechnet.

Der für die Modellierung notwendige Dämpfungsbeiwert β wird ermittelt zu:

$$\beta = T_1 \cdot \frac{\eta}{\pi} \quad (3)$$

mit

T_1 erste Eigenfrequenz

η viskose Dämpfung bei Eigenfrequenz T_1 , hier $\eta = 1\%$

Der von Schädle (2012) angenommene Wert für die viskose Dämpfung betrug $\eta = 5\%$.

Ausgewählte Erdbeben

Die in dieser Arbeit verwendeten Erdbeben sind in Tabelle 5-4 aufgelistet. Es handelt sich um 10 natürliche (europäische) Erdbeben sowie 10 synthetische Beschleunigungszeitverläufe, die auch von Schädle (2012) verwendet wurden, wodurch ein direkter Vergleich zwischen den unterschiedlichen Bauweisen möglich ist.

Tabelle 5-4 Ausgewählte Erdbeben.

Ort des Erdbebens	Datum	Station	Komponente	Magnitude [Mw]
Roermond	13.04.1992	Bergheim	NS	5,4
L'Aquila	06.04.2009	AQG (FA030)	NS	6,3
L'Aquila	06.04.2009	AQG (FA030)	EW	6,3
L'Aquila	06.04.2009	AQX (GX066)	NS	6,3
L'Aquila	06.04.2009	AQX (GX066)	EW	6,3
L'Aquila	06.04.2009	AQK (AM043)	NS	6,3
L'Aquila	06.04.2009	AQK (AM043)	EW	6,3
Friaul	06.05.1976	Feltre	NS	6,5
Friaul	06.05.1976	Feltre	EW	6,5
Lazio Abruzzo	07.05.1984	Atina	NS	5,9

SYNTN_1 ... SYNTN_10 (ermittelt für Antwortspektrum nach EC 8)

Berücksichtigte Fußpunktausbildungen bei der Brettstapelbauweise

Alle in Abschnitt 4 vorgestellten Wandscheiben mit Fußpunktausbildungen Typen F bis K (siehe auch Bild 4-2 bis Bild 4-4 und Tabelle 4-1) wurden untersucht. Fünf Mustergebäude F bis K wurden folglich untersucht und den in Tabelle 5-4 genannten Erdbeben ausgesetzt.

„Near collapse“-Kriterium

Als „near collapse“-Kriterium der modellierten Gebäude wird eine **Stockwerksverschiebung von $u_{\max} = 0,02 \cdot h$** verwendet. Dies entspricht dem von Schädle (2012) verwendeten und belegten Kriterium. Das Abbruchkriterium der Simulationen wird als maximale horizontale gegenseitige Stockwerksverschiebung von $u_{\max} = 0,02 \cdot 2570 \text{ m} = 51 \text{ mm}$ festgelegt.

Es ist wichtig, zu betonen, dass die hier ermittelten Verhaltensbeiwerte q für diesen „near collapse“-Zustand gültig sind. Falls höhere relative Stockwerksverschiebungen toleriert werden, werden die Verhaltensbeiwerte entsprechend höher, da höhere Spitzenbodenbeschleunigungen PGA_u möglich sind.

5.4 Ergebnisse und Diskussion

Eigenschwingzeiten

Bevor die Erdbebensimulationen ausgeführt werden können, muss eine Modalanalyse durchgeführt werden. Die damit ermittelten ersten Eigenschwingzeiten T_1 der Brettstapel-Mustergebäude und der von Schädle (2012) untersuchten Bauweisen sind in Tabelle 5-5 gegeben.

Das BSt-Mustergebäude mit der Fußpunktausbildung G (vormontierte Schwelle) besitzt mit 0,294 s die niedrigste Eigenschwingzeit, während die Brettstapelvarianten F, H und J dieselbe Anfangssteifigkeit K_1 (siehe auch Tabellen mit Federkennwerten in Anhang 5) und damit dieselben Eigenschwingzeiten besitzen. Generell liegen die Eigenschwingzeiten aller untersuchten Holzbauweisen im Bereich von 0,3 s bis 0,45 s.

Tabelle 5-5 Eigenschwingzeit T_1 der Mustergebäude, andere als BSt-Bauweise aus Schädle (2012).

Bauweise	Eigenschwingzeit T_1
Variante F	0,415 s
Variante G	0,294 s
Variante H	0,415 s
Variante J	0,415 s
Variante K	0,351 s
Massivholz-Paneelbauweise Fux4S Kl	0,399 s
Massivholz-Paneelbauweise Fux4S Nä	0,404 s
Massivholz-Paneelbauweise Fux6S Kl	0,445 s
Einzelelementbauweise	0,328 s
Holztafelbauweise	0,325 s

Verhaltensbeiwerte für Brettstapelbauweise

Die als Quotienten aus PGA_u über PGA_d ermittelten Verhaltensbeiwerte q für alle BSt-Mustergebäude sind in Tabelle 5-6 gegeben. PGA_d entspricht der Bemessungs-Spitzenbodenbeschleunigung von 0,35g, während PGA_u derjenige Beschleunigungswert ist, bei dem in den Simulationen der Grenzwert der Stockwerksverschiebung von 51 mm erreicht und die Berechnungen somit abgebrochen wurden.

Verhaltensbeiwerte, die für ein natürliches Erdbebenbeschleunigungsdiagramm ermittelt wurden, weisen Mittelwerte von 3,9 bis 5,2 auf bei Minimalwerten von 2,1. Das zerstörerischste Erdbeben ist das Beben von Lazio Abruzzo 1984, das bei allen untersuchten Gebäuden zu den niedrigsten Verhaltensbeiwerten führte. Die erstaunlich hohen Werte für das Beben im Friaul wurden schon von Schädle (2012) beobachtet und können mit den Antwortspektren der NS und EW-Komponenten erklärt werden. Die Spektren weisen im Bereich von Schwingzeiten unter 0,2 s die höchsten Beschleunigungen auf und fallen danach, also im Bereich der untersuchten Holzgebäude, stark ab. Dadurch sind wesentlich höhere PGA_u möglich und damit höhere Verhaltensbeiwerte.

Beanspruchungen mit den 10 synthetischen Erdbeben führen zu wesentlich geringeren Verhaltensbeiwerten; selbst der Maximalwert von q ist immer kleiner als 4,0.

Tabelle 5-6 Ermittelte Verhaltensbeiwerte q mit $\eta = 1\%$.

Erdbeben	Fußpunktvarianten				
	F (Stahlblech)	G (Schwelle vormontiert)	H (Kaufmann- Zuganker)	J (HTT anstatt Kaufmann)	K (G plus HTT)
Natürliche Erdbeben					
Roermond	2,8	3,5	2,6 ⁺	2,6	3,9
L'Aquila NS (FA030x)	4,7	5,3 [*]	4,0	4,0	5,2 ⁺
L'Aquila EW (FA030y)	3,3	3,8	3,2	3,0	4,5
L'Aquila NS (GX066x)	3,9	4,7	3,8	3,6	4,3
L'Aquila EW (GX066y)	3,3 ⁺	3,8	3,2 ⁺	3,7 ⁺	3,9
L'Aquila NS (AM043x)	4,0	5,2	3,6 ⁺	3,6	5,5
L'Aquila EW (AM043y)	3,8	3,8	3,3 [*]	3,3	4,2 ⁺
Friaul NS	7,1 ⁺	8,1 ⁺	5,9 ⁺	5,7 ⁺	8,3 ⁺
Friaul EW	7,0 ⁺	8,0	7,1 ⁺	7,4	9,3
Lazio Abruzzo	2,4	3,1	2,1 ⁺	2,1	3,3
Mittelwert	4,2	4,9	3,9	3,9	5,2
Minimum	2,4	3,1	2,1	2,1	3,3
Maximum	7,1	8,1	7,1	7,4	9,3
Synthetische Erdbeben					
SYNTN_1	3,7 ⁺	3,6	3,0 ⁺	3,3	3,4 ⁺
SYNTN_2	3,1 ⁺	3,8	2,9 ⁺	3,2	3,8 ⁺
SYNTN_3	3,6 ⁺	3,5	2,7 ⁺	3,2 [*]	3,7 ⁺
SYNTN_4	3,4 [*]	3,0	3,0 ⁺	3,1	3,3
SYNTN_5	3,3 ⁺	3,5	2,7 ⁺	3,0 ⁺	3,2 ⁺
SYNTN_6	3,0 ⁺	3,2	2,2 ⁺	2,6	2,7
SYNTN_7	3,7	3,8	3,1 ⁺	3,3	3,9
SYNTN_8	3,0	3,2	2,8 ⁺	2,8	3,5
SYNTN_9	3,6 ⁺	3,7	3,3 [*]	3,5	3,9
SYNTN_10	2,7	3,1	2,1 ⁺	2,3	3,4 ⁺
Mittelwert	3,3	3,4	2,8	3,0	3,5
Minimum	2,7	3,0	2,1	2,3	2,7
Maximum	3,7	3,8	3,3	3,5	3,9
Alle Erdbeben					
Mittelwert	3,8	4,2	3,3	3,5	4,4
Minimum	2,4	3,0	2,1	2,1	2,7
Maximum	7,1	8,1	7,1	7,4	9,3

* Versagen im 1. OG, ⁺ Versagen im 2. OG, alle anderen Versagen im EG.

Allgemeine mittlere Werte für die Verhaltensbeiwerte q liegen zwischen 3,3 für das Mustergebäude H (Kaufmann-Zuganker) und 4,4 für das Mustergebäude K (vormontierte Schwelle mit HTT Zuganker) bzw. 4,2 für Gebäude G, das Gebäude K entspricht, jedoch ohne Zuganker. Eine Fußpunktlösung mit vormontierter Schwelle und mit oder ohne HTT Zugankern führt zu der erdbebentechnisch besten Lösung. Das Anbringen von Zugankern führt hier zu keiner grundsätzlichen Verbesserung. Insgesamt kann für die Brettstapelbauweise und für alle untersuchten Fußpunktanschlüsse ein Verhaltensbeiwert von $q = 3,0$ angesetzt werden.

Eine weitere interessante Tatsache ist, dass das Mustergebäude mit Fußpunktdetail H (Kaufmann-Zuganker) überwiegend im 2. OG, also im Bereich mit hohen Beschleunigungen, versagt. Mustergebäude G (vormontierte Schwelle) hingegen versagt überwiegend im EG, dem Bereich mit den höchsten Schubkräften, und die anderen Varianten weisen Mischversagen auf.

Weitergehende Betrachtungen, vor allem stochastische Untersuchungen zu Auftretens- und Versagenswahrscheinlichkeiten, wurden hier nicht durchgeführt. Die ermittelten Verhaltensbeiwerte stellen somit erste Richtwerte dar. Die hier berechneten Verhaltensbeiwerte q sind aus folgenden Gründen konservativ:

- Die Verhaltensbeiwerte wurden mit einem Abbruchkriterium von $0,02 \cdot h = 51$ mm maximaler Stockwerksverschiebung ermittelt. Dies ist ein konservativer Wert, und im Versuch konnten alle Wandscheiben höhere horizontale Verformungen als 51 mm ohne plötzliches Versagen ertragen.
- Die translatorischen Bewegungen der Wandscheiben wurden während der Versuche, im Gegensatz zu den Versuchen von Schädle (2012), nicht verhindert. Dadurch sind die experimentell ermittelten Steifigkeiten niedriger als in Wirklichkeit, da dort die Horizontalverschiebungen durch die orthogonalen Wände wesentlich verringert werden.

- Die Bemessungserdbebenkräfte wurden für den konstanten Bereich des elastischen Antwortspektrums ermittelt, obwohl sich die Eigenschwingzeiten von Holzgebäuden oft im abfallenden Bereich des Antwortspektrums befinden und die Erdbebenlasten somit geringer sind.

Einfluss der Dämpfung

Wie in Abschnitt 5.3 diskutiert wurde, hat die angenommene viskose Dämpfung η Einfluss auf die Modellierungsergebnisse. Um die Größe dieses Einflusses zu untersuchen, wurden alle Simulationen mit natürlichen Erdbeben mit zwei verschiedenen Werten für η durchgeführt; neben dem Standardwert $\eta = 1\%$ wurde für alle Mustergebäude noch ein Wert von $\eta = 5\%$ angenommen. Ein weiterer Grund für diese zusätzlichen Simulationen ist die Tatsache, dass die Ergebnisse von Schädle (2012) mit $\eta = 5\%$ ermittelt wurden, die in Tabelle 5-6 gegebenen Verhaltensbeiwerte jedoch mit $\eta = 1\%$. Eine Einschätzung der Größe des Einflusses von η erlaubt eine bessere Vergleichbarkeit der Daten.

Bild 5-6 zeigt beispielhaft für das Mustergebäude mit Fußpunktanschluss H (Kaufmann-Zuganker) die ermittelten Verhaltensbeiwerte für 1% bzw. 5% Dämpfung. Die Verhaltensbeiwerte für die Gebäude mit Fußpunktvariante H und mit $\eta = 5\%$ sind gemittelt 21% größer (maximal 50% (GX066y), minimal 6% (GX066x)). Über alle Fußpunktvarianten gemittelt, ergeben sich bei einer Dämpfung von 5% um 16% größere Verhaltensbeiwerte. Die Zahlenwerte für q für die Mustergebäude mit einer Dämpfung von 5% sind in Tabelle A18 gegeben.

Vergleich unterschiedlicher Bauweisen bei $\eta = 5\%$

Die hier für die Brettstapelbauweise ermittelten Verhaltensbeiwerte können mit den von Schädle (2012) ermittelten Werten für die „Massivholz-Panelbauweise“, „Einzelementbauweise“ und die Holztafelbauweise verglichen werden. Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind in Tabelle 5-7 lediglich die Mittel-, Minimal- und Maximalwerte aus allen 10 natürlichen Erdbeben gegeben.

Die Brettstapelbauweise erreicht leicht niedrigere Verhaltensbeiwerte im Vergleich zu den drei anderen Bauweisen. Vor allem die Varianten F

(Stahlblech), H (Kaufmann-Zuganker) und J (HTT Zuganker anstatt Kaufmann-Zuganker), die die gleichen Eigenschwingzeiten besitzen, weisen niedrige Verhaltensbeiwerte auf.

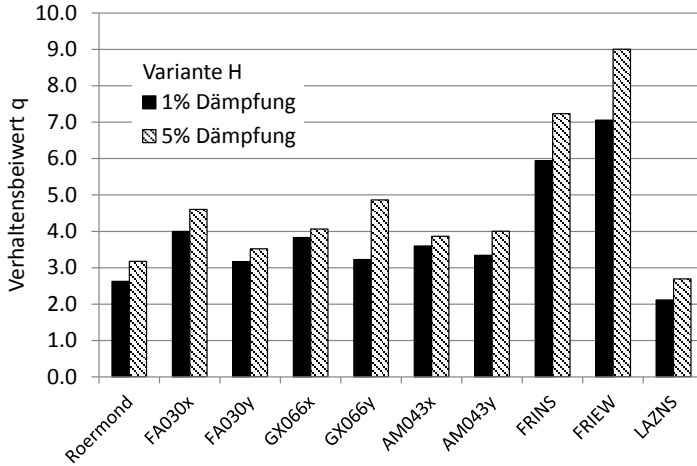


Bild 5-6 Verhaltensbeiwerte für Mustergebäude Variante H bei 1% und 5% Dämpfung.

Tabelle 5-7 Mittel-, Minimal- und Maximalwerte aus allen 10 natürlichen Erdbeben für die Verhaltensbeiwerte q mit $\eta = 5\%$. Werte für andere als BSt-Bauweise aus Schädle (2012).

Mustergebäude	Verhaltensbeiwert q		
	Mittelwert	Minimalwert	Maximalwert
BSt Variante F	5,0	2,9	8,7
BSt Variante G	5,6	3,5	9,2
BSt Variante H	4,7	2,7	9,0
BSt Variante J	4,6	2,5	7,8
BSt Variante K	5,8	3,6	9,8
Fux4S mit Kl	5,7	3,2	10,1
Fux4S mit Nä	5,4	3,0	9,9
Fu6S mit Kl	5,6	3,2	10,2
Einzelelementbauweise	6,1	3,7	10,8
Holztafelbauweise	5,5	3,3	9,9

6 Zusammenfassung und Ausblick

In dem hier vorgestellten Kooperationsprojekt zwischen der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine und dem Industriepartner Kaufmann GmbH wurden verschiedene Fußpunktanschlüsse für Wandelemente in Brettstapelbauweise untersucht, die neben statischen Lasten auch Belastungen aus Erdbeben standhalten sollen. Neben Untersuchungen zu Steifigkeiten und Tragfähigkeiten von unterschiedlich ausgebildeten Wandscheiben und ihren Anschlüssen wurden weitere grundsätzliche Fragestellungen beantwortet. So kann davon ausgegangen werden, dass die Tragfähigkeit von Verbindungen bei der Brettstapelbauweise, bei denen die Verbindungsmittel rechtwinklig zur Wandebene eingebracht werden, niedriger ist als von vergleichbaren Verbindungen in Vollholz, da die Verbindungsmittel in den Fugen zwischen den einzelnen Brettlamellen liegen und dadurch wesentlich weniger Last tragen können. Des Weiteren wurden numerische Untersuchungen durchgeführt, um erste Aussagen zum Verhaltensbeiwert q treffen zu können. Im Folgenden werden die einzelnen Ergebnisse stichwortartig zusammengefasst.

Wirksame Tragfähigkeit von Verbindungen

- Bei Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, die rechtwinklig zur Plattenebene eingebracht werden, muss mit einem signifikanten Tragfähigkeitsabfall gerechnet werden, der umso größer ausfällt, je größer der Verbindungsmitteldurchmesser ist. Beispiel Kammnägeln mit 4,0 mm Durchmesser: Bei planmäßigem und in der Baupraxis möglichem Einbringen der Kammnägeln in die Fugen der Brettstapelelemente verliert eine Verbindung bis zu 73% ihrer Tragfähigkeit im Vergleich zu derselben Verbindung in Brettschichtholz. Ein planmäßiges Einbringen der Kammnägeln in die Lamellen führte zu vorzeitigem Aufspalten und einem mittleren Tragfähigkeitsverlust von 43%.
- Es sollten Verbindungsmittel mit möglichst kleinen Verbindungsmitteldurchmessern verwendet werden, da dadurch die Gefahr des Aufspaltens der Lamellen verringert wird. Klammern stellen eine gute Möglichkeit dar, da Klammern zwei Schäfte besitzen und in der Regel

nicht beide in Fugen eingebracht werden. Die Minderung der Tragfähigkeit für Klammerverbindungen ist daher mit 24% bei nass produziertem und dann getrockneten Brettstapeln und 12% bei normalen Brettstapeln weitaus geringer, wenn jeweils ein Klammerschaft planmäßig in die Fugen eingetrieben wird.

Aussteifende Wandscheiben

- Wandscheiben in der Brettstapelbauweise müssen immer eine Beplankung aufweisen, da unbeplankte Brettstapelwände nicht genügend Steifigkeit und Tragfähigkeit besitzen, um aussteifend wirken zu können. Aussteifende Wandscheiben in Brettstapelbauweise müssen also wie bisher mit den in Eurocode 5 geregelten Nachweisverfahren für Wandtafeln bemessen werden, da die Brettstapelelemente allein nicht genügend aussteifend wirken.
- Schon eine beidseitige Beplankung aus Gipskartonplatten führt zu wesentlich höheren Wandscheibensteifigkeiten und -tragfähigkeiten. Gute Werte liefern Wandscheiben, die mindestens einseitig mit OSB beplankt sind. Eine zusätzlich Beplankung aus Gipskarton auf der anderen Seite führt zu keiner Änderung der Steifigkeiten und Tragfähigkeiten, während eine beidseitige Beplankung mit OSB zu einer nochmaligen ca. 30%igen Steigerung der Tragfähigkeiten führt (allerdings nicht zu einer Verdoppelung).
- Die unterschiedlichen Fußpunktanschlüsse wiesen ähnliche Tragfähigkeiten und Steifigkeiten auf. Die beiden Lösungen des Kooperationspartners (Reihen F und H) führten nicht zu besseren Versuchsergebnissen. Wenn die schwierige Produktion und die noch schwierigere Montage der Fußpunktausbildung der Reihe F (Stahlblechlösung zur Vermeidung von Schwellen und Montageungenauigkeiten) berücksichtigt wird, so wird diese Anschlussvariante nicht baupraktisch relevant werden. Die Variante H besitzt beträchtliches Optimierungspotential, da sehr viel Tragfähigkeitspotential durch das Einbringen nur einer einzigen Schraube (die zweite Schraube des Kaufmann-Zugankers saß im Hirnholzbereich der Schwelle) vergeudet wurde.

- Das äquivalente Dämpfungsmaß liegt für alle untersuchten Wände mit unterschiedlichen Fußpunktanschlüssen zwischen 8% und 15%, also im Bereich von Holztafelwänden, was auf ein generell gutes Erdbebenverhalten schließen lässt.

Erdbebenverhalten

- Die über numerische Simulationen ermittelten und auf der sicheren Seite liegenden Verhaltensbeiwerte für die untersuchten Mustergebäude lagen im Mittel bei 3,8 mit Minimalwerten von 2,1. Ein erster Richtwert für die Erdbebenbemessung von Brettstapelgebäuden ist $q = 3,0$.
- Die Fußpunktlösungen, die zum besten Erdbebenverhalten des Mustergebäudes führten, waren Variante G mit vormontierter Schwelle und Variante K mit zusätzlichem Zuganker. Der mittlere Verhaltensbeiwert der Variante G betrug 4,2. Variante K wies einen höheren mittleren Verhaltensbeiwert von 4,4 auf, jedoch auch einen niedrigen Minimalwert mit 2,7.

Die in diesem Band präsentierten Ergebnisse, vor allem zum Verhaltensbeiwert q , stellen erste Richtwerte dar, deren Aussagekraft jedoch durch weitergehende Untersuchungen (verschiedene Mustergebäude, 3D-Modelle, weitere Erdbeben, unterschiedliche Bemessungs- und Abbruchkriterien) abgesichert werden müssen. Weiteres Optimierungspotential stellt eine kopfseitige Zugankerlösung dar, während die Stahlblechlösung sich als nicht praktikabel herausstellte.

Literaturverzeichnis

- Blaß H. J. und Schädle P. (2009) *Aussteifende Wände in Einzelement-Bauweise*. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau Band 13, ISBN 978-3-86644-334-1. University of Karlsruhe, Germany.
- Ceccotti A. (2008) New technologies for construction of medium-rise buildings in seismic regions: The X-lam case. *Structural Engineering International*, **18**(2):156-165. DOI 10.2749/101686608784218680.
- Ceccotti A. und Sandhaas C. (2010) A proposal for a standard procedure to establish the seismic behaviour factor q of timber buildings. *11th World Conference of Timber Engineering WCTE*. Riva del Garda, Italy.
- Ceccotti A. und Vignoli A. (1989) A hysteretic behavioural model for semi-rigid joints. *European Earthquake Engineering*, **3**:3-9.
- Folz B. und Filiatrault A. (2004) Blind predictions of the seismic response of a woodframe house: an international benchmark study. *Earthquake Spectra*, **20**(3):825-851. DOI 10.1193/1.1774989.
- Krämer V. (2003) *Trag- und Verformungsverhalten genagelter Brettstapelelemente unter Querlast*. Dissertation. Universität Karlsruhe (TH), Germany.
- Pozza L., Scotta R. und Vitaliani R. (2009) A non-linear numerical model for the assessment of the seismic behaviour and ductility factor of X-Lam timber structures. *International Symposium on Timber Structures*. Istanbul, Turkey. pp. 151-162.
- Prakash V. und Powell G. H. (1993) *DRAIN-2DX, DRAIN-3DX and DRAIN BUILDING: Base program design documentation*. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, USA.
- Schädle P. (2012) *Innovative Wandbausysteme aus Holz unter Erdbebeneinwirkungen*. Dissertation, ISBN 978-3-86644-832-2. Karlsruhe Institute of Technology, Germany.
- Schänzlin J. (2003) *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Dissertation. Universität Stuttgart, Germany.
- Winter S., Kreuzinger H. und Mestek P. (n. d.) *Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen*. Holzbau der Zukunft, Teilprojekt 15. Technische Universität München, Germany.

Normen

- EN 1995 1-1 (2010) Eurocode 5. Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium.
- EN 1998-1 (2010) Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium.
- EN 26891 (1991) Timber structures - Joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics (ISO 6891). Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium.
- EN 12512 (2001) Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium.

Bezeichnungen

BSt	Brettstapel
GK	Gipskarton
VM	Verbindungsmitel
US	Unterlegscheibe
TGS	Teilgewindeschrauben
VGS	Vollgewindeschrauben
n	Anzahl Versuchskörper
ρ_u	Rohdichte bei Holzfeuchte u
u	Holzfeuchte
MW	Mittelwert
s	Standardabweichung
COV	Variationskoeffizient
F_{est}	Schätzlast (bei Zugscherversuchen)
F_{max}	maximale Tragfähigkeit (Absolutwert bei zyklischen Versuchen)
U_{Fmax}	Horizontalverschiebung am Wandkopf bei F_{max}
$F_{U=5mm}$	Tragfähigkeit bei 5 mm horizontaler Wandkopfverschiebung (entspricht einem Gebrauchstauglichkeitskriterium von H/500)
K_{ser}	Anfangssteifigkeit
ν_{Ed}	äquivalentes Dämpfungsmaß
ΔF	Tragfähigkeitsverlust zwischen erstem und drittem Schleifendurchlauf
q	Verhaltensbeiwert
PGA_u	Spitzenbodenbeschleunigung im „near collapse“-Zustand
PGA_d	Bemessungs-Spitzenbodenbeschleunigung (hier 0,35g)
F_b	Gesamterdbebenkraft
γ_i	Bedeutungsbeiwert des Gebäudes
a_{gR}	Referenzwert der Spitzenbodenbeschleunigung
S	Bodenparameter
m	Gesamtmasse des Gebäudes

Bezeichnungen

λ	Korrekturfaktor
F_i	am Stockwerk i angreifende Horizontalkraft
z_i, z_j	Höhe der Massen m_i, m_j über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift
m_i, m_j	Stockwerksmassen
β	Dämpfungsbeiwert
T_1	erste Eigenfrequenz
η	viskose Dämpfung bei Eigenfrequenz T_1
u_{\max}	„near collapse“-Wert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung
$K1 - K6,$ $U1, U2, F0$	Federkennwerte des „Florence pinching hysteresis model“ (Ceccotti und Vignoli, 1989)

Anlagen

Anlage 1 – Verbindungen

Die Versuche wurden entsprechend EN 26891 mit einer Entlastungsschleife ausgeführt. Nach dem ersten Belasten bis 40% von F_{est} wurde 30 sec gehalten, dann auf 10% von F_{est} entlastet und wiederum 30 sec gehalten. Dieser Zyklus war kraftgesteuert mit einer Geschwindigkeit von 20% von F_{est} pro Minute. Die anschließende Belastung war bis 70% von F_{est} noch kraftgesteuert und es wurde danach auf eine Wegsteuerung mit 5 mm/min bis zum Bruch umgeschaltet. Die erwartete Höchstlast F_{est} ist in Tabelle A2 zusammen mit den Verbindungsmittelabständen angegeben. Die in Bild A1 definierten Abmessungen können Tabelle A1 entnommen werden.

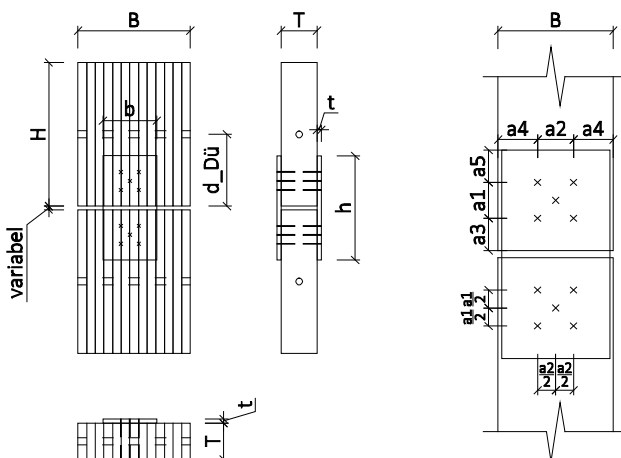


Bild A1 Versuchskörper.

Tabelle A1 Geometrische Abmessungen in [mm].

Reihe	Vollholz / Brettstapel			d_Dü	Stahlblech / OSB		
	B*	H	T		b	h	t
KI, Vollholz/BSt, OSB							
1	160	450	100	-	140 ⁺	300	12
2	160	450	100	200	150	300	12
3	310	400	100	200	150	300	12
4	310	400	100	200	150	300	12
Nä, Vollholz/BSt, Stahlblech							
5	160	450	100	-	100	300	0,75
6	160	450	100	200	100	300	0,75
7	160	450	100	30	100	300	0,75
8	160	450	100	200	100	300	0,75
RiNä, Vollholz/BSt, Lochblech							
9	160	450	100	-	100	300	1,0
10	160	450	100	200	100	300	1,0
11	160	450	100	30	100	300	1,0
12	160	450	100	200	100	300	1,0
CoilNä, Vollholz/BSt, OSB							
13	160	400	100	-	150	300	12
14	310	400	100	200	150	300	12
15	310	400	100	200	150	300	12
16	310	400	100	200	150	300	12
17	310	400	100	200	150	300	12

* ungefähre Breitenangabe bei Brettstapel.

+ bei Versuch 1_1 war die OSB-Platte nur 100 mm breit.

Tabelle A2 Schätzlasten F_{est} und Abstände Verbindungsmittel.

Reihe	Abstände Verbindungsmittel in [mm]					F_{est} [kN] pro Verbindung*
	a_1	a_3	a_2	a_4	a_5	
KI, Vollholz/BSt, OSB						
1	50	35	50	45 ⁺	35	5
2	50	35	50	50	35	5
3	50	35	50	50	35	5 / 4 / 4
4	50	35	50	50	35	4
Nä, Vollholz/BSt, Stahlblech [‡]						
5	50	60	50	25	25	7,5
6	50	60	50	25	25	3 / 2
7	50	60	50	25	25	3 / 2
8	50	60	50	25	25	3 / 5
RiNä, Vollholz/BSt, Lochblech						
9	50	60	50	25	25	7,5 / 15 / 15
10	50	60	50	25	25	5 / 3
11	50	60	50	25	25	3 / 6
12	50	60	50	25	25	10 / 7,5 / 7,5
CoilNä, Vollholz/BSt, OSB						
13	50	45	50	50	45	5
14	50	45	50	50	45	5 / 2,5 / 3
15	50	45	50	50	45	3
16	50	45	50	50	45	5
17	50	45	50	50	45	5

* falls F_{est} innerhalb der Reihen unterschiedlich war, so sind die jeweiligen Werte angegeben (angefangen mit dem Wert für den ersten Versuch).

⁺ bei Versuch 1_1 betrug a_4 25 mm.

[‡] Nagelbild war vorne und hinten verschoben, da Nä mit 80 mm zu lang.

Anlage 2 – Verbindungen Ergebnisse

Tabelle A3 Einzelergebnisse Zugscherversuche mit Klammerverbindungen.

	$\rho_{u,mean}$ [kg/m ³]	u [%]	F_{max} [kN]	U bei F_{max} [mm]				K_{ser} [kN/mm]				mittel
				ob-vo	ob-hi	un-vo	un-hi	ob-vo	ob-hi	un-vo	un-hi	
KI, Vollholz, OSB												
1_1	539	13.8	5.1	6.5	6.9	8.8	9.9	2.5	1.7	3.7	1.7	2.4
1_2	553	13.4	5.6	12.0	8.3	4.4	6.7	2.0	3.9	3.6	3.9	3.3
1_3	443	13.6	5.0	7.1	7.9	7.3	5.7	2.1	3.1	1.8	2.8	2.4
1_4	470	13.6	5.2	5.4	7.4	8.5	5.8	2.6	2.4	1.7	2.4	2.3
1_5	452	13.1	4.4	9.5	6.0	2.2	4.1	1.4	1.7	3.8	2.9	2.4
MW	491	13.5	5.1	8.1	7.3	6.3	6.4	2.1	2.6	2.9	2.7	2.6
s	51	0.3	0.4	2.7	0.9	2.9	2.1	0.5	0.9	1.1	0.8	0.4
min	443	13.1	4.4	5.4	6.0	2.2	4.1	1.4	1.7	1.7	1.7	2.3
max	553	13.8	5.6	12.0	8.3	8.8	9.9	2.6	3.9	3.8	3.9	3.3
KI in Fugen, BSt schmal, OSB												
2_1	480	12.8	5.2	7.6	9.7	10.7	9.2	2.5	2.4	2.3	1.5	2.2
2_2	485	13.4	4.7	6.3	10.2	7.6	3.4	1.7	1.4	1.9	3.2	2.1
2_3	454	12.5	4.6	3.7	3.4	11.2	12.1	2.3	2.9	1.9	1.0	2.0
2_4	530	13.4	4.5	5.0	4.4	10.6	13.5	2.1	1.7	1.1	1.1	1.5
2_5	462	13.0	3.5	5.5	6.1	6.6	4.9	0.9	1.1	1.0	1.1	1.0
MW	482	13.0	4.5	5.6	6.8	9.3	8.6	1.9	1.9	1.7	1.6	1.8
s	29	0.4	0.6	1.5	3.1	2.1	4.4	0.6	0.7	0.6	0.9	0.5
min	454	12.5	3.5	3.7	3.4	6.6	3.4	0.9	1.1	1.0	1.0	1.0
max	530	13.4	5.2	7.6	10.2	11.2	13.5	2.5	2.9	2.3	3.2	2.2
KI in Fugen, BSt getrocknet, OSB												
3_1	496	13.1	3.7	5.1	10.4	12.1	5.9	1.2	1.1	0.9	1.3	1.1
3_2	523	13.9	4.4	7.1	9.1	11.3	8.7	2.5	2.7	1.9	2.4	2.4
3_3	491	13.6	3.4	13.5	5.0	4.5	13.6	1.0	1.4	2.2	1.1	1.4
MW	503	13.5	3.9	8.6	8.2	9.3	9.4	1.6	1.7	1.6	1.6	1.6
s	18	0.4	0.5	4.4	2.8	4.2	3.9	0.8	0.9	0.7	0.7	0.7
min	491	13.1	3.4	5.1	5.0	4.5	5.9	1.0	1.1	0.9	1.1	1.1
max	523	13.9	4.4	13.5	10.4	12.1	13.6	2.5	2.7	2.2	2.4	2.4

wird fortgesetzt

Fortsetzung Tabelle A3:

Kl in Fugen, BSt, OSB												
4_1	515	13.0	5.0	8.4	8.7	7.3	6.4	3.8	4.3	4.5	5.4	4.5
4_2	534	13.1	4.9	9.7	7.3	4.1	5.3	3.3	3.7	4.7	5.8	4.4
4_3	472	12.2	5.0	7.9	9.3	7.4	5.5	2.5	2.6	3.0	4.8	3.2
MW	507	12.8	5.0	8.6	8.4	6.3	5.8	3.2	3.5	4.1	5.3	4.0
s	32	0.5	0.0	0.9	1.1	1.9	0.6	0.6	0.9	0.9	0.5	0.7
min	472	12.2	4.9	7.9	7.3	4.1	5.3	2.5	2.6	3.0	4.8	3.2
max	534	13.1	5.0	9.7	9.3	7.4	6.4	3.8	4.3	4.7	5.8	4.5

Tabelle A4 Einzelergebnisse Zugversuche mit Verbindungen mit glattschaftigen Nägeln.

	$\rho_{u,mean}$ [kg/m ³]	u [%]	F _{max} [kN]	U bei F _{max} [mm]				K _{ser} [kN/mm]				mittel
				ob-vo	ob-hi	un-vo	un-hi	ob-vo	ob-hi	un-vo	un-hi	
Nä, Vollholz, Stahlblech												
5_1	553	13.4	546	9.6	15.6	17.9	19.8	15.5	3.6	5.7	4.0	5.2
5_2	470	13.6	463	7.7	8.5	6.0	7.7	9.7	6.0	4.6	5.6	6.6
5_3	434	14.2	426	5.9	4.7	5.1	4.5	3.0	3.8	5.3	3.5	3.9
MW	486	13.7	478	7.8	9.6	9.7	10.7	9.4	4.5	5.2	4.4	5.2
s	61	0.4	62	1.8	5.5	7.2	8.1	6.3	1.4	0.5	1.1	1.4
min	434	13.4	426	5.9	4.7	5.1	4.5	3.0	3.6	4.6	3.5	3.9
max	553	14.2	546	9.6	15.6	17.9	19.8	15.5	6.0	5.7	5.6	6.6
Nä in Fugen, BSt schmal, Stahlblech												
6_1	457	12.5	455	1.9	9.8	2.2	0.9	2.2	0.6	1.6	3.1	1.9
6_2	480	12.8	477	3.0	12.0	19.1	15.6	2.9	2.5	2.3	3.2	4.6
MW	469	12.6	466	2.5	10.9	10.6	8.3	2.6	1.5	2.0	3.2	3.3
s	17	0.2	16	0.8	1.6	12.0	10.4	0.5	1.3	0.5	0.1	1.9
min	457	12.5	455	1.9	9.8	2.2	0.9	2.2	0.6	1.6	3.1	1.9
max	480	12.8	477	3.0	12.0	19.1	15.6	2.9	2.5	2.3	3.2	4.6
Nä in Fugen, BSt schmal mit Buchendübel unterhalb Verbindung, Stahlblech												
7_1	439	12.5	437	2.1	2.5	6.2	11.1	9.3	1.6	0.9	1.4	0.8
7_2	451	11.5	453	3.4	19.6	18.2	2.5	11.6	3.2	3.3	4.7	3.5
MW	445	12.0	445	2.7	11.0	12.2	6.8	10.5	2.4	2.1	3.1	2.2
s	8	0.7	11	0.9	12.1	8.5	6.1	1.7	1.1	1.7	2.3	1.9
min	439	11.5	437	2.1	2.5	6.2	2.5	9.3	1.6	0.9	1.4	0.8
max	451	12.5	453	3.4	19.6	18.2	11.1	11.6	3.2	3.3	4.7	3.5
Nä in Lamellen, BSt schmal, Stahlblech												
8_1	462	13.0	458	5.0	3.8	1.5	2.8	4.1	7.1	8.8	5.2	6.9
8_2	485	13.4	479	5.6	3.2	4.6	7.9	4.1	4.2	6.4	5.0	5.2
MW	473	13.2	468	5.3	3.5	3.0	5.3	4.1	5.7	7.6	5.1	6.0
s	16	0.3	15	0.5	0.4	2.2	3.6	0.0	2.1	1.7	0.2	1.2
min	462	13.0	458	5.0	3.2	1.5	2.8	4.1	4.2	6.4	5.0	5.2
max	485	13.4	479	5.6	3.8	4.6	7.9	4.1	7.1	8.8	5.2	6.9

Tabelle A5 Einzelergebnisse Zugscherversuche mit Verbindungen mit Kammnägeln.

	$\rho_{u,mean}$ [kg/m ³]	u [%]	F _{max} [kN]	U bei F _{max} [mm]				K _{ser} [kN/mm]				mittel
				ob-vo	ob-hi	un-vo	un-hi	ob-vo	ob-hi	un-vo	un-hi	
RiNä, Vollholz, Lochblech												
9_1	434	14.2	426	15.0	12.9	11.9	15.9	18.9	5.6	4.8	5.7	5.1
9_2	452	13.1	448	16.4	14.7	11.5	8.0	11.5	4.1	4.6	3.8	4.8
9_3	443	13.6	437	15.8	9.4	9.4	13.1	13.2	3.7	4.3	5.0	4.2
MW	443	13.6	437	15.7	12.3	10.9	12.3	14.5	4.5	4.6	4.8	4.7
s	9	0.6	11	0.7	2.7	1.4	4.0	3.9	1.0	0.2	1.0	0.4
min	434	13.1	426	15.0	9.4	9.4	8.0	11.5	3.7	4.3	3.8	4.2
max	452	14.2	448	16.4	14.7	11.9	15.9	18.9	5.6	4.8	5.7	5.1
RiNä in Fugen, BSt schmal, Lochblech												
10_1	454	12.5	452	3.3	16.2	14.7	7.5	8.1	0.3	0.3	0.7	0.6
10_2	451	11.5	453	4.9	9.6	11.6	13.8	10.7	1.8	1.7	2.2	1.5
10_3	501	12.6	499	4.6	11.9	9.8	12.2	14.2	1.3	2.0	1.3	2.1
MW	469	12.2	468	4.3	12.6	12.1	11.2	11.0	1.1	1.3	1.4	1.4
s	28	0.6	27	0.8	3.4	2.5	3.3	3.1	0.8	0.9	0.8	0.7
min	451	11.5	452	3.3	9.6	9.8	7.5	8.1	0.3	0.3	0.7	0.6
max	501	12.6	499	4.9	16.2	14.7	13.8	14.2	1.8	2.0	2.2	2.1
RiNä in Fugen, BSt schmal mit Buchendübel unterhalb Verbindung, Lochblech												
11_1	496	13.0	492	6.1	13.4	12.7	5.4	5.3	2.8	6.3	4.4	7.6
11_2	498	12.7	495	6.7	14.2	14.0	8.6	8.3	2.1	2.5	2.4	2.2
11_3	499	11.7	500	9.3	11.1	6.4	12.5	19.3	4.1	4.8	3.6	2.3
MW	498	12.5	496	7.4	12.9	11.0	8.8	11.0	3.0	4.5	3.5	4.0
s	2	0.7	4	1.7	1.6	4.1	3.5	7.4	1.0	1.9	1.0	3.1
min	496	11.7	492	6.1	11.1	6.4	5.4	5.3	2.1	2.5	2.4	2.2
max	499	13.0	500	9.3	14.2	14.0	12.5	19.3	4.1	6.3	4.4	7.6
RiNä in Lamellen, BSt schmal, Lochblech												
12_1	496	13.0	492	7.7	4.8	5.2	13.4	12.0	3.5	3.5	2.0	2.7
12_2	489	11.6	491	9.6	11.5	13.2	9.6	8.2	4.3	3.7	4.3	3.8
12_3	454	12.7	451	9.8	15.0	7.7	4.7	10.1	4.4	7.1	7.0	5.5
MW	480	12.4	478	9.0	10.4	8.7	9.2	10.1	4.0	4.8	4.4	4.0
s	23	0.8	23	1.2	5.2	4.1	4.3	1.9	0.5	2.0	2.5	1.4
min	454	11.6	451	7.7	4.8	5.2	4.7	8.2	3.5	3.5	2.0	2.7
max	496	13.0	492	9.8	15.0	13.2	13.4	12.0	4.4	7.1	7.0	5.5

Tabelle A6 Einzelergebnisse Versuche mit Verbindungen mit Coilnägeln.

	$\rho_{u,mean}$ [kg/m ³]	u [%]	F_{max} [kN]	U bei F_{max} [mm]				K_{ser} [kN/mm]				mittel
				ob-vo	ob-hi	un-vo	un-hi	ob-vo	ob-hi	un-vo	un-hi	
CoilNä, Vollholz, OSB												
13_1	453	12.4	451	6.5	9.1	10.6	16.6	15.8	4.5	3.0	3.4	3.4
13_2	459	12.7	456	6.8	17.0	13.5	10.0	12.3	3.0	3.6	3.2	5.5
13_3	451	12.5	449	7.3	11.5	7.7	12.8	16.2	4.1	5.6	3.6	3.4
13_4	469	12.1	469	6.9	8.8	8.9	12.1	11.1	3.9	4.1	3.8	5.8
13_5	549	12.5	547	7.6	8.7	11.1	9.0	8.1	5.9	5.0	5.5	6.3
MW	476	12.4	474	7.0	11.0	10.4	12.1	12.7	4.3	4.3	3.9	4.9
s	41	0.2	41	0.4	3.5	2.2	3.0	3.4	1.1	1.0	0.9	1.4
min	451	12.1	449	6.5	8.7	7.7	9.0	8.1	3.0	3.0	3.2	3.4
max	549	12.7	547	7.6	17.0	13.5	16.6	16.2	5.9	5.6	5.5	6.3
CoilNä in Fugen, BSt getrocknet, OSB												
14_1	485	14.8	473	2.6	6.0	5.5	8.1	8.7	0.6	0.8	0.5	0.4
14_2	498	13.7	491	3.1	2.9	6.8	17.8	13.8	2.7	2.0	1.5	1.7
14_3	517	14.0	508	2.8	4.5	3.6	16.8	17.7	1.9	2.8	1.4	1.3
MW	500	14.2	491	2.8	4.5	5.3	14.2	13.4	1.7	1.9	1.1	1.1
s	16	0.6	17	0.3	1.5	1.6	5.3	4.5	1.1	1.0	0.6	0.7
min	485	13.7	473	2.6	2.9	3.6	8.1	8.7	0.6	0.8	0.5	0.4
max	517	14.8	508	3.1	6.0	6.8	17.8	17.7	2.7	2.8	1.5	1.7
CoilNä in Fugen, BSt, OSB												
15_1	448	12.0	448	4.8	4.6	8.0	10.2	5.9	4.9	3.7	2.6	6.9
15_2	490	12.4	489	4.8	5.3	9.4	17.2	11.8	5.9	5.1	2.2	4.6
15_3	434	11.9	435	4.7	5.1	6.3	11.7	11.2	7.4	5.0	4.5	4.3
MW	457	12.1	457	4.8	5.0	7.9	13.0	9.6	6.1	4.6	3.1	5.3
s	29	0.3	28	0.1	0.3	1.5	3.7	3.2	1.3	0.8	1.2	1.5
min	434	11.9	435	4.7	4.6	6.3	10.2	5.9	4.9	3.7	2.2	4.3
max	490	12.4	489	4.8	5.3	9.4	17.2	11.8	7.4	5.1	4.5	6.9
CoilNä in Lamellen, BSt getrocknet, OSB												
16_1	523	14.2	512	6.1	7.2	10.3	18.5	14.4	3.6	2.3	2.4	3.4
16_2	513	13.0	508	5.8	8.5	6.4	11.5	13.6	2.7	2.7	2.1	2.4
16_3	512	14.3	502	5.0	5.3	5.8	11.2	10.1	3.6	3.4	2.2	2.1
MW	516	13.9	507	5.6	7.0	7.5	13.7	12.7	3.3	2.8	2.2	2.6
s	6	0.7	5	0.6	1.6	2.4	4.1	2.3	0.5	0.6	0.1	0.7
min	512	13.0	502	5.0	5.3	5.8	11.2	10.1	2.7	2.3	2.1	2.1
max	523	14.3	512	6.1	8.5	10.3	18.5	14.4	3.6	3.4	2.4	3.4

wird fortgesetzt

Fortsetzung Tabelle A6:

CoilNä in Lamellen, BSt, OSB												
17_1	496	11.3	499	7.3	8.8	9.4	9.4	9.0	3.4	5.0	4.4	4.6
17_2	464	11.8	465	4.8	9.1	7.4	4.6	6.2	2.7	2.6	3.7	3.2
17_3	453	11.5	456	5.7	6.4	4.5	10.1	11.8	4.5	4.9	2.7	3.8
MW	471	11.5	473	5.9	8.1	7.1	8.0	9.0	3.5	4.2	3.6	3.9
s	22	0.3	23	1.3	1.5	2.5	3.0	2.8	0.9	1.4	0.8	0.7
min	453	11.3	456	4.8	6.4	4.5	4.6	6.2	2.7	2.6	2.7	3.2
max	496	11.8	499	7.3	9.1	9.4	10.1	11.8	4.5	5.0	4.4	4.6

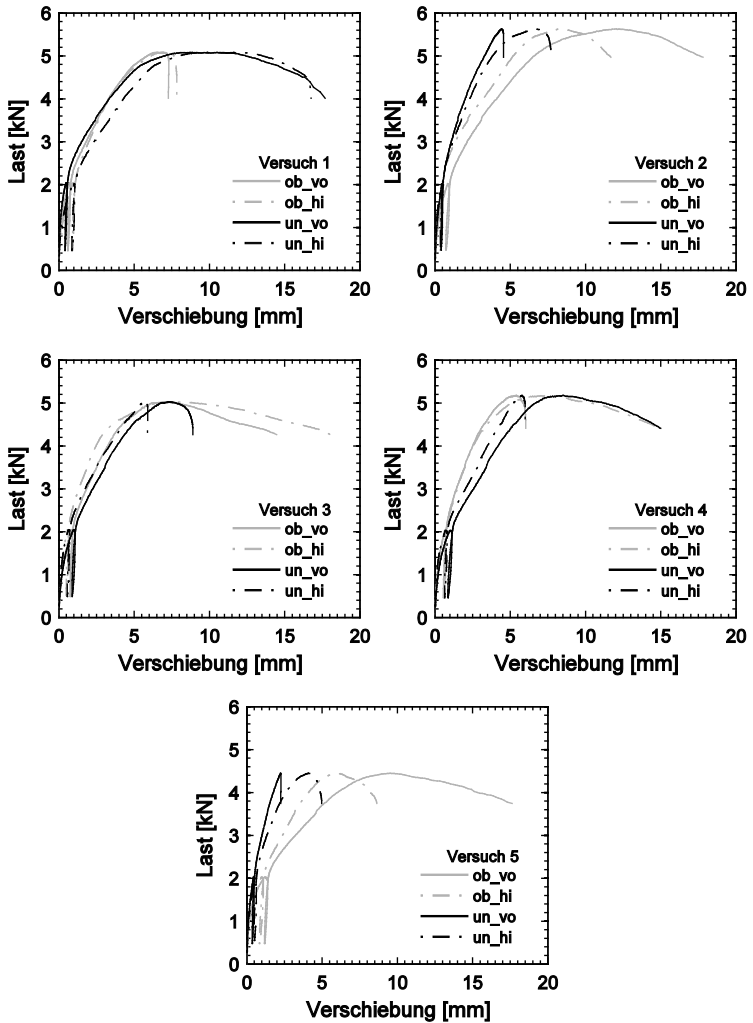


Bild A2 Last-Verschiebungskurven, Reihe 1 (Kl, Vollholz, OSB).

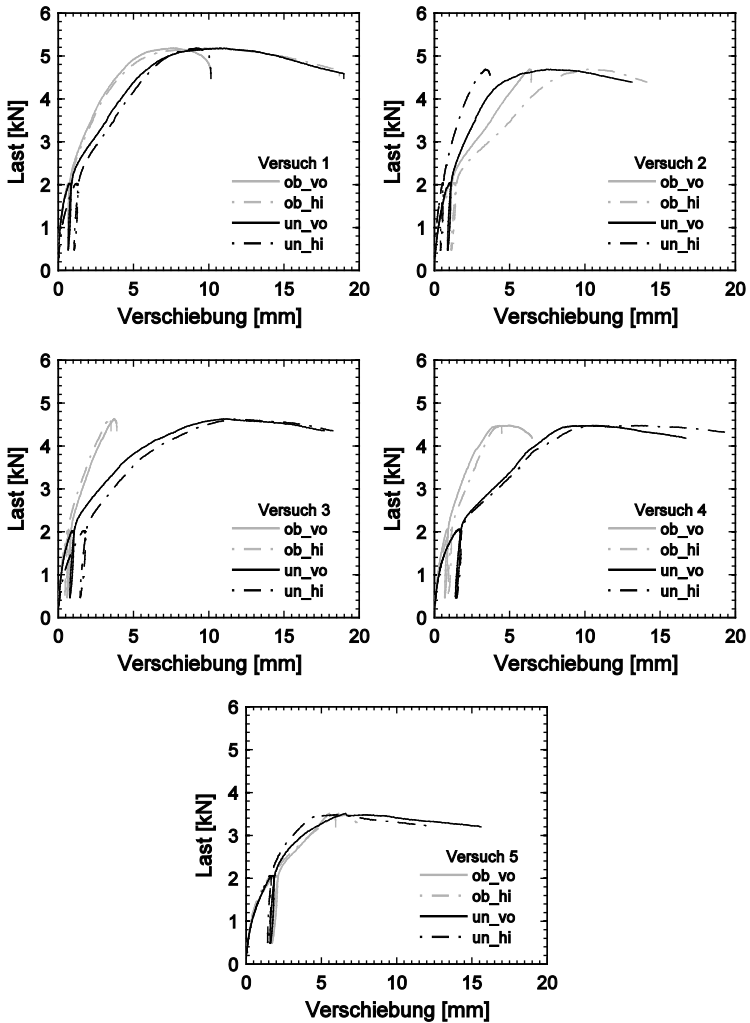


Bild A3 Last-Verschiebungskurven, Reihe 2 (KI in Fugen, BSt schmal, OSB).

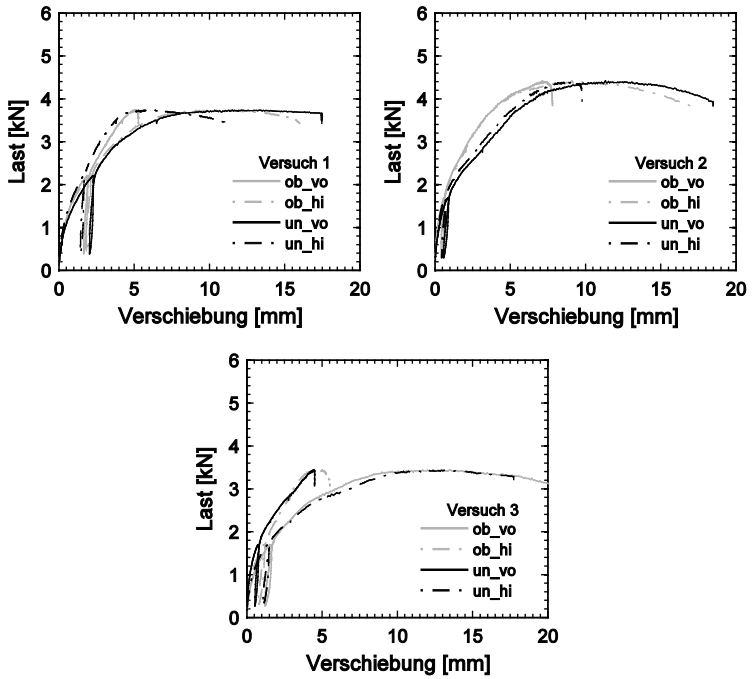


Bild A4 Last-Verschiebungskurven, Reihe 3 (KI in Fugen, BST getrocknet, OSB).

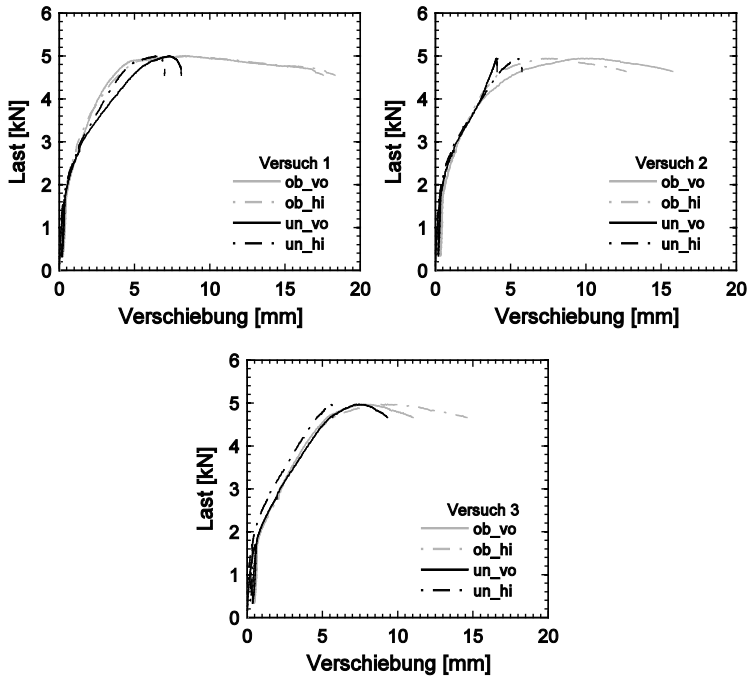


Bild A5 Last-Verschiebungskurven, Reihe 4 (KI in Fugen, BSt, OSB).

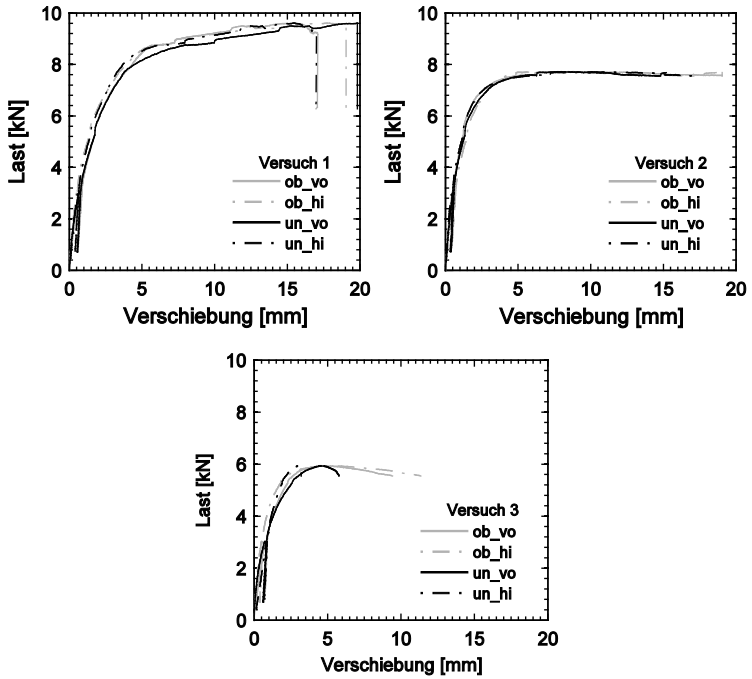


Bild A6 Last-Verschiebungskurven, Reihe 5 (Nä, Vollholz, Stahlblech).

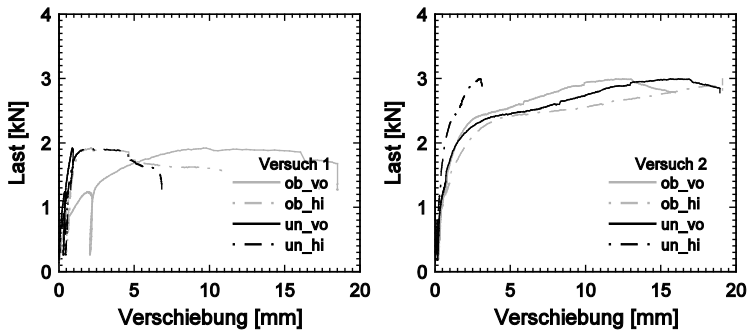


Bild A7 Last-Verschiebungskurven, Reihe 6 (Nä in Fugen, BSt schmal, Stahlblech).

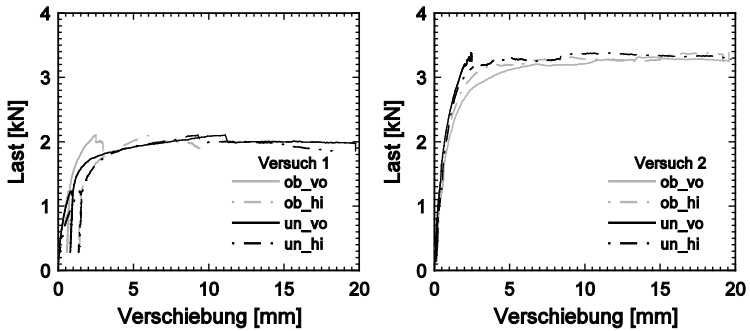


Bild A8 Last-Verschiebungskurven, Reihe 7 (Nä in Fugen, BSt schmal mit Buchendübel „unterhalb“ Verbindung, Stahlblech).

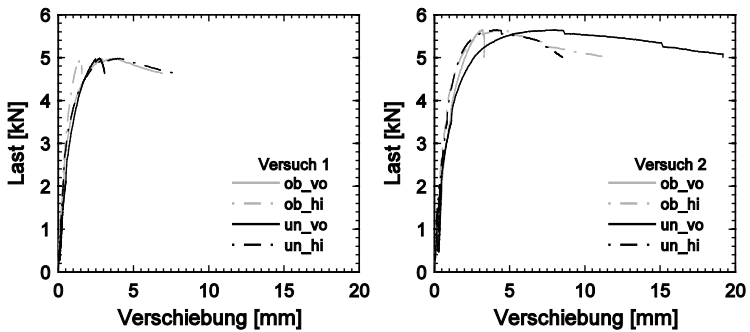


Bild A9 Last-Verschiebungskurven, Reihe 8 (Nä in Lamellen, BSt schmal, Stahlblech).

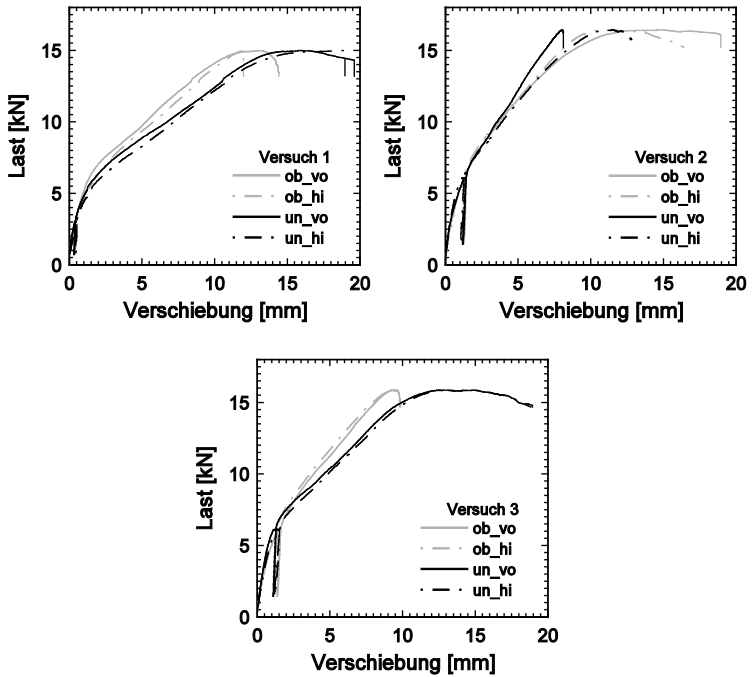


Bild A10 Last-Verschiebungskurven, Reihe 9 (RiNä, Vollholz, Lochblech).

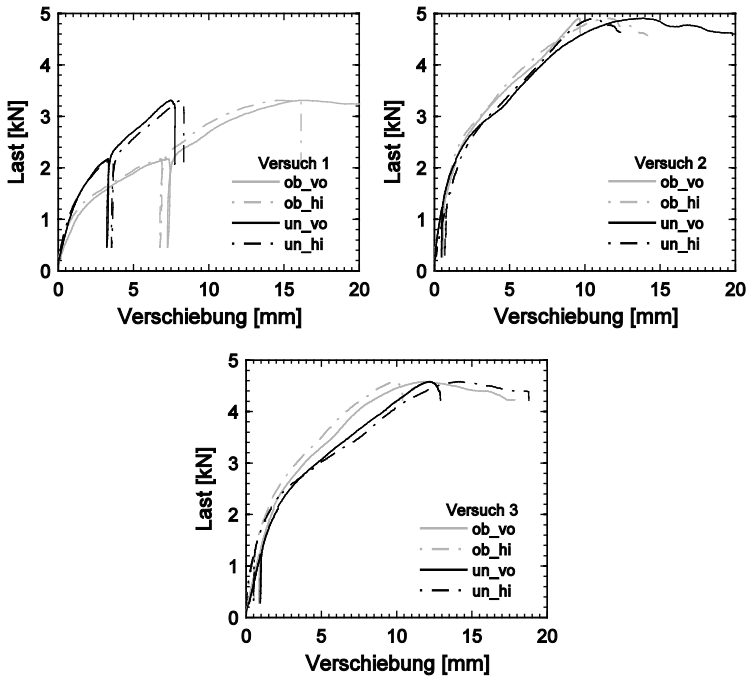


Bild A11 Last-Verschiebungskurven, Reihe 10 (RiNä in Fugen, BSt schmal, Lochblech).

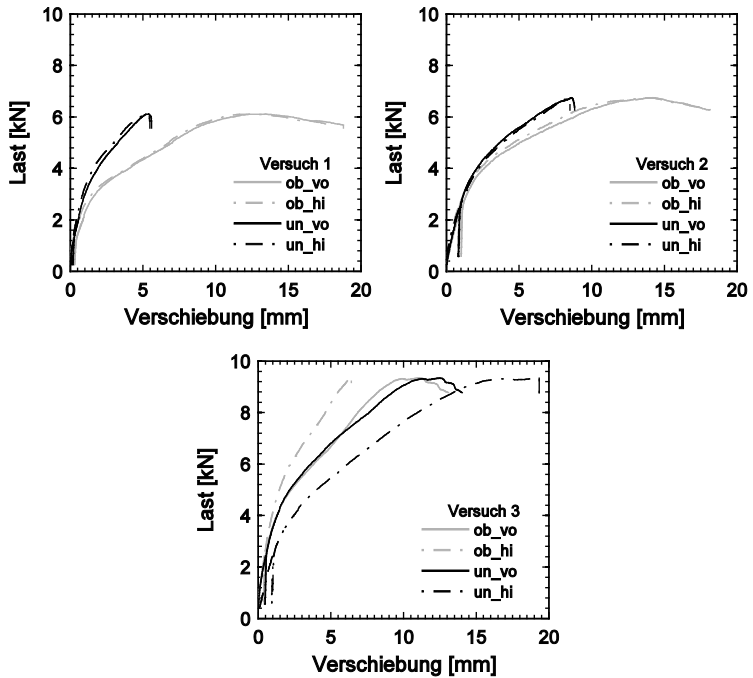


Bild A12 Last-Verschiebungskurven, Reihe 11 (RiNä in Fugen, BSt schmal mit Buchendübel „unterhalb“ Verbindung, Lochblech).

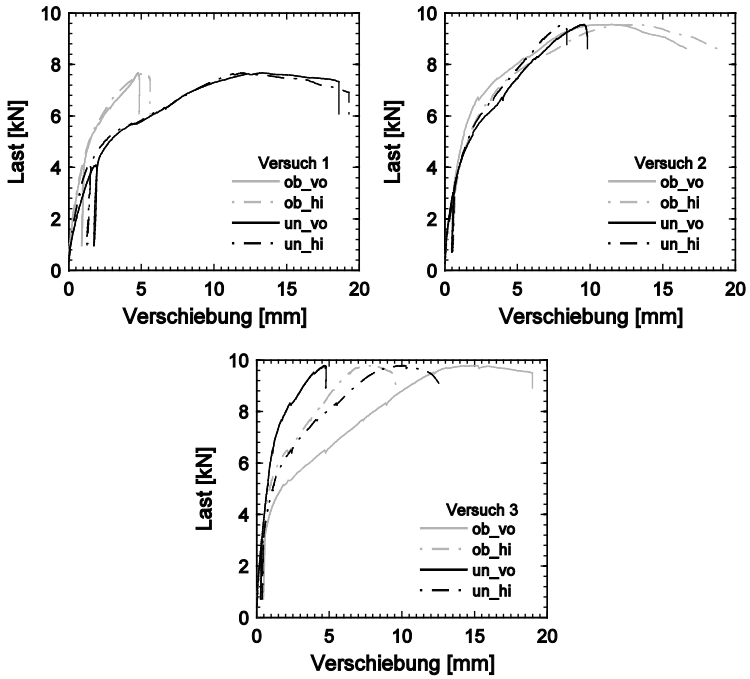


Bild A13 Last-Verschiebungskurven, Reihe 12 (RiNä in Lamellen, BSt schmal, Lochblech).

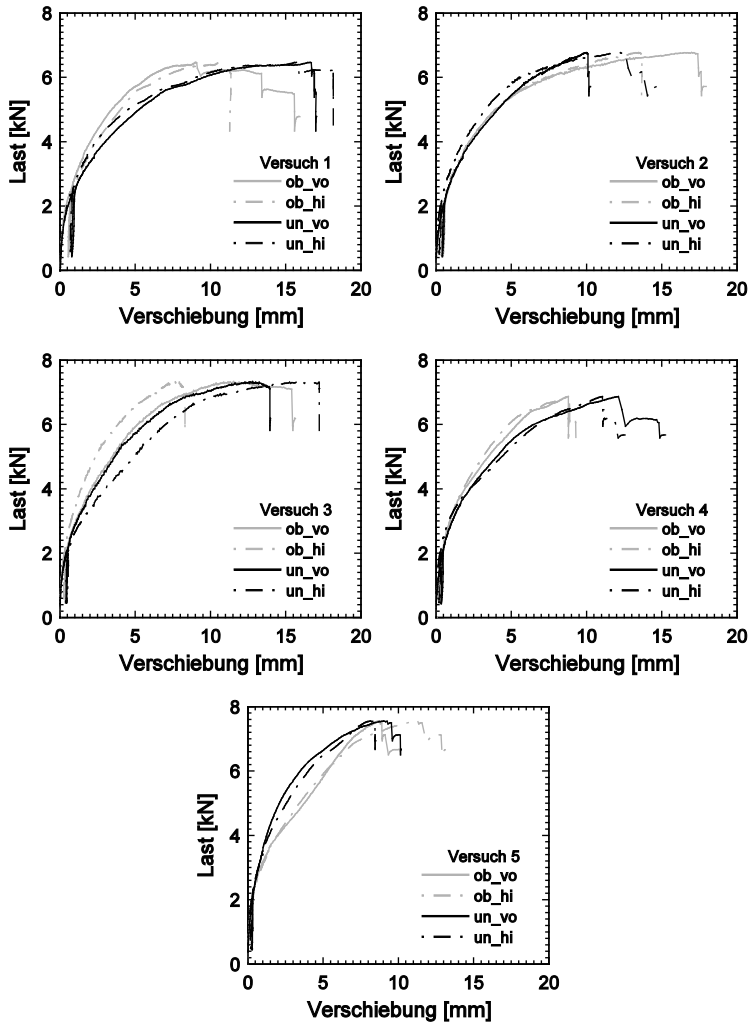


Bild A14 Last-Verschiebungskurven, Reihe 13 (CoilNä, Vollholz, OSB).

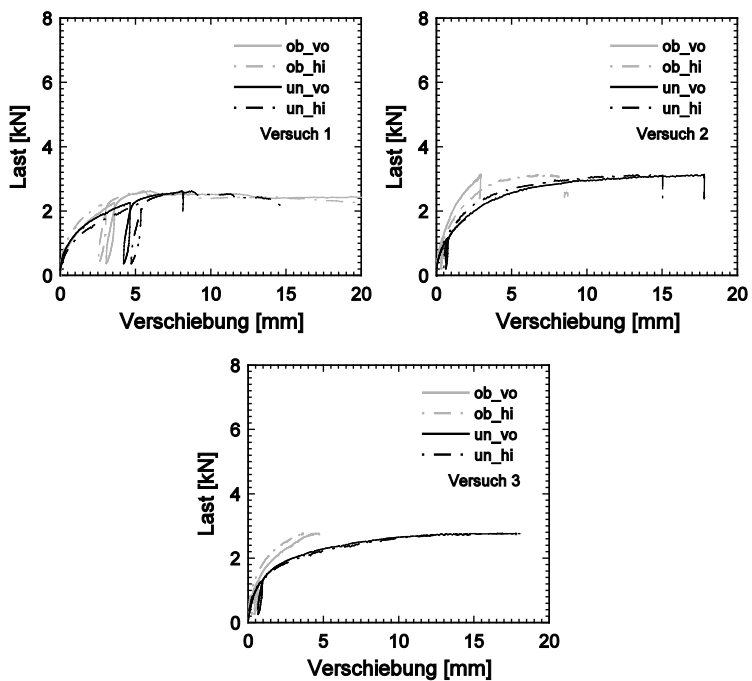


Bild A15 Last-Verschiebungskurven, Reihe 14 (CoilNä in Fugen, BSt getrocknet, OSB).

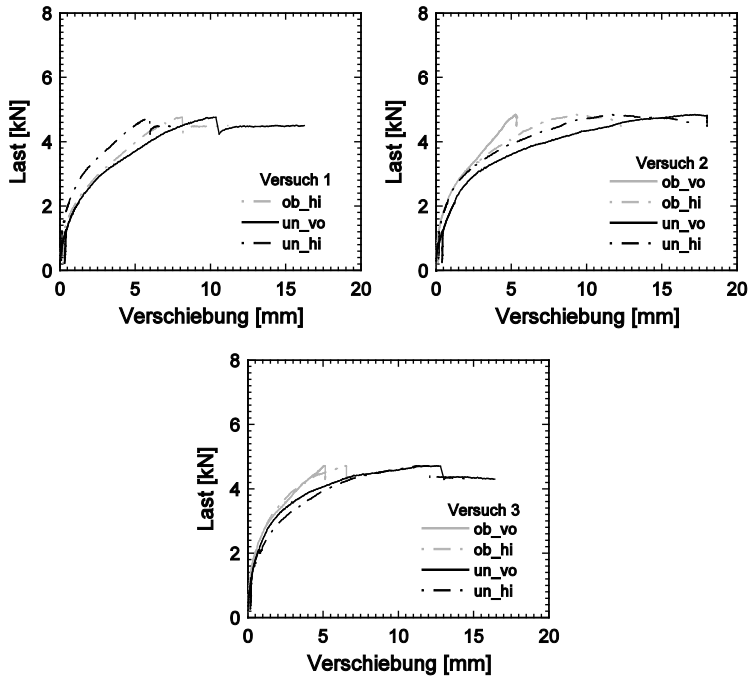


Bild A16 Last-Verschiebungskurven, Reihe 15 (CoilNä in Fugen, BSt, OSB).

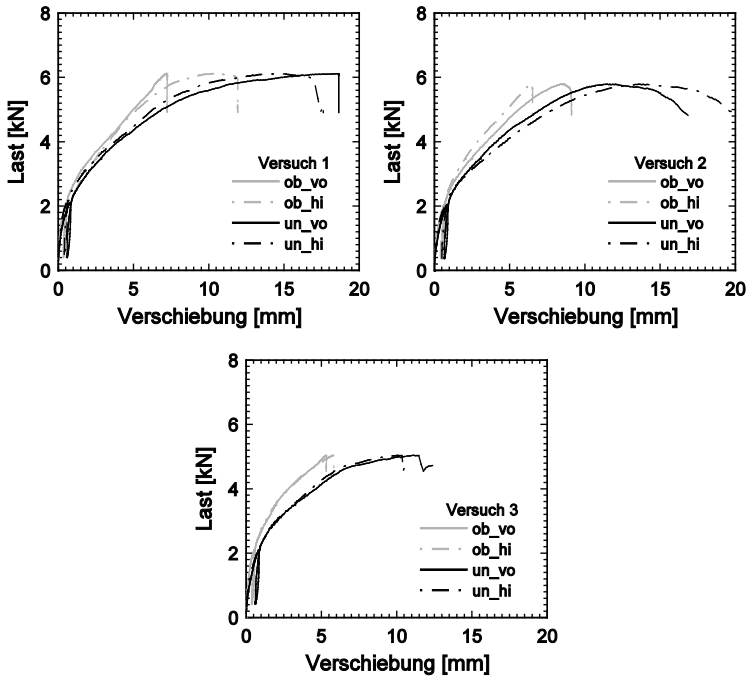


Bild A17 Last-Verschiebungskurven, Reihe 16 (CoilNä in Lamellen, BSt getrocknet, OSB).

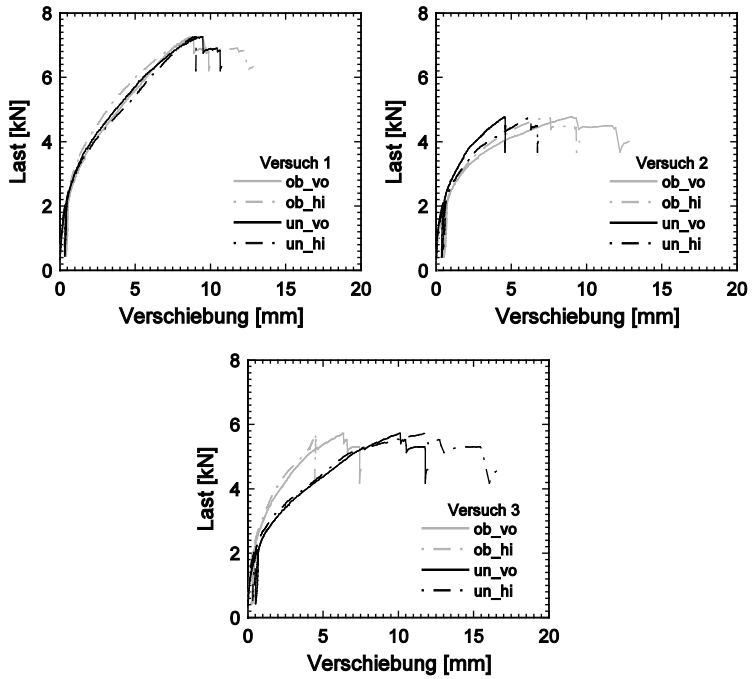


Bild A18 Last-Verschiebungskurven, Reihe 17 (CoilNä in Lamellen, BSt, OSB).

Anlage 3 – Wandscheiben

Die monotonen Versuche wurden entsprechend EN 26891 mit einer Entlastungsschleife ausgeführt. Nach dem ersten Belasten bis 8 mm Verschiebung wurde 30 sec gehalten (Ausnahmen: Versuche A_0_1 und A_10_1 bis 6 mm anstatt 8 mm), dann auf 2 mm Verschiebung entlastet und wiederum 30 sec gehalten. Dieser Zyklus war weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 2 mm/min. Die anschließende Belastung bis zum Bruch wurde mit einer Geschwindigkeit von 5 mm/min aufgebracht.

Das Lastprotokoll der zyklischen Versuche ist in Bild A19 gezeigt, U_y betrug 10 mm bei Versuch F_zyk_0_1, ansonsten immer $U_y = 15$ mm. Die Geschwindigkeit der zyklischen Versuche war 100 mm/min.

Die Anordnung der Verbindungsmittel, die die Beplankung auf den Brettstapelelementen bzw. den Schwellen befestigten, ist in Bild A20 gezeigt; es gilt für die Anordnung der Klammern wie auch für die Anordnung der Gipskartonschrauben. In Tabelle A7 schließlich wird die Anzahl der Verbindungsmittel gegeben. Die Wandelemente wurden mit teilweise unterschiedlich vielen Verbindungsmitteln produziert, wobei Verbindungsmitelabstände von 20 mm bis 300 mm gemessen wurden.

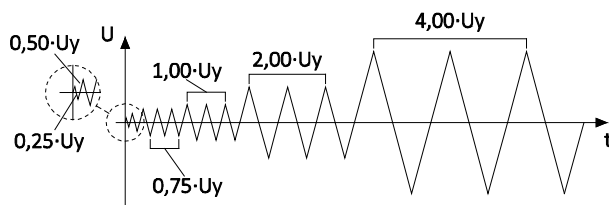


Bild A19 Lastprotokoll zyklische Versuche.

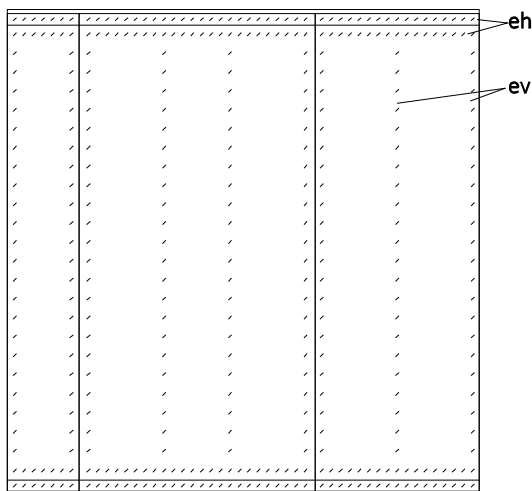
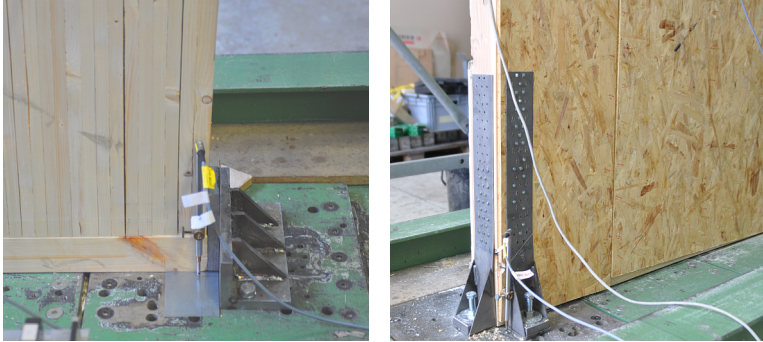


Bild A20 Anordnung der Verbindungsmittel. Vertikal 9 Reihen mit $e_v = 100$ mm (OSB) bzw. $e_v = 200$ mm (GK), horizontal jeweils eine Reihe in BSt und in Schwellen mit $e_h = 50$ mm (OSB) bzw. $e_h = 100$ mm. e_v und e_h jedoch schwankend zwischen 20 mm und 300 mm, siehe auch unterschiedliche VM-Anzahl in Tabelle A7.

Tabelle A7 Befestigung der Beplankung, Anzahl der Klammern, Gipskartonschrauben und glattschaftigen Nägel durch Stahlblech (Reihe F).

	Seite 1	Seite 2		Seite 2 / Seite 1 OSB- Streifen		Seite 2 / Seite 1 OSB- Streifen		
B_0_1	187	185	F_0_1	216	69/76*	F_zyk_0_1	200	65/68*
B_10_1	190	190	F_0_2	214	64/66*	F_zyk_10_1	211	65/77*
B_10_2	186	185	F_10_1	208	63/76*	F_zyk_10_2	209	65/68*
C_0_1	191 (GK)	420	F_10_2	205	63/75*	F_zyk_20_1	211	65/69*
C_10_1	202 (GK)	342	G_10_1	294	73	G_zyk_10_1	301	74
C_10_2	181 (GK)	362	H_0_1	393	-	G_zyk_20_1	300	74
D_0_1	348	-	H_10_1	397	-	H_zyk_10_1	393	-
D_10_1	355	-	J_0_1	390	-	H_zyk_20_1	416	-
D_10_2	372	-	J_10_1	400	-	J_zyk_10_1	402	-
E_0_2	290	334	K_10_1	301	74	J_zyk_20_1	408	-
E_10_1	389	359				K_zyk_10_1	291	74

* erste Zahl Nä 31x80 in OSB, zweite Zahl Nä 31x80 in GK.



*Bild A21 Befestigung der Schwellen in Reihen A bis E (monotone Versuche).
Links: Druckseite, rechts: Zugseite.*

Anlage 4 – Wandscheiben Ergebnisse

Zusätzlich zu den schon in Kapitel 4 gegebenen Ergebnissen (F_{\max} , $U_{F\max}$, $F_{U=5\text{mm}}$, K_{ser}) werden hier die Last-Verschiebungskurven, Rohdichten und Holzfeuchten der Brettstapel und Schwellen gegeben sowie ausgewählte Werte der Wegaufnehmer (Wegaufnehmer siehe Bild 4-6):

Reihen A bis E: Keine Werte der horizontalen und vertikalen Wegaufnehmer, da die Kopf- und Fußpunkte der Reihen festgehalten und die Messungen der horizontalen Wegaufnehmer nur für die Korrektur der horizontalen Verschiebung am Wandkopf berücksichtigt wurden.

Reihen F bis K, monoton: Werte des linken vertikalen Wegaufnehmers auf der Zugseite (siehe Bild 4-6) sowie des horizontalen Wegaufnehmers unten. Die Messung des horizontalen Wegaufnehmers oben wurde zur Korrektur der Horizontalverschiebung verwendet.

Monotone Versuche: Aus den gemittelten Werten der Seilzugaufnehmer (SWA) wird die Verdrehung berechnet, wobei der in Bild 4-6 gezeigte Abstand d_{SWA} berücksichtigt wird, der bei den Reihen H und J 250 mm betrug und bei allen anderen Reihen 150 mm. Bei den Reihen A bis E kann dieser Wert mit der ebenfalls gegebenen maximalen Horizontalverschiebung am Wandkopf U_{\max} verglichen werden, bei den Fußpunktversuchen (Reihen F bis K) nicht, da dort die Horizontalverschiebung unten zu U_{\max} beiträgt, jedoch nicht zu der Verdrehung.

Zyklische Versuche Reihen F bis K: Werte der vertikalen Wegaufnehmer auf beiden Seiten sowie des horizontalen Wegaufnehmers unten – hierbei gilt es zu berücksichtigen, dass viele Wegaufnehmer ihr Limit erreicht hatten und nicht bis Versuchsende gemessen wurde. Die Messung des horizontalen Wegaufnehmers oben wurde zur Korrektur der Horizontalverschiebung verwendet. Weiterhin werden die äquivalenten Dämpfungsmaße und die Tragfähigkeitsverluste der drei Schleifendurchgänge bei der absoluten Maximallast angegeben.

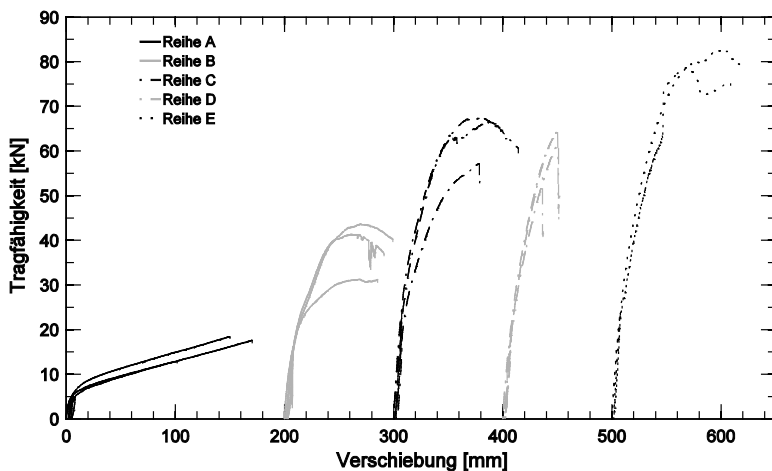


Bild A22 Last-Verschiebungskurven monotone Versuche Reihen A bis E. Reihe C_10_1: OSB stand an und führte zu einer Laststeigerung, kleinerer Wert berücksichtigt.

Tabelle A8 Ergebnisse Reihen A bis E, Rohdichten, Holzfeuchten und Verdrehung.

	BSt	BSt	Schwelle	Schwelle	SW _{mean}	Verdreh-	U aus	U _{max}
	$\rho_{u,mean}$	u [%]	$\rho_{u,mean}$	u [%]	[mm]	ung	Verdreh-	[mm]
	[kg/m ³]		[kg/m ³]				ung	
A_0_1	435	9,9	531	12.6	-	-	-	150
A_10_1	435	10,2	513	12.9	116	4,0°	181	171
A_10_2	451	11,1	512	12.2	69	2,4°	107	102
B_0_1	444	12,3	479	12.9	61	2,1°	94	99
B_10_1	441	12,6	508	12.6	56	1,9°	87	91
B_10_2	454	10,7	603	13.1	54	1,8°	83	85
C_0_1	414	9,2	477	12.3	56	1,9°	86	103
C_10_1	433	9,7	658	11.8	71	2,4°	109	114
C_10_2	509	13,0	579	12.7	43	1,5°	66	79
D_0_1	493	9,9	575	11.3	20	0,7°	30	37
D_10_1	452	9,9	483	12.4	33	1,1°	50	51
D_10_2	459	9,9	586	12.6	24	0,8°	36	51
E_0_2	473	10,3	452	10.6	59	2,0°	91	109 ⁺
E_10_1	480	12,6	670	13.4	63	2,2°	97	118

* SWA nicht aktiviert.

+ Wegaufnehmer horizontal unten abmontiert, Wegkorrektur nicht bis Ende.

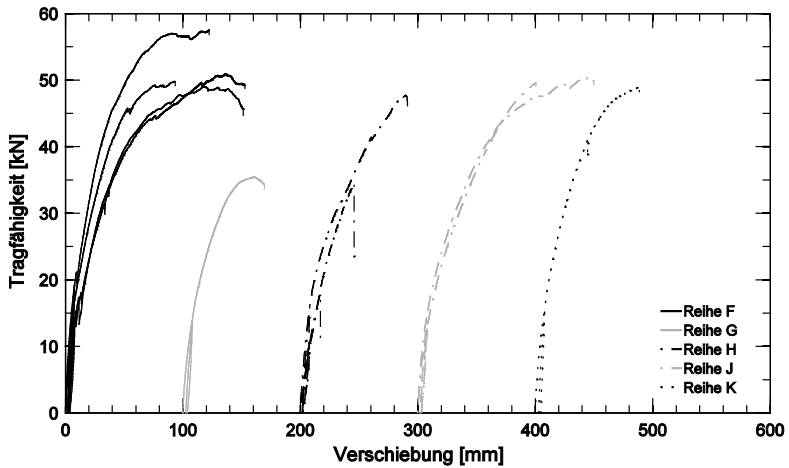


Bild A23 Last-Verschiebungskurven monotone Versuche Reihen F bis K.

Tabelle A9 Ergebnisse Reihen F bis K, Rohdichten, Holzfeuchten und Verdrehung.

	BSt $\rho_{u,mean}$ [kg/m ³]	BSt u [%]	Schwelle $\rho_{u,mean}$ [kg/m ³]	Schwelle u [%]	SWA _{mean} [mm]	Verdreh- ung	U aus Verdreh- ung	U _{max} [mm]
F_0_1	451	10,9	-	-	55	1,9°	85	153*
F_0_2	451	9,9	-	-	33	1,1°	50	94
F_10_1	446	12,9	-	-	71	2,4°	110	152
F_10_2	458	10,5	-	-	55	1,9°	84	122
G_10_1	452	9,5	501	13,0	20	0,7°	30	69
H_0_1	462	10,0	619	12,9	10 ⁺	0,4°	16	47
H_10_1	466	9,9	544	12,3	22	0,8°	35	93
J_0_1	443	10,3	548	12,4	37	1,3°	59	101
J_10_1	442	9,9	519	11,9	70	2,5°	113	150
K_10_1	436	9,6	608	13,0	43	1,5°	67	89

* Wegaufnehmer horizontal unten abmontiert, Wegkorrektur nicht bis Ende.

+ Bei erstem Durchlauf M12-Bolzen in Zuganker versagt, Daten aus zweitem Durchlauf.

Tabelle A10 Ergebnisse Reihen F bis K, vertikaler und horizontaler Wegaufnehmer, Messungen in [mm].

	Vertikaler Wegaufnehmer links	Horizontaler Wegaufnehmer unten
F_0_1	44,3	4,2
F_0_2	28,9	4,0
F_10_1	29,4	6,0
F_10_2	26,1	4,0
G_10_1	28,5	0,2
H_0_1	18,9	0,4
H_10_1	38,6	0,8
J_0_1	19,9	4,8
J_10_1	16,5	6,7
K_10_1	12,1	1,0

Tabelle A11 Ergebnisse zyklische Versuche, Rohdichten, Holzfeuchten, absolute Maximalwerte linker und rechter vertikaler Wegaufnehmer und horizontaler Wegaufnehmer unten, Messungen WA in [mm].

	BSt $\rho_{u,mean}$ [kg/m ³]	BSt u [%]	Schwelle $\rho_{u,mean}$ [kg/m ³]	Schwelle u [%]	Vert. WA links	Vert. WA rechts	Horiz. WA unten
F_zyk_0_1	434	10,0	-	-	26,3	22,8	8,8
F_zyk_10_1	457	10,3	-	-	24,8	17,2	5,2*
F_zyk_10_2	446	10,8	-	-	18,5	15,6	5,5*
F_zyk_20_1	440	9,7	-	-	7,4	10,4	6,4
G_zyk_10_1	436	9,5	485	12,6	33,4	22,8	2,2*
G_zyk_20_1	455	9,5	505	12,5	33,8	37,3	0,7*
H_zyk_10_1	472	10,1	432	11,7	39,9*	38,3*	0,8
H_zyk_20_1	443	10,6	443	12,0	25,1	30,1	1,0
J_zyk_10_1	455	11,6	431	11,6	13,7	12,9	7,0
J_zyk_20_1	425	12,0	466	11,4	10,6	11,6	3,4
K_zyk_10_1	458	9,5	563	12,7	14,1*	11,3*	2,3*

* Messlimit noch während des Versuchs erreicht, Werte stellen also keine Maximalwerte dar.

Tabelle A12 Zyklische Versuche, äquivalentes Dämpfungsmaß und Festigkeitsabfall mit ν_{Ed1} = Dämpfungsmaß des ersten Schleifendurchganges bei F_{max} , ν_{Ed2} = Dämpfungsmaß des zweiten Schleifendurchganges, ν_{Ed3} = Dämpfungsmaß des dritten Schleifendurchganges, ΔF_2 = Tragfähigkeitsverlust zwischen erstem und zweitem Schleifendurchgang, ΔF_3 = Tragfähigkeitsverlust zwischen erstem und drittem Schleifendurchgang.

	$ F_{max} $ [kN]	ν_{Ed1} [%]	ν_{Ed2} [%]	ν_{Ed3} [%]	ΔF_2 [%]	ΔF_3 [%]
F_zyk_0_1	47	14,1	10,8	10,4	9,7	16,4
F_zyk_10_1	52	15,8	13,2	12,1	12,7	18,5
F_zyk_10_2	46	15,7	13,2	12,2	15,3	17,7
F_zyk_20_1	54	16,2	*	-	-	-
G_zyk_10_1	46	16,0	11,6	10,3	7,6	9,2
G_zyk_20_1	48	16,2	12,0	11,5	5,0	8,2
H_zyk_10_1	52	12,2	8,6	8,2	10,7	15,9
H_zyk_20_1	48	13,1	11,7	11,4	17,0	25,3
J_zyk_10_1	50	13,6	11,9	11,2	14,4	20,8
J_zyk_20_1	50	16,6	15,8	15,6	21,0	30,2
K_zyk_10_1	56	16,4	12,7	12,6	8,1	13,5

* nur ein Schleifendurchgang bei $|F_{max}|$, Versuch gestoppt.

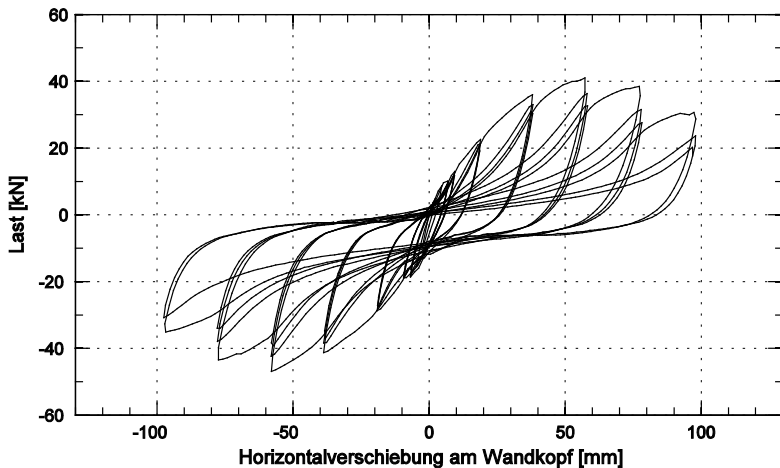


Bild A24 Hystereseschleife F_zyk_0_1.

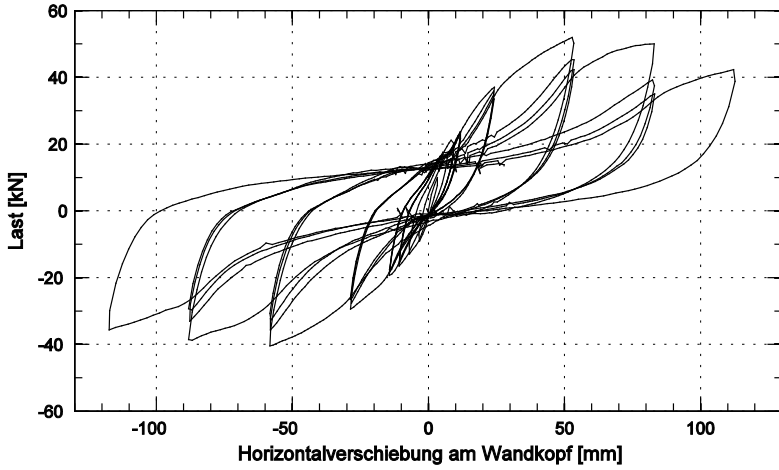


Bild A25 Hystereseschleife F_zyk_10_1.

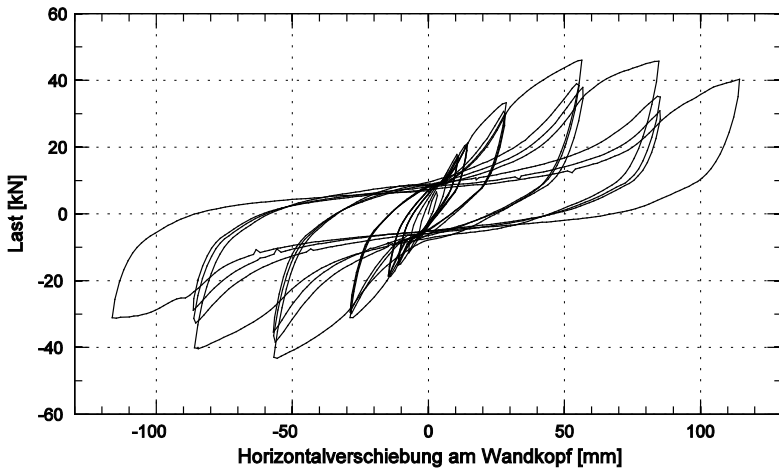


Bild A26 Hystereseschleife F_zyk_10_2.

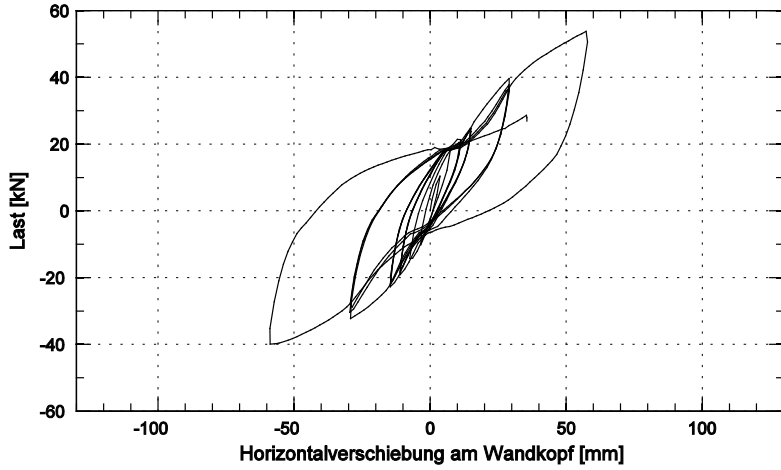


Bild A27 Hystereseschleife $F_{zyk_20_1}$.

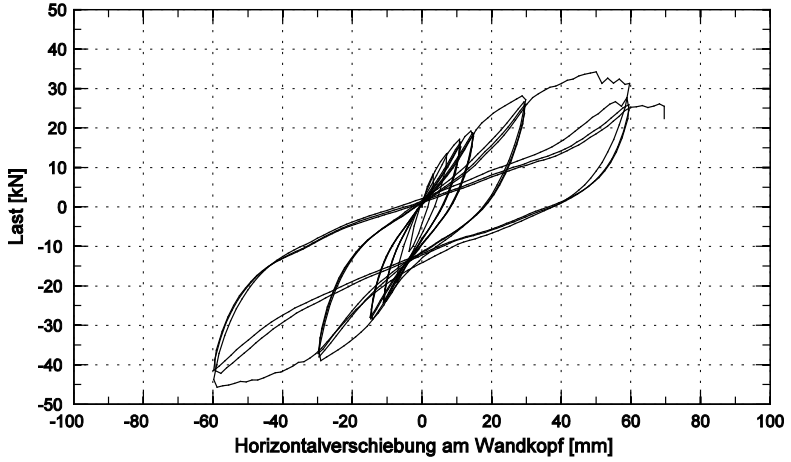


Bild A28 *Hystereseschleife G_zyk_10_1.*

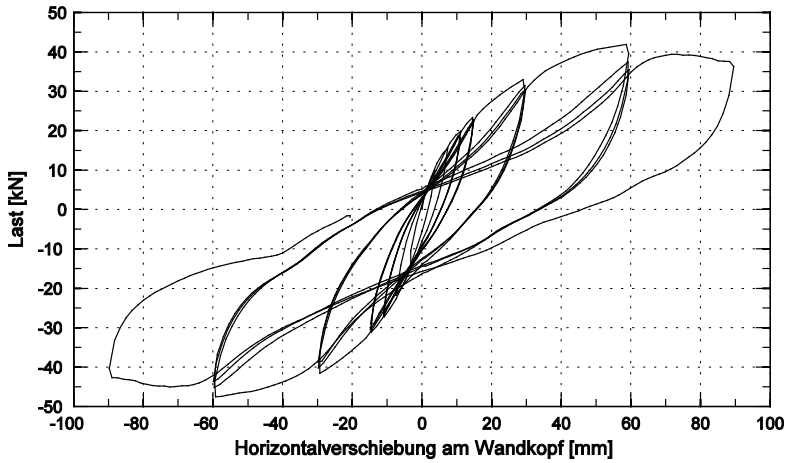


Bild A29 *Hystereseschleife G_zyk_20_1.*

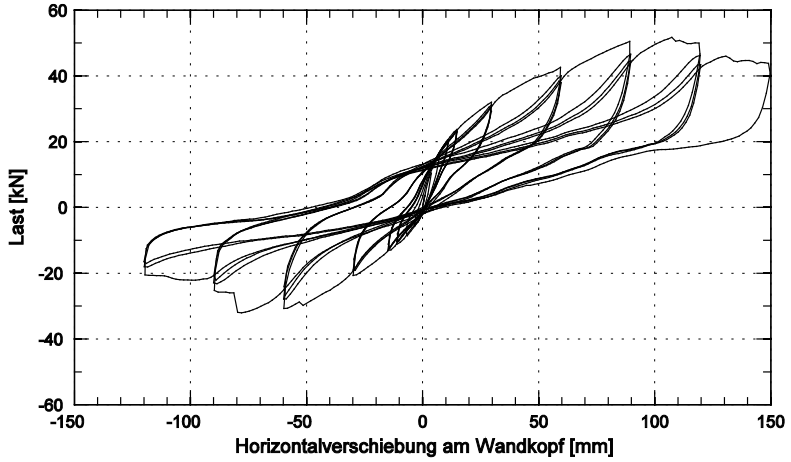


Bild A30 Hystereseschleife H_zyk_10_1.

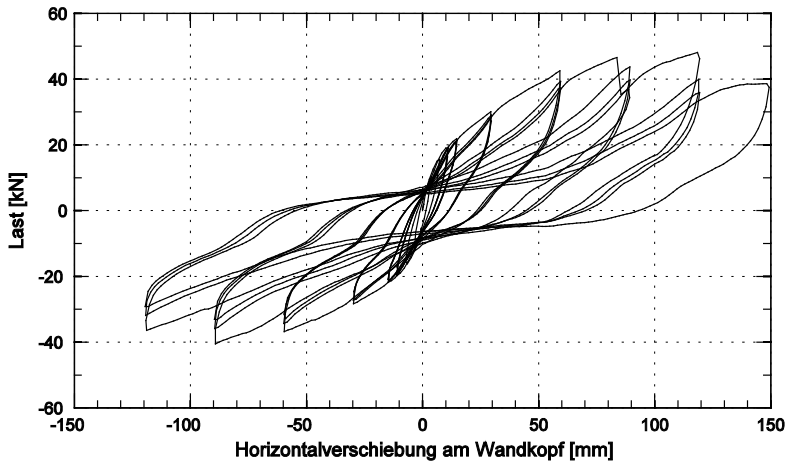


Bild A31 Hystereseschleife H_zyk_20_1.

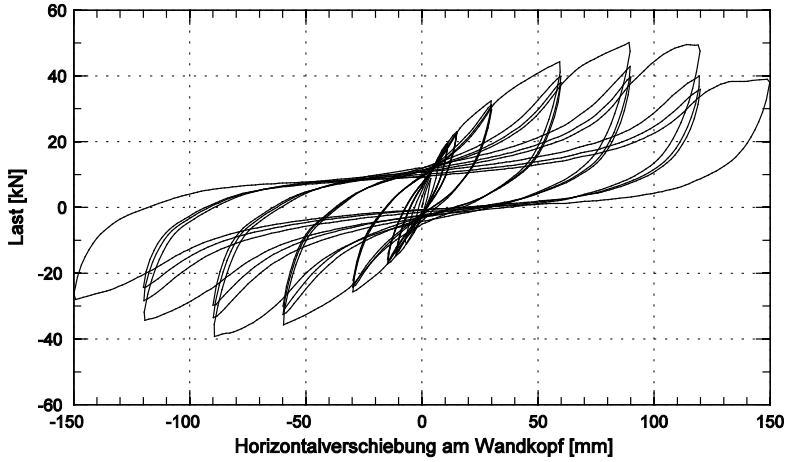


Bild A32 Hystereseschleife J_zyk_10_1.

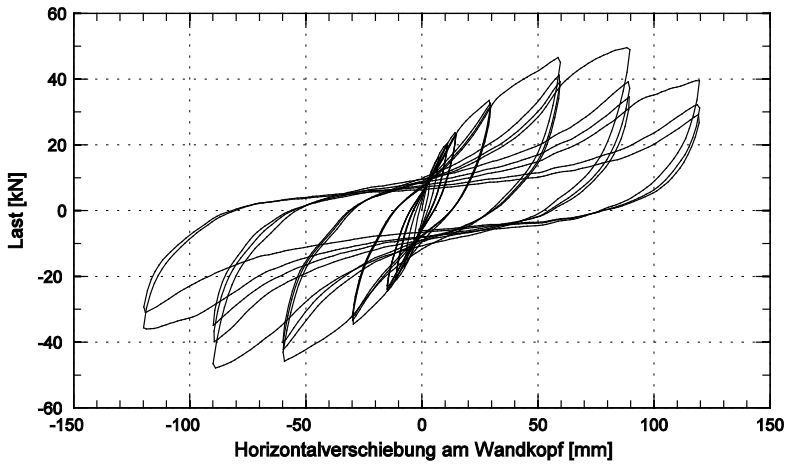


Bild A33 Hystereseschleife J_zyk_20_1.

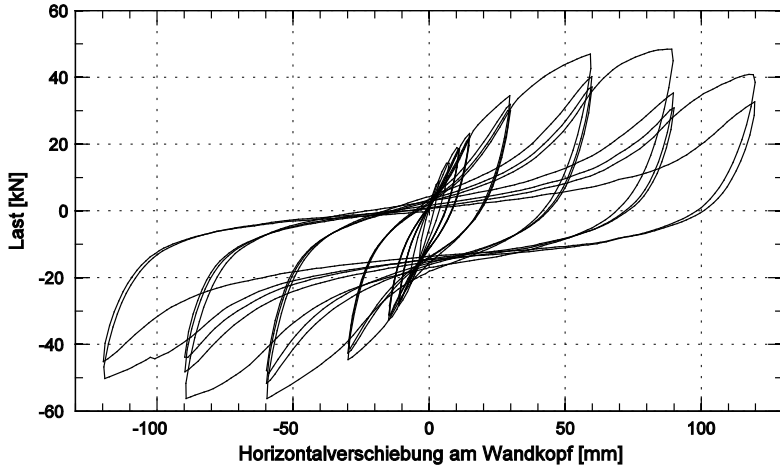


Bild A34 Hystereseschleife K_zyk_10_1.

Anlage 5 – Erdbebenmodellierung

Federkennwerte

In den folgenden Tabellen sind die Federkennwerte für alle untersuchten Fußpunktvarianten gegeben.

*Tabella A13 Umrechnung der Federkennwerte, Variante F (Versuch F_zyk_10_2).
L = Wandscheibenlänge. Kraft bei H/150 = 10 kN.*

	L (m)	U1 ($\cdot 10^{-3}$ rad)	U2	K1	K2	K3 ($\cdot 10^8$ Nmm/rad)	K4	K5	K6	F0
Werte aus Kalibrierung	2,50	5,1	22	25	9,6	-2,2	16	50	-1*	0,04
Normalisierung	1,00	5,1	22	10	3,8	-0,9	6,4	20	-1	0,02
Gebäudewand 2. OG	12,4	5,1	22	123	47	-11	79	247	-1	0,20
Gebäudewand 1. OG	20,6	5,1	22	206	79	-18	132	412	-1	0,33
Gebäudewand EG	24,8	5,1	22	248	95	-22	158	495	-1	0,40

* K6 = -1 bedeutet, dass die Steifigkeit K6 variabel ist. Es gibt für die Drehfedern auch die Option, die Steifigkeit konstant zu halten und somit einen Wert für K6 einzutragen.

*Tabella A14 Umrechnung der Federkennwerte, Variante G (Versuch G_zyk_10_1).
L = Wandscheibenlänge. Kraft bei H/150 = 8 kN.*

	L (m)	U1 ($\cdot 10^{-3}$ rad)	U2	K1	K2	K3 ($\cdot 10^8$ Nmm/rad)	K4	K5	K6	F0
Werte aus Kalibrierung	2,50	3,0	-*	40	6,0	*	16	*	-1	0,05
Normalisierung	1,00	3,0	-	16	2,4	-	6,4	-	-1	0,02
Gebäudewand 2. OG	15,4	3,0	-	247	37	-	99	-	-1	0,31
Gebäudewand 1. OG	25,8	3,0	-	412	62	-	165	-	-1	0,52
Gebäudewand EG	31,0	3,0	-	495	74	-	198	-	-1	0,62

* Für das Wandscheibenverhalten der Variante G wurde das Federmodell mit 4 Steifigkeiten und nicht dasjenige mit 6 Steifigkeiten verwendet, siehe Ceccotti und Sandhaas (2010).

*Tabelle A15 Umrechnung der Federkennwerte, Variante H (Versuch H_zyk_10_1).
L = Wandscheibenlänge. Kraft bei H/150 = 10 kN.*

	L (m)	U1 ($\cdot 10^{-3}$ rad)	U2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	F0
						($\cdot 10^8$ Nmm/rad)				
Werte aus Kalibrierung	2,50	5,2	30	25	5,0	-3,9	18	70	2,5	0,03
Normalisierung	1,00	5,2	30	10	2,0	-1,6	7,2	28	1,0	0,01
Gebäudewand 2. OG	12,4	5,2	30	123	25	-19	89	346	12	0,12
Gebäudewand 1. OG	20,6	5,2	30	206	41	-32	148	577	21	0,21
Gebäudewand EG	24,8	5,2	30	248	50	-39	178	693	25	0,25

*Tabelle A16 Umrechnung der Federkennwerte, Variante J (Versuch J_zyk_10_1).
L = Wandscheibenlänge Kraft bei H/150 = 10 kN.*

	L (m)	U1 ($\cdot 10^{-3}$ rad)	U2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	F0
						($\cdot 10^8$ Nmm/rad)				
Werte aus Kalibrierung	2,50	5,1	32	25	6,0	-2,2	16	50	-1	0,04
Normalisierung	1,00	5,1	32	10	2,4	-0,9	6,4	20	-1	0,02
Gebäudewand 2. OG	12,4	5,1	32	123	30	-11	79	247	-1	0,20
Gebäudewand 1. OG	20,6	5,1	32	206	50	-18	132	412	-1	0,33
Gebäudewand EG	24,8	5,1	32	248	59	-22	158	495	-1	0,40

*Tabelle A17 Umrechnung der Federkennwerte, Variante K (Versuch K_zyk_10_1).
L = Wandscheibenlänge. Kraft bei H/150 = 10 kN.*

	L (m)	U1 ($\cdot 10^{-3}$ rad)	U2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	F0
						($\cdot 10^8$ Nmm/rad)				
Werte aus Kalibrierung	2,50	7,5	33	35	3,0	-3,8	20	80	-1	0,05
Normalisierung	1,00	7,5	33	14	1,2	-1,5	8,0	32	-1	0,02
Gebäudewand 2. OG	12,4	7,5	33	173	15	-19	99	395	-1	0,25
Gebäudewand 1. OG	20,6	7,5	33	289	25	-31	165	660	-1	0,41
Gebäudewand EG	24,8	7,5	33	347	30	-38	198	792	-1	0,50

Verhaltensbeiwerte q bei 5% Dämpfung

In Tabelle A18 sind die Verhaltensbeiwerte q für 5% Dämpfung gegeben.

Tabelle A18 Vergleich Verhaltensbeiwerte q für $\eta = 1\%$ und $\eta = 5\%$.

Erdbeben	Fußpunktvarianten und Dämpfung									
	F		G		H		J		K	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
Roermond	2,8	3,2	3,5	4,3	2,6**	3,2	2,6	2,9	3,9	4,3
L'Aquila NS (FA030)	4,7	5,3	5,3*	6,0	4,0	4,6	4,0	4,7	5,2**	5,7
L'Aquila EW (FA030)	3,3	3,7	3,8	4,4	3,2	3,5	3,0	3,4	4,5	5,0
L'Aquila NS (GX066)	3,9	4,6	4,7	5,5	3,8	4,1	3,6	4,4	4,3	4,9
L'Aquila EW (GX066)	3,3**	4,7**	3,8	4,6	3,2**	4,9**	3,7**	5,0	3,9	4,5
L'Aquila NS (AM043)	4,0	4,4	5,2	5,5	3,6**	3,9	3,6	3,9	5,5	5,6
L'Aquila EW (AM043)	3,8	4,1	3,8	4,4	3,3*	4,0	3,3	3,6	4,2**	4,6
Friaul NS	7,1**	8,0	8,1**	9,2	5,9**	7,2	5,7**	7,6	8,3**	9,7
Friaul EW	7,0**	8,7	8,0	9,1	7,1**	9,0	7,4	7,8	9,3	9,8
Lazio Abruzzo	2,4	2,9	3,1	3,5	2,1**	2,7**	2,1	2,5	3,3	3,6
Mittelwert	4,2	5,0	4,9	5,6	3,9	4,7	3,9	4,6	5,2	5,8
Minimum	2,4	2,9	3,1	3,5	2,1	2,7	2,1	2,5	3,3	3,6
Maximum	7,1	8,7	8,1	9,2	7,1	9,0	7,4	7,8	9,3	9,8

* Versagen im 1. OG, ** Versagen im 2. OG, alle anderen Versagen im EG.

Die Brettstapelbauweise wird vor allem im Hausbau eingesetzt. Brettstapелеlemente aus mit Buchendübeln nachgiebig miteinander verbundenen Nadelholz Brettern werden als Wand- und Deckenelemente verwendet. Wegen der Fugen zwischen den Brettern der Elemente sind Verbindungen weniger tragfähig als entsprechende Verbindungen in Vollholz- oder Brettschichtholzbauteilen, da Verbindungsmittel auch in den Fugen zwischen den einzelnen Brettern eingebracht werden können. Aussteifende Wandscheiben aus Brettstapелеlementen tragen statische und dynamische Horizontallasten ab.

In diesem Vorhaben wurden erste systematische Untersuchungen an einigen typischen Verbindungen der Brettstapelbauweise durchgeführt, um Aussagen zur potentiellen Tragfähigkeitsminderung treffen zu können. Neben Verbindungen wurden auch ganze Wandscheiben ohne und mit unterschiedlichen Beplankungen bzw. Fußpunktausbildungen untersucht, damit die aussteifende Wirkung von Brettstapelwänden beurteilt werden kann. Basierend auf den Wandscheibenversuchen wurde darüber hinaus ein nichtlineares dynamisches Bauwerksmodell entwickelt, anhand dess en das generelle Erdbebenverhalten von Gebäuden in Brettstapelbauweise simuliert wurde.

ISSN 1860-093X

ISBN 978-3-7315-0459-7

