

DIPLOMA THESIS

Structural behavior of laminated veneer lumber fiber concrete composite floors

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Zum Tragverhalten von Furnierschichtholz-Faserbe- ton-Verbunddecken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Selim Zahirovic BSc

Matr.Nr.: 01325896

unter der Anleitung von

Assoc.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Alireza Fadai**

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. BSc **Alex Müllner**

Institut für Architekturwissenschaften
Forschungsbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/259.2, A-1040 Wien

Wien, im Oktober 2019

Danksagung

Diese Diplomarbeit stellt meinen Abschluss des Masterstudiums Bauingenieurwissenschaften dar. Aus diesem Grund möchte ich an dieser Stelle die Gelegenheit nutzen, um mich bei gewissen Personen zu bedanken, die mich während der Studienzeit innerhalb, aber auch außerhalb der Universität tatkräftig unterstützt haben.

Mein größter Dank gilt meiner Familie, die mich seit Beginn des Studiums tatkräftig unterstützt hat und mir die Möglichkeit gegeben hat, dieses in dieser Art und Weise abzuschließen. Sie waren mein ständiger Antrieb. In diesem Sinne, aus tiefstem Herzen: Vielen herzlichen Dank!

Weiterer Dank gilt meinen Studienkollegen(/-innen), durch welche der Ablauf des Studiums wesentlich positiv beeinflusst wurde.

Abschließend bedanke ich mich bei Herrn Assoc.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Fadai, welcher mir dieses Diplomarbeitsthema vorgeschlagen hat und mich während der Bearbeitung sehr unterstützt hat in Form von Literaturinputs. An dieser Stelle möchte ich mich auch bei Herrn Univ.-Ass. Dipl.-Ing. BSc Müllner bedanken, welcher mich während der experimentellen Untersuchung (Versuchskörperherstellung) unterstützt hat.

Ein wesentlicher Dank gilt Herrn Scheibenreiter von der Firma Schmid Schrauben Hainfeld GmbH, welcher mich während der Versuchsdurchführung und der Versuchsauswertung sehr unterstützt hat. Durch Ihren Einsatz bei der Versuchsdurchführung, konnte die Ausführung der Versuche auf ein sehr hohes Qualitätsniveau angehoben werden.

Eidesstaatliche Erklärung

Ich habe zur Kenntnis genommen, dass ich zur Drucklegung meiner Arbeit unter der Bezeichnung

DIPLOMARBEIT

nur mit Bewilligung der Prüfungskommission berechtigt bin.

Ich erkläre weiters an Eides statt, dass ich meine Diplomarbeit nach den anerkannten Grundsätzen für wissenschaftliche Abhandlungen selbständig ausgeführt habe und alle verwendeten Hilfsmittel, insbesondere die zugrunde gelegte Literatur genannt habe.

Wien, am

Unterschrift - *Zahirovic Selim*

Kurzfassung

In der heutigen Zeit spielen wohl die Kosten und die Wirtschaftlichkeit eine der wichtigsten Rollen im Bauwesen. Zeitgleich rücken der Aspekt der Nachhaltigkeit und der Begriff des ökologischen Bauens immer mehr an die Spitze, aufgrund der Tatsache, dass der Klimawandel auch vom Bauwesen sehr geprägt wird. Nun wird versucht, die genannten Gründe bzw. Gegenpole miteinander zu verbinden, sodass einerseits wirtschaftlich und andererseits ökologisch und nachhaltig gebaut werden kann.

Dieser Gedanke ist der Grund, warum derzeit zahlreiche Studien, Forschungen und Facharbeiten hinsichtlich Holz-Beton-Verbunddecken stattfinden. Bei dieser Art von Verbundkonstruktionen findet eine Optimierung der Ausnutzung der jeweiligen Materialeigenschaften statt. Das Holz wird entweder als Platte oder als Träger in der Zugzone, und die Betonplatte, welche als abschließende Oberfläche fungiert, in der Druckzone situiert. Diese beiden Bauteile werden schubfest miteinander verbunden, sodass die Lastabtragung nicht über die beiden Einzelquerschnitte, sondern über einen Gesamtquerschnitt stattfindet. Als Schubverbindungsmittel kommen zumeist stiftförmige Verbindungsmittel in Form von Dübel oder Schrauben zur Anwendung, welche, je nach Anordnung und Neigung, die Last unterschiedlich abtragen können. Weiters wird für die Schubkraftübertragung auch der direkte Kontakt im Sinne eines Formschlusses zwischen Beton und Holz angewendet.

Aus diesem Grund werden im Zuge der experimentellen Untersuchung dieser Arbeit Scherverversuche durchgeführt, welche zum einen unterschiedliche Schrauben mit unterschiedlicher Anordnung (Neigungswinkel) aufweisen, und zum anderen Kerven im Holz, welche mit Beton gefüllt werden. Anschließend werden die Prüfungen ausgewertet und mit bereits vorhandenen Formelapparaten aus Normen bzw. Zulassungen verglichen.

Im Zuge dieser Arbeit wird das Hauptaugenmerk auf die Kombination der Hauptmaterialien Furnierschichtholz (zu Englisch: laminated veneer lumber = LVL) als Träger/Balken mit Stahlfaserbeton als Aufbetonplatte gelegt.

Bei Furnierschichtholz handelt es sich um ein Holzwerkstoff, welcher aus Schäl furnieren, die miteinander verklebt sind, zusammengesetzt ist. Dabei können die einzelnen Furnierlagen, je nach Anwendungsgebiet, in eine Richtung (für Balken) oder kreuzweise (für Platten) angeordnet werden. Aus diesem Grund weist das Furnierschichtholz eine weitaus höhere Homogenität verbunden mit höheren Festigkeitseigenschaften als übliches Vollholz auf.

Bei Stahlfaserbeton handelt es sich um einen Beton, welchem Stahlfasern, meist während des Mischvorgangs, zugegeben werden. Diese sind anschließend willkürlich im Beton verteilt, sodass keine explizite Lastabtragungsrichtung vorhanden ist. Im Gegensatz zu handelsüblichem Stahlbeton, fällt die erforderliche Betondeckung bei Verwendung von Stahlfaserbeton vollkommen weg, sodass das Mehrgewicht zufolge erforderlicher Betondeckung und somit auch die Gesamthöhe dadurch reduziert werden kann.

Neben dem Schubverbindungsmittel Schraube, wird auch die formschlüssige Verbindung mit Kerven untersucht. Bei dieser Verbindungsart wird die Schubkraft über punktuellen Kontakt zwischen Beton und Holz übertragen. Um die Auswirkung der Kerventiefe auf die maximal zu übertragende Schubkraft zu erhalten, werden ebenfalls Versuche mit unterschiedlichen Kerventiefen durchgeführt.

Die experimentelle Untersuchung besteht dabei aus Kleinteil-Scherverversuchen/Push-Out Versuchen, welche unterschiedliche Versuchsserien beinhalten. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf dem Vergleich zwischen stiftförmigen Verbindungsmittel und der formschlüssigen Verbindung mit Kerne.

Zur Validierung der Versuchsergebnisse wurden FE-Modelle mithilfe des FE-Programmes ABAQUS CAE erstellt. Dadurch sollen weitere Überlegungen zu Spannungen und Verformungen innerhalb des Prüfkörpers ermöglicht werden.

Abstract

Nowadays, the cost and the economy play one of the most important roles in the building and construction industry. At the same time, the aspect of sustainability and the concept of ecological construction are increasingly becoming more important, due to the fact that climate change is also influenced by construction. Now, an attempt is made to connect the mentioned reasons or counter points, so that on the one hand economic and on the other hand ecological and sustainable construction can be achieved.

This is the reason, why there are currently numerous studies, researches and research paper on wood-concrete composite floor. In this type of composite structures, an optimization of the utilization of the respective material properties takes place. The wood is placed either as a slab or as a carrier in the tension zone, and the concrete slab, which acts as a final surface, in the pressure zone. These two components are shear-resistant connected to each other, so that the load transfer does not take place over the two individual cross-sections, but over an overall cross-section. For shear-connection usually pin-shaped connecting means in the form of dowels or screws are used, which, depending on the arrangement and inclination, can transfer the load differently. Furthermore, for the transmission of the shear force also the direct contact in the sense of a form closure between concrete and wood is applied.

For this reason, shear tests are carried out in the course of the experimental investigation of this diploma thesis, which on the one hand have different screws with different arrangement (inclination angle) and on the other notched connections in the wood, which are filled with concrete. Afterwards, the tests are evaluated and compared with existing formulas from standards or approvals.

In the course of this diploma thesis the main focus is placed on the combination of the main materials laminated veneer lumber (LVL) as beam with steel fiber reinforced concrete as a concrete slab.

Laminated veneer lumber (LVL) is a wood material that is composed of peeled veneers glued together. Depending on the application, the individual veneer layers can be arranged in one direction (for beams) or crosswise (for panels). For this reason, the laminated veneer lumber has a much higher homogeneity combined with higher strength properties than conventional wood.

Steel fiber concrete is a concrete to which steel fibers are added, usually during the mixing process. These fibers are arbitrarily/randomly distributed in the concrete, so that no explicit load transfer direction exists. In contrast to commercial reinforced concrete, the required concrete cover is completely eliminated when using steel fiber concrete, so that the extra weight due to required concrete cover and thus the overall height can be saved.

In addition to the shear connector screw, the form closure with notched connections is also examined. With this type of connection, the shear force is transferred via contact between concrete and wood. In order to obtain the effect of the depth of the notch on the maximum shear to be transmitted, experiments are also carried out.

The experimental investigation consists of small part shear tests, which include different series of experiments. The main focus is on the comparison between pin-shaped connection means and the form closure with a notch.

To validate the test results, FE models were created using the FE program ABAQUS CAE. This should allow further consideration of stresses and deformations within the specimen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	13
1.1	Forschungsfrage und Zielsetzung	14
2	Holz-Beton-Verbundsysteme	15
2.1	Historische Entwicklung der Verbundkonstruktionen aus Holz	15
2.2	Übersicht	16
2.3	Normative Regelungen zu Holz-Beton-Verbunddecken.....	17
2.4	Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen	20
2.5	Berechnungsmethoden nachgiebig zusammengesetzter Querschnitte	23
2.5.1	γ -Verfahren.....	23
2.5.2	Schubanalogieverfahren	25
2.5.3	Stabwerksmodell.....	27
2.5.4	FE-Modellierung.....	29
3	Furnierschichtholz (LVL)	30
3.1	Bemessung von Furnierschichtholz (LVL) gemäß ÖNORM EN 1995-1-1/3.4	31
4	Stahlfaserbeton	32
4.1	Betonsorte + Gesteinskörnung.....	33
4.2	Faserdosierung	33
4.3	Faserarten /-formen.....	33
4.3.1	Hakenform bzw. Wellenform	33
4.3.2	Blechfasern	34
4.4	Klassifizierung von Stahlfaserbeton	34
4.4.1	Druckfestigkeit.....	34
4.4.2	Biegezugfestigkeit - Erstrissverhalten	34
4.4.3	Tragfähigkeitsklasse - Nachrissverhalten	35
4.5	Bemessung von Stahlfaserbeton	35
5	Verbindungsmittel	37
5.1	Mechanischer Verbund durch Schrauben	37
5.1.1	Senkrecht angeordnete Schrauben – 90°	37
5.1.2	Schräg angeordnete Schrauben – 45° oder 45/135°	37
5.1.3	Schmid Schrauben RAPID® T-Con	41
5.1.4	ANCON ACC Verbundschraube.....	42
5.2	Kerven	43
5.2.1	Vorholzlänge <i>l_V</i>	45
5.2.2	Kervenzlänge <i>l_K</i>	45

5.2.3	Kerventiefe t_V	45
5.2.4	Neigungswinkel Kervenflanke.....	46
5.2.5	Bemessung Kervenverbindung.....	46
6	Experimentelle Untersuchung - Scherversuche.....	49
6.1	Prüfkörperherstellung.....	49
6.2	Prüfkörpergeometrie.....	49
6.2.1	LVL + Faserbeton einsinnige Verschraubung Rapid T-Con 8x155 45° - 3 Schrauben 51	
6.2.2	LVL + Faserbeton gekreuzte Verschraubung ANCON ACC 8x205 45/135° - 6 Schrauben (3 Schraubenpaare).....	52
6.2.3	LVL + Faserbeton gekreuzte Verschraubung ANCON ACC 8x165 45/135° - 6 Schrauben (3 Schraubenpaare).....	53
6.2.4	LVL + Faserbeton mit einer Kerventiefe 20 mm.....	54
6.2.5	LVL + Faserbeton mit einer Kerventiefe 30 mm.....	55
6.3	Furnierschichtholz - LVL.....	56
6.3.1	Ermittlung der Rohdichte.....	56
6.3.2	Ermittlung des Feuchtegehaltes des Holzes.....	56
6.3.3	Beton.....	58
6.4	Versuchsaufbau.....	59
6.5	Lastaufbringung.....	61
6.6	Versuchsauswertung.....	61
6.6.1	Versuchsauswertung - Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 $n_{\text{Schrauben}} = 3$	64
6.6.2	Versuchsauswertung - Versuchsreihe ACC 8x205 $n_{\text{Schrauben}} = 6$	67
6.6.3	Versuchsauswertung - Versuchsreihe ANCON ACC 8x165 $n_{\text{Schrauben}} = 6$	70
6.6.4	Versuchsauswertung - Versuchsreihe Kerventiefe 20mm.....	72
6.6.5	Versuchsauswertung - Versuchsreihe Kerventiefe 30mm.....	75
6.7	Gegenüberstellung der Prüfergebnisse.....	78
6.7.1	Verbindungsmittel Schraube.....	78
6.7.2	Verbindungsmittel Kerbe.....	79
6.7.3	Verbindungsmittel Kerbe vs. Schraube.....	81
6.8	Vergleich der Prüfergebnisse mit Formelapparaten aus Zulassungen/Normen.....	82
6.8.1	Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 $n_{\text{Schrauben}} = 3$ (ETA-18/0829).....	82
6.8.2	Versuchsreihe Ancon ACC 8x205 $n_{\text{Schrauben}} = 6$ (ETA-18/1144).....	83
6.8.3	Versuchsreihe Ancon ACC 8x165 $n_{\text{Schrauben}} = 6$ (ETA-18/1144).....	84
6.8.4	Versuchsreihe Kerventiefe 20mm + 30mm.....	85
6.9	Vergleich der Prüfergebnisse mit anderen experimentellen Untersuchungen.....	85
6.9.1	Versuchsserie Rapid T-Con 8x155 $n=3$ vs DA Rädler Rapid T-Con 8x205 $n=4$..	85
6.9.2	Versuchsserien Kerven.....	87
7	FE-Modellierung der Scherversuche.....	89

7.1	Modul Part	90
7.2	Modul Property.....	90
7.3	Modul Assembly	91
7.4	Modul Step.....	91
7.5	Modul Interaction	92
7.5.1	Interaction – Versuchsserien Verbindungsmittel Schrauben.....	92
7.5.2	Interaction – Versuchsserien Verbindungsmittel Kerne	92
7.6	Modul Load.....	93
7.7	Modul Mesh	94
7.8	Modul Job	95
7.9	Modul Visualization	95
8	Gegenüberstellung FE-Modelle mit Versuchen.....	96
8.1	Gegenüberstellung mit Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155	96
8.2	Gegenüberstellung mit Versuchsreihe Kerventiefe 20mm	99
8.3	Gegenüberstellung mit Versuchsreihe Kerventiefe 30mm	101
9	Zusammenfassung.....	104
	Literaturverzeichnis	108
	Abbildungsverzeichnis	110
	Tabellenverzeichnis	113

1 Einleitung

Diese Arbeit befasst sich mit dem Thema Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken mit der Kombination aus Furnierschichtholz-Trägern (zu Englisch: laminated veneer lumber – LVL) und einer Aufbetonplatte aus Stahlfaserbeton.

Holz-Beton-Verbunddecken finden ein großes Anwendungsgebiet in der Sanierung von bestehenden alten Holzdecken, welche aufgrund ihres Alters bzw. Zustandes oder auch durch Umnutzungen von Wohneinheiten, welche eine höhere Tragfähigkeit als ursprünglich bemessen erfordern, verstärkt werden müssen. Reine Holzdecken weisen aufgrund ihres geringen Eigengewichtes oft wesentliche Probleme hinsichtlich des Schallschutzes (Schwingungen) dar. Weiters spielt in der heutigen Zeit aufgrund einer geregelten Normensituation der Brandschutz ein wesentliches und nicht zu vergessendes Thema. Die Betonplatte bei HBV-Konstruktionen wirkt diesen Problemzonen des Holzbaus entgegen, da aufgrund des hohen Eigengewichtes von Beton zum einen der Schallschutz (Schwingungsanfälligkeit) verbessert wird, und zum anderen auch der Brandschutz eingehalten wird.

Neben der Sanierung von bereits bestehenden Holzdecken, kommt die HBV-Bauweise auch beim Neubau von Brücken zur Anwendung. Neben den bereits genannten Vorteilen der HBV-Bauweise, welche beim Brückenbau eine eher untergeordnete Rolle spielen, wird hier das Thema der Dauerhaftigkeit der Konstruktion groß geschrieben, da diese Spate neben den Baukosten, nach der Errichtung des Tragwerks, wohl die meisten Kosten verursacht (Inspektion, Sanierung).

Im Zuge dieser Arbeit wird in erster Linie der Fokus auf die Anwendung der HBV-Bauweise als Decken in Neubauten gestellt. In einem ersten Schritt sollen die beiden Verbundpartner Furnierschichtholz und Stahlfaserbeton erforscht werden. Zeitgleich erfolgt eine Betrachtung unterschiedlicher Verbindungsmittel, sodass am Ende dieser Arbeit eine Gegenüberstellung aller untersuchten Varianten stattfindet.

Die Arbeit wird grob unterteilt in drei Kerngebiete. Zum einen werden die Grundlagen von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen übermittelt. Diese werden benötigt, um weitere Überlegungen und Erweiterungen daran anzuknüpfen. Dabei wird auf die beiden Verbundpartner Furnierschichtholz und Stahlfaserbeton näher eingegangen und ausgewählte Verbindungsmittel (Schrauben, Kerfen) näher analysiert. Das zweite Kerngebiet umfasst eine experimentelle Untersuchung, welche Kleinteil-Scherversuche beinhaltet. Im Zuge dieser experimentellen Untersuchung werden fünf unterschiedliche Versuchsreihen mit unterschiedlichen Verbindungsmittel /-anordnungen zu je sechs Probekörpern einem Druckversuch (=Scherversuch) unterworfen. Das Ziel dahinter ist in erster Linie den Einsatz von Furnierschichtholz in Kombination mit Stahlfaserbeton näher zu analysieren. Zeitgleich geschieht eine Variation der Verbindungsmittel, sodass dies eine direkte Aussage über unterschiedliche Verbindungsmittel und deren Auswirkungen auf die Schubkraftübertragung bei HBV-Konstruktionen bietet.

Das dritte Kerngebiet befasst sich mit der Finite Elemente Modellierung der Kleinteil-Scherversuche. Zur Validierung der Prüfergebnisse werden FE-Modelle mit dem FE-Programm ABAQUS CAE erstellt. Es soll ein Weg gefunden werden, die Lastabtragung innerhalb des Prüfkörpers besser nachzuvollziehen und die auftretenden Spannungen bzw. Verformungen innerhalb des Prüfkörpers darzustellen.

Die Verbindungsmittel spielen bei der Holz-Beton-Verbundbauweise eine wesentliche Rolle, da diese ermöglichen, die reinen Vorteile des Betonbaus (hohe Druckfestigkeit) und des Holzbaus (geringes Eigengewicht + hohe Zugfestigkeit im Vergleich zum Beton) miteinander zu verknüpfen. Die Verbindungsmittel haben die Aufgabe aus den beiden Werkstoffen ein Verbundbauteil herzustellen, welches einerseits die Vorteile des Holzbaus, und andererseits die Vorteile des Betonbaus miteinander verbindet. Dabei müssen Schubkräfte, welche durch gegensinnige Relativverschiebung zwischen den beiden Werkstoffen entstehen, übertragen werden. Das Hauptaugenmerk dieser Arbeit liegt dabei auf dem mechanischen Verbund mit Schrauben und dem Verbund durch

Formschluss mit Kerven. Schlussendlich werden die beiden Verbindungsarten gegenübergestellt und Unterschiede hervorgehoben.

1.1 Forschungsfrage und Zielsetzung

Das Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung einer neuen Generation von Holz-Beton-Verbunddecken mit den Ausgangswerkstoffen Furnierschichtholz (LVL) als Träger und Stahlfaserbeton als Betonplatte. Die Frage ist nun, wie diese Kombination zustande kommen soll. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf den beiden Verbindungsmitteln Schrauben und Kerven. Um Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte zu erhalten, werden im Rahmen der experimentellen Untersuchung Kleinteil-Scherversuche durchgeführt, welche eine Aussage über den Einfluss von verschiedenen Verbindungsmitteln und deren Anordnungen liefern soll. Zur Versuchsvalidierung werden anschließend an die experimentelle Untersuchung FE-Modelle erstellt, welche das Tragverhalten möglichst realitätsnahe abbilden sollen, sodass eine Gegenüberstellung mit den Ergebnissen aus den Versuchen möglich wird. Dadurch können Spannungen bzw. Verformungen innerhalb des Prüfkörpers dargestellt und somit besser nachvollzogen werden. Weiters sollen die FE-Modelle als Grundlage für weitere zukünftige Untersuchungen in diesem Themengebiet dienen.

2 Holz-Beton-Verbundsysteme

Verbundkonstruktionen vereinen die Eigenschaften mehrerer Materialien, indem diese statisch wirksam miteinander verbunden werden, sodass das Bauteil aus zusammengesetzten Querschnitten als ein Verbundquerschnitt wirkt. Dieser Gedanke wird neben den Holz-Beton-Verbundkonstruktionen auch in anderen Verbundkonstruktionen verwendet:

- Stahlbeton/Spannbeton/Faserbeton
- Stahl – Beton – Verbundkonstruktionen
- Stahl – Holz – Verbundkonstruktionen
- Holz – Holz – Verbundkonstruktionen

Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wird der Baustoff Holz als Zugelement und der Baustoff Beton als Druckelement verwendet. Dadurch wird versucht die beiden Materialien bestmöglich in ihren statischen Eigenschaften auszunutzen und sie miteinander zu kombinieren. Dabei spielt die kraftschlüssige und schubfeste Verbindung zwischen den unterschiedlichen Baustoffen eine wichtige und entscheidende Rolle, denn nur durch diese kann bewerkstelligt werden, dass die Vorteile der eingesetzten Materialien tatsächlich bestmöglich ausgenutzt werden.

2.1 Historische Entwicklung der Verbundkonstruktionen aus Holz

Erste Holz-Verbundkonstruktionen wurden bereits in der Römerzeit (Holz-Holz-Verbund) geschaffen. Damals wurde bereits erkannt, dass durch Zusammensetzen von beliebigen Querschnitten und durch mechanische Verbindung dieser Querschnitte, die Möglichkeit besteht, die Steifigkeit des jeweiligen zusammengesetzten Bauteils zu erhöhen [1].

Im Mittelalter wurden ebenfalls mehrere Holzquerschnitte verwendet, um anschließend durch Zusammensetzen dieser Querschnitte in erster Linie längere Bauteile zu schaffen, sodass die Flexibilität der Anwendung von Holzbaustoffen anstieg.

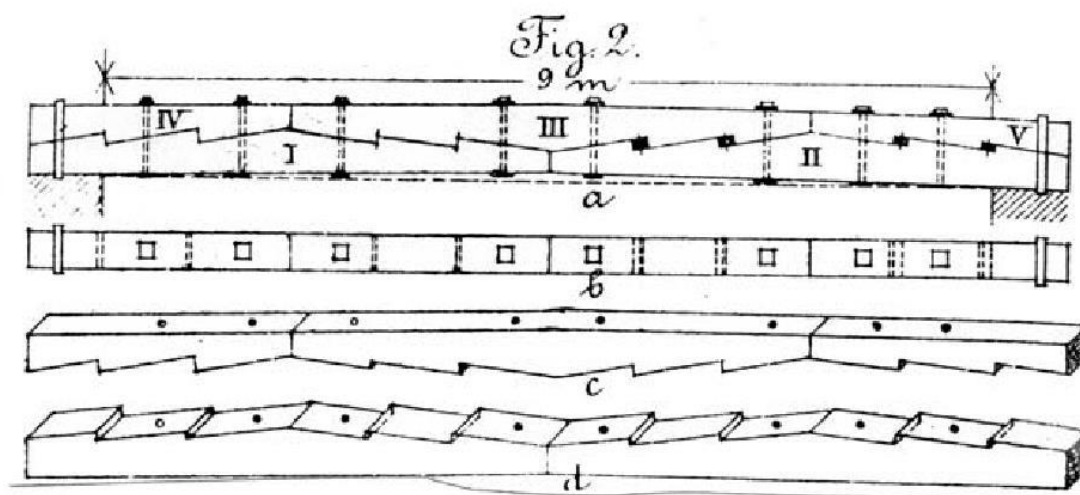


Abb. 1: Zusammengesetzte Querschnitte aus dem Mittelalter [2]

Erste Anwendungen von Holz-Beton-Verbunddecken finden sich im Jahre 1939, wo Otto Schaub seine Idee von der Ertüchtigung bestehender Altbaudecken mittels Holz-Beton-Verbunddecken patentieren ließ. Es wurde versucht, durch Einstemmen von Z- oder I-Eisen in das Holz, einen tragfähigen Verbund zwischen dem Holz und dem Beton zu bewerkstelligen.

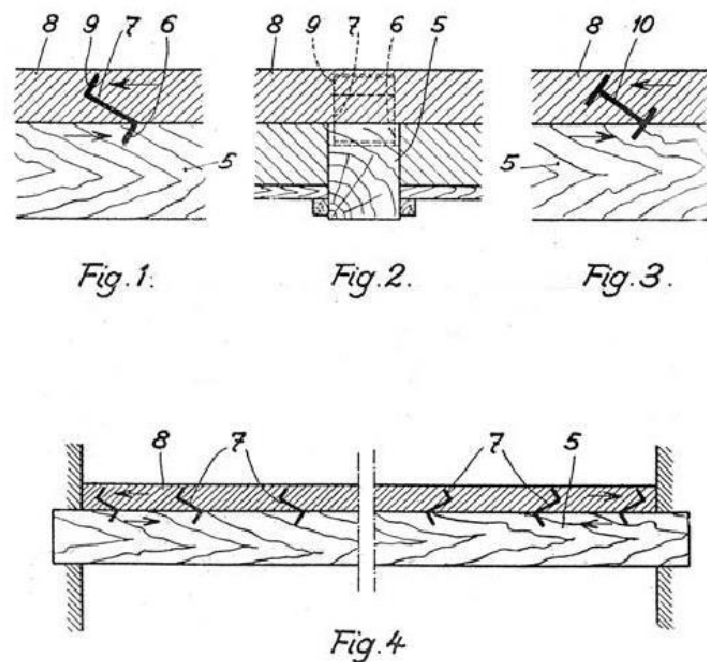


Abb. 2: Patent aus dem Jahre 1939 erlassen von Otto Schaub [3]

2.2 Übersicht

Holz-Beton-Verbundkonstruktionen setzen sich grundsätzlich aus Holzbalken (als Träger wirkend) oder einer Holzplatte (plattenförmiges Bauteil – auch Dippelbaumdecken) in Kombination mit einer Betonplatte (als Aufbeton) zusammen. Dabei werden die beiden Materialien schubfest miteinander verbunden.

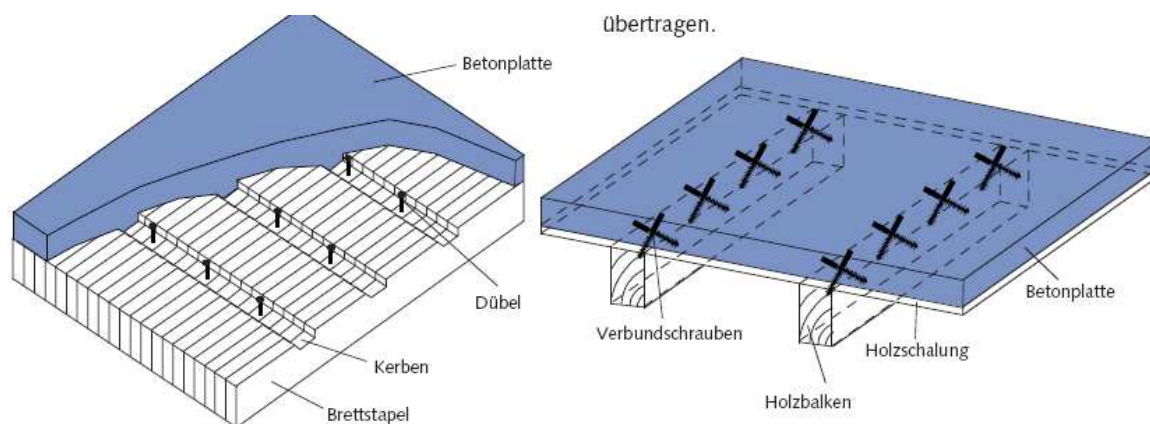


Abb. 3: Übersicht Holz-Beton-Verbunddecke mit Träger bzw. Platte aus Holz [4]

Die schubfeste Verbindung der beiden Bauteile kann dabei über verschiedene Verbindungsmittelarten erfolgen. Grundsätzlich wird zwischen Verbindungen mit und ohne Formschluss unterschieden. Anbei sei ein grundlegender Überblick über die gängigsten Verbindungsmittel bei Holz-Beton-Verbunddecken angeführt [4]:

- Verbindungen mit Formschluss
 - * Einkerbungen in das Holz
- Verbindungen ohne Formschluss
 - * Geklebte Verbindungen

- * Mechanische Verbindungen (metallische Verbindungsmittel): Flachstahlschlösser, Verbundschrauben, Dübel, HBV-Schubverbinder

2.3 Normative Regelungen zu Holz-Beton-Verbunddecken

Holz-Beton-Verbunddecken wurden bisher nur über die Zulassungen der einzelnen Verbindungsmittel bemessen, wobei die Nachweisführung für das Material Holz gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 [6] mit ÖNORM B 1995-1-1 [45] und für das Material Beton gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [7] mit ÖNORM B 1992-1-1 [46] anzuwenden ist. Aufgrund der Tatsache, dass die Bedeutung dieser Bauweise zunimmt, gibt es seit Mai 2019 die überarbeitete öbv-Richtlinie „Holz-Beton-Verbunddecke“ [9], die sich vor allem auf die Anwendung der Holz-Beton-Verbunddecken bei Dachgeschoßausbauten, insbesondere bei Gründerzeithäusern, bezieht. Der Stahlfaserbeton wird in der ÖVBB-Richtlinie Faserbeton [10] geregelt. Der Werkstoff Furnierschichtholz wird in der ÖNORM EN 14374 [11] geregelt. Die Kombination dieser Richtlinien ermöglicht eine normgerechte Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit dem Einsatz von Stahlfaserbeton und Furnierschichtholz (LVL).

Ebenso werden erstmals zukünftig in der ÖNORM EN 1995:2022 die Holz-Beton-Verbundkonstruktionen geregelt [5]. Diese zukünftige Norm beinhaltet eine Technical Specification, die auf den allgemeinen Anwendungsbereich, die Bemessung im Hinblick auf das Kurzzeitverhalten und das Langzeitverhalten, und die Verbindungsmittel bei Holz-Beton-Verbunddecken näher eingeht.

Aufgrund der Tatsache, dass Holz-Beton-Verbunddecken in verschiedensten Kombinationen und Varianten ausführbar sind, und nicht bei allen möglichen Kombinationen ausreichend viele Studien bzw. experimentelle Untersuchungen existieren, ist der Anwendungsbereich der Technical Specification durch einige Randbedingungen eingeschränkt, wie zum Beispiel Material, Nutzungsklasse oder Abmessungen.

Für die Ermittlung der Schnittgrößen bei Holz-Beton-Verbunddecken können die Berechnungsverfahren gemäß Kapitel 2.5 herangezogen werden. Dabei darf bei beiden Materialien (bei Holz und bei Beton unter Druck) ein elastisches Materialverhalten angenommen werden. Für den Nachweis der Druckseite des Betons kann somit auf das plastische Verhalten verzichtet werden, sodass der Nachweis für die Betonplatte wie folgt lautet:

$$\sigma_{c,d} \leq \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \quad (1)$$

mit

$\sigma_{c,d}$ einwirkende Druckspannung auf den Beton

α_{cc} Festigkeitsbeiwert zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens von Beton

f_{cd} Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons

Die Nachweisführung für den Holzquerschnitt erfolgt gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 [6] in Kombination mit ÖNORM B 1995-1-1 [45] mit der ermittelten Normalkraft und dem Biegemoment aus dem Gesamtquerschnitt.

Die Technical Specification verfolgt weiters das Ziel, die Bemessung von bereits zugelassenen Verbindungsmittel mit deren Kennwerte aus der Zulassung mit der Technical Specification zu verknüpfen. Nach derzeitigem Stand regelt die Technical Specification folgende zwei Verbindungsmitteltypen:

- Stiftförmige Verbindungsmittel unter einem Winkel von 90° zur Verbundfuge
- Kerfen

Unabhängig von der Art des angewendeten Verbindungsmittels, müssen 10% der Abscherkraft rechtwinkelig zur Fuge F_{Rd} als zusätzliche Belastung (Zugkraft) $F_{\perp,d}$ auf das Verbindungsmittel angesetzt werden:

$$F_{\perp,d} = 0,1 \cdot F_{Rd} \quad (2)$$

Bei stiftförmigen Verbindungsmitteln von Holz-Holz-Verbindungen oder Holz-Stahl-Verbindungen werden die Nachweise gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 [6] und ÖNORM B 1995-1-1 [45] geführt. Jedoch wird bei den Nachweisen nur auf reine Abscherbeanspruchungen eingegangen, Anschlüsse mit geeigneten Verbindungsmitteln werden nicht angeführt. Die angegebenen Gleichungen/Formeln beruhen dabei auf der Theorie von Johansen, welcher zwischen sechs Versagensmodi differenziert. Diese können auch auf Holz-Beton-Verbundkonstruktionen angewendet werden, indem das Gleichgewicht in der Scherfuge ermittelt wird, unter der Annahme, dass die miteinander verbundenen Bauteile ein (ideal)-plastisches Verhalten aufweisen. Aufgrund der bisher noch nicht eindeutig definierten Lochleibungsfestigkeit des Betons, wird weiters die Annahme getroffen, dass die Lochleibungsfestigkeit des Betons $f_{h,i,k}$ dem dreifachen Wert der Druckfestigkeit des Betons f_{ck} entspricht:

$$f_{h,i,k} = 3 \cdot f_{ck} \quad (3)$$

Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen kann davon ausgegangen werden, dass die auftretenden Verformungen im Beton vernachlässigbar klein gegenüber den Verformungen im Holz sind, zu dem Zweck, dass HBV-Konstruktionen hinsichtlich Steifigkeit wie Stahl-Holz-Konstruktionen behandelt werden können.

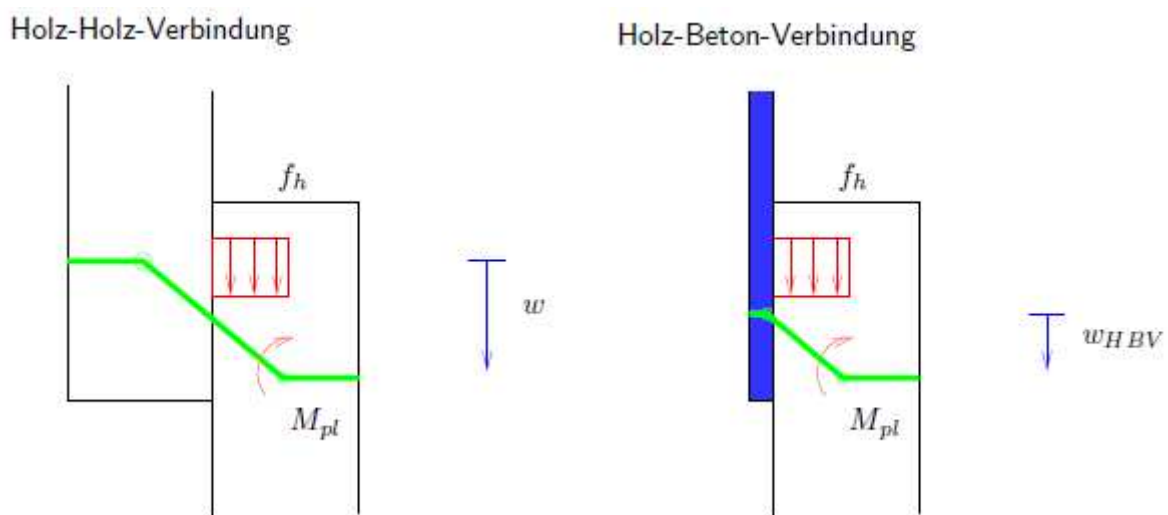


Abb. 4: Gegenüberstellung der Verschiebung bei einer Holz-Holz-Verbindung und einer Holz-Beton-Verbindung [8]

In ÖNORM EN 1995-1-1 [6] sind die Verschiebungsmoduln für Holz-Holz-Verbindungen angegeben, mit der Annahme, dass sich das Verbindungsmittel in beide umgebenden Bauteile eindrückt. Bei HBV-Konstruktionen wird diese Eindrückung jedoch nur im Holz stattfinden, aufgrund der wesentlich höheren Festigkeit von Beton im Vergleich zu Holz. Somit kann davon ausgegangen werden, dass auch die Verformung bei HBV-Konstruktionen nur halb so groß im Vergleich zu Holz-Holz-Verbindungen sein wird (siehe Abb. 4). Zusammenfassend ergibt sich bei gleicher Belastung nur die halbe Verformung, das bedeutet, die Steifigkeit der Verbindung von HBV-Bauteilen ist doppelt so groß wie bei Holz-Holz-Verbindungen. Es resultieren folgende Steifigkeiten für HBV-Konstruktionen:

- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (gilt für Stabdübel, Bolzen, Schrauben, vorgebohrte Nägel):

$$K_{ser} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} \quad (4)$$

- Nachweis der Tragfähigkeit:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (5)$$

Bei Verwendung einer Zwischenschicht mit einer Stärke $\leq 30\text{mm}$, welche in etwa dieselbe Steifigkeit wie Vollholz aufweist, muss die vorhandene Steifigkeit um 30% abgemindert werden, falls keine genaueren Angaben dazu existieren.

Neben stiftförmigen Verbindungsmitteln werden in der Technical Specification auch Kerfen behandelt, welche Einkerbungen in das Holz, die mit Beton aufgefüllt werden, darstellen. Nähere Details zu Kerfen und deren Tragfunktion wird in Kapitel 5.2 angegeben.

In der folgenden Abb. 5 ist eine schematische Darstellung einer Kerfenverbindung im Auflagerbereich zu erkennen. Aufgrund der exzentrischen Lastenleitung der Längsschubkraft in die Kerfenflanke, welche ein Abheben der Betonplatte vom Holzbalken/-platte verursacht, werden zusätzlich zu den Kerfen zumeist Schrauben als Abhebesicherung verwendet:

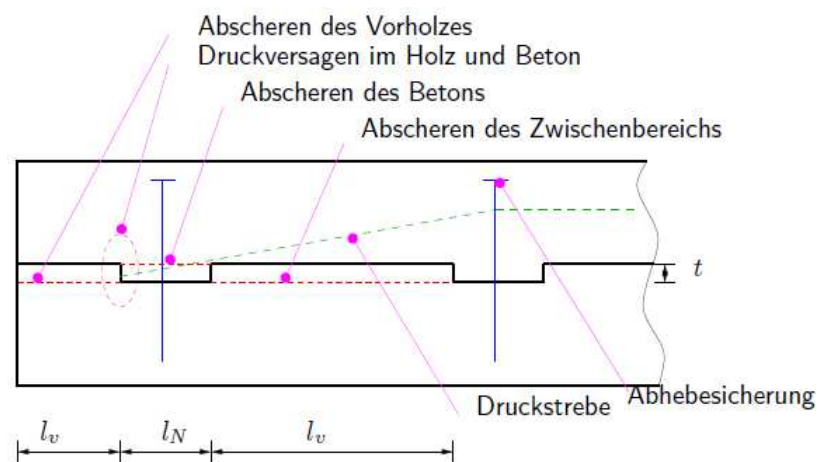


Abb. 5: Kerfe als Verbindungsmittel und mögliche Versagensfälle [5]

Wie bereits bei den stiftförmigen Verbindungsmitteln der Fall, ist der Anwendungsbereich von Kerfen bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen an gewisse Anforderungen (Materialgüte, Geometrieigenschaften der Kerfe) gebunden. Für die Geometrie der Kerfe ergeben sich gemäß [5] folgende Anforderungen:

- Kerftiefe: $h_N \geq 20\text{mm}$ (Hochbau) und $h_N \geq 30\text{mm}$ (Brückenbau)
- Vorholzlänge: $l_V \geq 12,5h_N$ (rechnerische Vorholzlänge: $l_V \geq 8h_N$)
- Kerfenlänge: $l_N \geq 150\text{mm}$
- Abhebesicherung: Schraubendurchmesser $\phi \geq 6\text{mm}$
- Neigungswinkel der Kerfenflanken: $80^\circ \leq \alpha \leq \min(115^\circ, 90^\circ + \theta)$

Die Ermittlung der Steifigkeit von Kerfenverbindungen gemäß Technical Specification basiert auf numerischen und experimentellen Untersuchungen von Michelfelder [12] und Kudla [13]. Je nachdem welche Kerftiefe vorherrscht, wird die Steifigkeit der Verbindung wie folgt ermittelt:

- Für $h_N \geq 20\text{mm}$: $K_{ser} = 1000\text{ kN/mm/m}$ Breite
- Für $h_N \geq 30\text{mm}$: $K_{ser} = 1500\text{ kN/mm/m}$ Breite

Bereits hier kann der wesentliche Einfluss der Kervertiefe auf die Steifigkeit der Verbindung erkannt werden. Im Gegensatz zu den stiftförmigen Verbindungsmittel wird bei den Kervenverbindungen nicht zwischen dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und dem Grenzzustand der Tragfähigkeit differenziert, sodass keine Abminderung der Steifigkeit vom Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG zum Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT erforderlich ist.

Hinsichtlich der Tragfähigkeit einer Kervenverbindung lassen sich vier Versagensfälle beobachten (siehe Abb. 5). Diese Versagensfälle können durch folgende Gleichungen ermittelt werden:

$$F_{Rd} = \min \begin{cases} f_{v,c,d} \cdot b_N \cdot l_N \\ f_{cd} \cdot b_N \cdot h_N \\ f_{v,h,d} \cdot b_N \cdot \min(l_v; l_s) \\ f_{h,d} \cdot b_N \cdot h_N \end{cases} \quad (6)$$

mit

F_{Rd} Bemessungswert der Abscherkraft in der Fuge

$f_{v,c,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit des Betons

f_{cd} Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons

$f_{h,d}$ Bemessungswert der Druckfestigkeit des Holzes an der Kervenflanke

$f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit der Kerve

l_s Länge des Holzes zwischen den Kerven

b_N Kervenbreite

Der Widerstand der Kervenverbindung resultiert aus dem kleinsten Wert aus obiger Formel in (6).

Analog zu den stiftförmigen Verbindungsmittel soll zusätzlich zu der einwirkenden Abscherkraft eine Abhebekraft als Belastung angesetzt werden, welche sich aus der Druckstrebenneigung θ (siehe Abb. 5) ergibt. Diese wird definiert als der Winkel zwischen der Verankerung der Abhebesicherung (im Falle einer Tellerkopfschraube wäre dies der Tellerkopf) und der Verbundfuge. Die zusätzliche Abhebekraft wird dabei wie folgt berechnet:

$$F_{\perp,d} = \max \begin{cases} F_{\perp,d} = 0,1 \cdot F_{Rd} \\ F_{Rd} \cdot \tan\theta \end{cases} \quad (7)$$

2.4 Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen werden die Vorteile beider verwendeter Materialien ausgenutzt, indem diese als ein Gesamtquerschnitt fungieren. Einerseits werden die Vorteile des Betons, wie zum Beispiel die Erhöhung der Tragfähigkeit (höherer E-Modul als Holz) und die Verbesserung des Schall- und Brandschutzes, andererseits die Vorteile des Holzes, wie zum Beispiel das Verhältnis von geringem Eigengewicht zu hoher Tragfähigkeit und der Aspekt der Ökologie (nachwachsender Rohstoff), vereint. Dabei spielt die Verbindung dieser beiden Materialien eine wesentliche Rolle, denn ohne dieser würden die beiden Querschnitte als Einzelquerschnitte die Last abtragen, sodass ein Optimieren hinsichtlich der Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften der beiden Materialien nicht erfolgen kann.

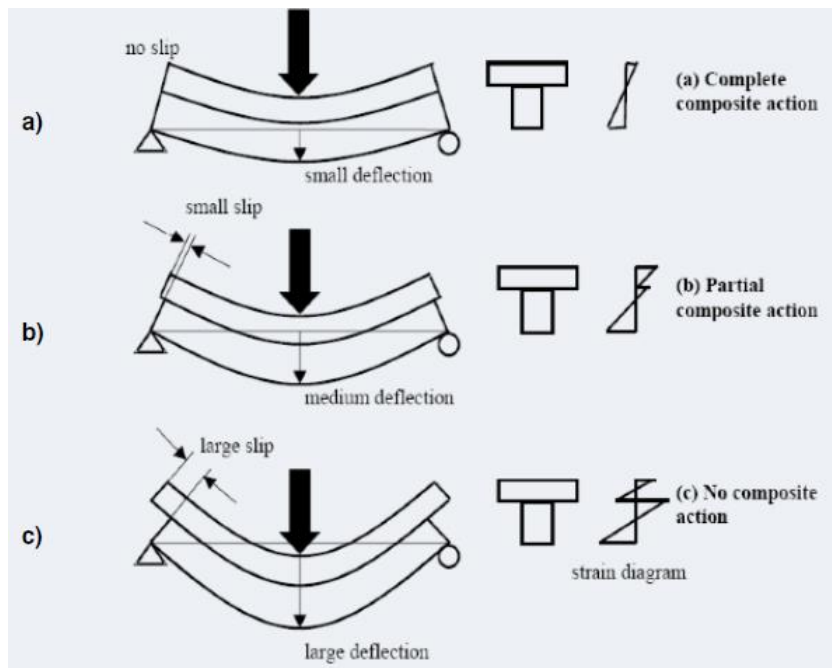


Abb. 6: Drei mögliche Fälle des Verbunds zwischen Betonplatte und Holzträger: a, starrer Verbund b, nachgiebiger Verbund c, kein Verbund [14]

Wie in Abb. 6 zu erkennen ist, werden grundsätzlich drei Arten des Verbunds bei Verbundkonstruktionen unterschieden.

Der Fall a stellt den oberen Grenzwert bzw. Grenzzustand hinsichtlich der Nachgiebigkeit der Verbindung dar, da es zu keiner relativen Verschiebung der beiden Materialien zueinander kommt. Die beiden Einzelquerschnitte wirken als ein Gesamtquerschnitt, wobei die Spannungslinie linear durch den Schwerpunkt der beiden „verschmolzenen“ Materialien verläuft. Dieser Fall ist in der Praxis bei stiftförmigen Verbindungsmittel oder Kerven nicht möglich, da der Verbund mittels Schrauben oder Kerven eine nachgiebige Verbindung darstellt, welche geringe relative Verschiebungen in der Verbundfuge zulassen. Wird die Verbundfuge jedoch verklebt, handelt es sich hierbei nicht mehr um einen nachgiebigen Verbund, sondern es handelt sich dabei um den Fall a, bei welchem sich das Versagen als ein sprödes Versagen charakterisiert.

Der Fall b repräsentiert den Normalfall von Verbundkonstruktionen, welche mit Schrauben oder Kerven untereinander verbunden sind. Je nach Höhe der Steifigkeit der Verbindung, verläuft die Spannungslinie durch den „ideellen“ Schwerpunkt, welcher sich im Holzträger einfinden sollte. Dabei wird versucht, dass der Beton überdrückt wird, sodass keine Zugspannungen an der Unterseite der Betonplatte entstehen. Dies wird sichergestellt, indem die Nachgiebigkeit der Verbundfuge gering und die Höhe des Holzträgers hoch gewählt wird.

Abschließend der Fall c, welcher keinen (=losen) Verbund zwischen den beiden Materialien darstellt. Die Betonplatte liegt ohne jegliche Verbindung auf dem Holzträger auf, sodass beide Querschnitte jeweils als Einzelquerschnitte die Last übertragen, in Abhängigkeit ihrer Biegesteifigkeit. Die Betonunterseite wird dadurch jedenfalls einer Zugspannung ausgesetzt. Der Schwerpunkt kann mithilfe des „Steiner’schen Satzes“ ermittelt werden. [15]

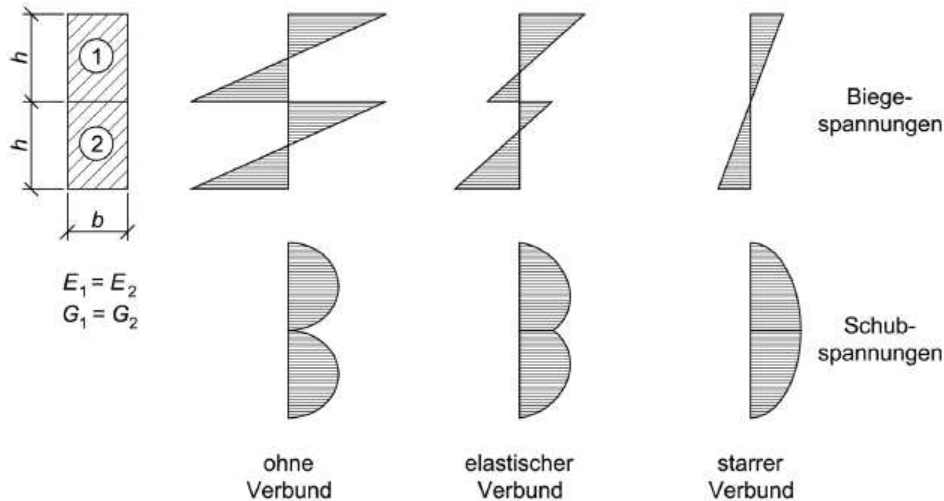


Abb. 7: Biegespannungen und Schubspannungen für die drei möglichen Verbundarten [15]

In Abb. 7 ist dargestellt, wie sich die Steifigkeit der Verbundfuge auf die Biege- und Schubspannungen auswirkt. Je höher die Schubsteifigkeit der Verbindung beider Einzelquerschnitte, umso geringer die resultierenden Biegespannungen, da sich beide Querschnitte als ein Gesamtquerschnitt an der Lastabtragung beteiligen und sich dadurch die Spannungen über die gesamte Höhe des Gesamtquerschnittes verteilen können. Aufgrund der schubsteifen Verbindung werden die Schubspannungen vom Rand weg zur Verbundfuge angezogen.

Wird die Holz-Beton-Verbunddecke durch eine äußere Einwirkung belastet, sei es auch nur zufolge Eigengewicht, werden innere Schnittgrößen „freigesetzt“. Diese werden bei der Bemessung jeweils getrennt in Teilschnittgrößen für Beton und Holz unterteilt. Dabei werden den beiden Querschnitten jeweils eine Querkraft, eine Normalkraft und ein Biegemoment zugeordnet:

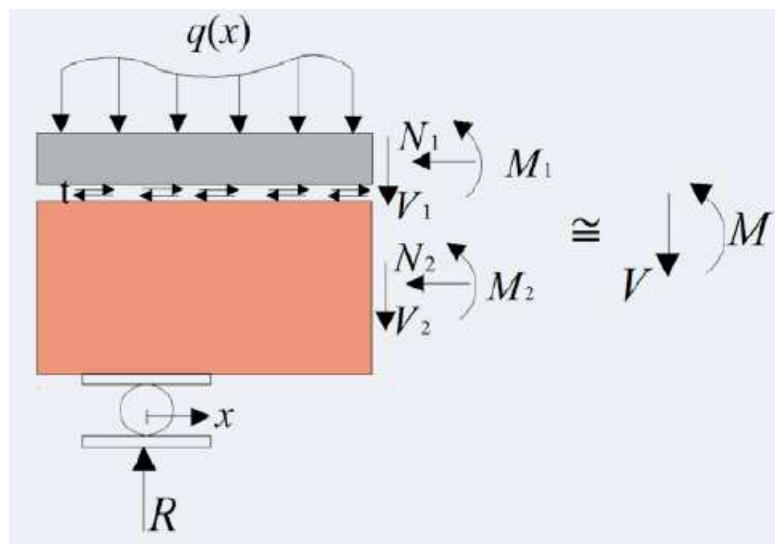


Abb. 8: Schnittgrößen bei HBV-Konstruktionen [14]

Die Schubkraft, welche zufolge der relativen Verschiebung zueinander in der Verbundfuge geweckt wird, wird vom Verbindungsmittel aufgenommen. Dieses hat die Aufgabe die beiden Querschnittsteile schubfest miteinander zu verbinden und ein Verschieben entlang der Verbundfuge zu verhindern, sodass die beiden Einzelquerschnitte als Gesamtquerschnitt mit einer nachgiebigen Verbundfuge wirken.

2.5 Berechnungsmethoden nachgiebig zusammengesetzter Querschnitte

Aufgrund der Tatsache, dass es sich bei einer Koppelung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln (Schrauben) in der Verbundfuge um einen nachgiebigen Verbund handelt, darf die technische Biegelehre (Bernoulli Hypothese) vom Ebenbleiben des Querschnittes nicht mehr angewendet werden. Das statische System der Konstruktion stellt ein innerlich vielfach statisch unbestimmtes System dar [16]. Um die Schnittgrößen in den Einzelquerschnitten zu berechnen, müssen die Steifigkeitsverhältnisse klar definiert und die Verbindung durch die Verbindungsmittel realitätsgetreu abgebildet werden.

Werden zahlreiche nachgiebige Verbindungsmittel entlang des Holzträgers angeordnet, sodass der Abstand zueinander relativ gering ist, darf die Annahme einer gleichmäßig verteilten Verbindung getroffen werden (konstante Verbindungssteifigkeit über die Länge verteilt). Jedoch ist eine höhere Anzahl an Verbindungsmittel auch mit höheren Kosten verbunden, welche in der Praxis, aus Kosten- und Einbaugründen, vermieden werden.

2.5.1 γ -Verfahren

Das γ -Verfahren ist ein Lösungsverfahren für nachgiebig zusammengesetzte Querschnitte für maximal drei Teilquerschnitte und ist in ÖNORM EN 1995-1-1 [6] verankert. Dieses gilt in dieser Fassung jedoch nur für Holz-Holz-Verbindungen. Soll dieses Verfahren auch für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Anwendung finden, müssen zusätzlich Gleichgewichts- und Verformungsbeziehungen für die Verbundfuge definiert werden. Dabei müssen folgende Randbedingungen eingehalten werden:

- kontinuierlicher Schubverbund
- statisch bestimmter Einfeldträger
- sinusförmige Belastung (vereinfacht: Gleichstrecken(-flächen)last)

Als Ergebnis erhält man die effektive Biegesteifigkeit des Gesamtträgers, wobei der Steiner-Anteil mit dem Faktor γ , dessen Wert sich zwischen 0 und 1 einpendeln kann, je nach Steifigkeit des Verbunds, abgemindert wird. Ein Faktor $\gamma=0$ bedeutet, dass kein Verbund zwischen den Einzelquerschnitten vorherrscht, ein Faktor $\gamma=1$ bedeutet, dass ein starrer Verbund vorherrscht.

Der Faktor γ berechnet sich wie folgt:

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot l^2}} \quad (8)$$

mit

- E_i Elastizitätsmodul des Teilquerschnittes
- A_i Querschnittsfläche des Teilquerschnittes
- s_i Verbindungsmittelabstand
- K_i Verschiebungsmodul
- l Trägerlänge

Die geometrischen Definitionen/Zuordnungen können der folgenden Abbildung entnommen werden:

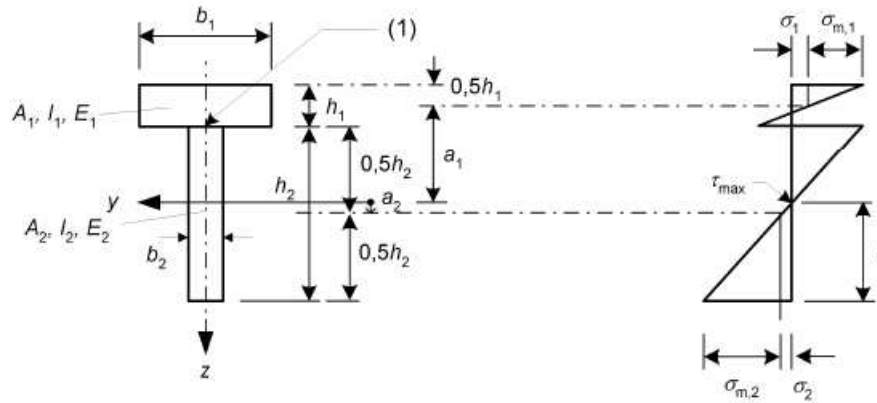


Abb. 9: Auszug aus ÖNORM EN 1995-1-1 [6]

Dabei gibt es bei T-Querschnitten, wie es bei HBV-Decken zumeist der Fall ist, jeweils zwei γ -Faktoren: γ_1 und γ_2 (Index $i=1$ für Betonplatte, Index $i=2$ für Holzträger). Der Faktor γ_2 nimmt den Wert 1,0 an und der Faktor γ_1 wird aus den Querschnittswerten der Betonplatte (E_1, A_1) berechnet.

Sind die γ -Faktoren bestimmt, kann die effektive Biegesteifigkeit $(EI)_{ef}$ berechnet werden:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (9)$$

Die Variablen a_1 und a_2 stellen die Schwerpunktabstände der Teilquerschnitte dar, auf deren Ermittlung nicht näher eingegangen wird. Sind a_1 und a_2 bekannt, können die vorhandenen Normalspannungen wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}} \quad (10)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}} \quad (11)$$

mit

M einwirkendes Biegemoment

Wie in den beiden Formeln (10) und (11) erkennbar, stellt das σ_i einen konstanten Normalspannungsverlauf über die Höhe des Querschnittes dar, da dieser nicht von einer variablen Größe h_i , wie das $\sigma_{m,i}$, abhängt. Die Normalspannung σ_i stellt den Normalspannungsverlauf dar, welcher aufgrund der Steineranteile hervorgerufen wird und ist abhängig von der Verbundsteifigkeit und dem Verbindungsmittelabstand. Die Normalspannungskomponente $\sigma_{m,i}$ stellt einen linear über die Höhe des Einzelquerschnittes veränderlichen Normalspannungsverlauf dar, welcher sich über den Schwerpunkt der Einzelquerschnitte bezieht (siehe Abb. 9).

Um die resultierende Randnormalspannung zu berechnen, müssen die beiden Normalspannungskomponenten anschließend überlagert werden. Aus Abb. 9 lässt sich erkennen, dass aufgrund des Steiner-Anteils die Normalspannungsnulllinie in beiden Einzelquerschnitten vom Schwerpunkt der Einzelquerschnitte in Richtung Verbundfuge verschoben wird. Für die Betonplatte bedeutet dies, dass die Zugspannungen an der Betonunterseite geringer werden und für den Holzbalken, dass die Druckspannungen angrenzend an die Verbundfuge geringer werden.

Die maximale Schubspannung verläuft durch den Punkt, in welchem keine Normalspannung vorherrscht. Sie wird wie folgt berechnet:

$$\tau_{2,max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_2 \cdot (a_2 + \frac{h_2}{2})^2}{(EI)_{eff}} \cdot V \quad (12)$$

mit

V einwirkende Querkraft

Die angegebene Formel unter (12) wurde aus [43] übernommen.

Die Schubkraft, durch welche das Verbindungsmittel belastet wird, errechnet sich wie folgt:

$$F_1 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s_1}{(EI)_{ef}} V \quad (13)$$

2.5.2 Schubanalogieverfahren

Das Schubanalogieverfahren ist ein Verfahren zur Bestimmung der Schnittgrößen in zusammengesetzten Holzquerschnitten und ist in der DIN EN 1995-1-1/NA [18] verankert. Das Verfahren berücksichtigt einerseits die Schubverformung und andererseits die Nachgiebigkeit des Verbunds.

Dabei wird die Holz-Beton-Verbunddecke (reales System) auf zwei Ersatzträger (ideelles System), Träger A und Träger B, aufgeteilt. Der Träger A besitzt die Biegesteifigkeit EI_A aus der Summe der Einzelquerschnitte, der Träger B setzt sich aus der Biegesteifigkeit EI_B aus der Summe der Steiner-Anteile und einer Ersatzschubsteifigkeit GA_B , welche sich aus der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel und den Schubsteifigkeiten der Einzelquerschnitte zusammensetzt, zusammen. Die beiden Träger werden durch dehnstarre Pendelstäbe miteinander gekoppelt, sodass beide dieselbe Biegelinie aufweisen.

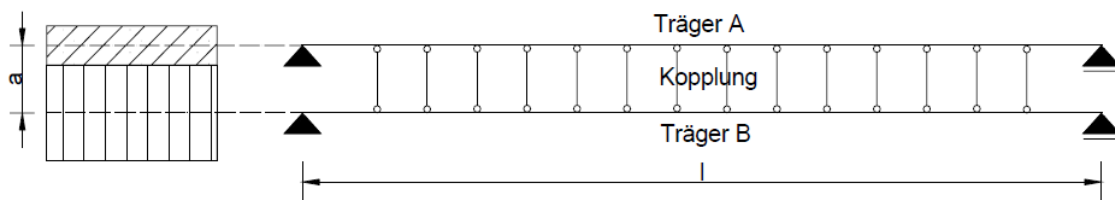


Abb. 10: Aufteilung der HBV-Konstruktion in zwei Ersatzträger [12]

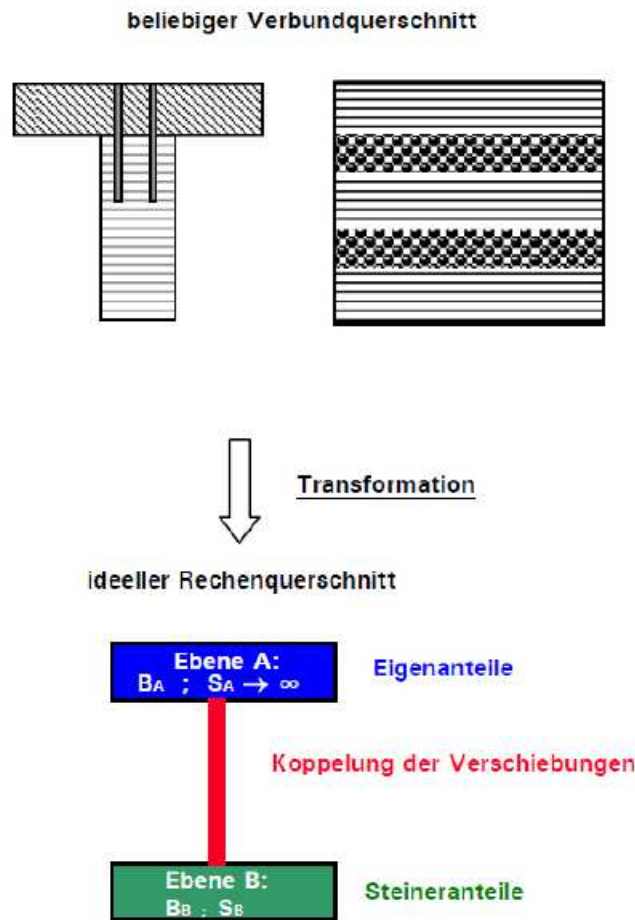


Abb. 11: schematische Darstellung der Steifigkeitszuordnung beim Schubanalogieverfahren [19]

Für die Ebene A gilt:

$$EI_A = \sum_{i=1}^2 E_i I_i \quad (14)$$

Für die Ebene B gilt:

$$EI_B = \sum_{i=1}^2 E_i A_i \cdot z_{s,i}^2 \quad (15)$$

$$GA_B = \left\{ \frac{1}{a^2} \left[\frac{1}{K/s} + \frac{1}{2} \left(\frac{h_1}{G_1 b_1} + \frac{h_2}{G_2 b_2} \right) \right] \right\}^{-1} \quad (16)$$

Die angegebene Formel in (16) wurde aus [42] entnommen.

Mit den berechneten Steifigkeiten EI_A , EI_B , GA_B kann nun das statische System mithilfe eines Stabwerkprogrammes modelliert und anschließend damit die Schnittgrößen berechnet werden. Diese müssen in einem letzten Schritt vom ideellen System wieder in das reale System transformiert werden. Dies geschieht durch Berücksichtigung des Verhältnisses der einzelnen Steifigkeiten zueinander:

$$M_{i,d} = M_{A,d} \frac{E_i I_i}{EI_A} \quad (17)$$

$$N_{i,d} = \pm M_{B,d} \frac{E_i A_i \cdot z_{s,i}}{EI_B} \quad (18)$$

Aus diesen genannten Schnittgrößen kann anschließend die Normalspannung im Querschnitt berechnet werden:

$$\sigma_A = \sigma_{m,i,d} = \pm \frac{M_{i,d}}{I_i} \cdot z_i \quad (19)$$

$$\sigma_B = \sigma_{t/c,0,d} = \pm \frac{N_{i,d}}{A_i} \quad (20)$$

$$\sigma_{max/min} = \sigma_A + \sigma_B \quad (21)$$

Die Schubspannung ergibt sich aus:

$$\tau_{A,i} = \frac{V_{A,d}}{EI_A} \cdot E_i \cdot \frac{d_i^2}{8} \quad (22)$$

$$\tau_{B,i} = \frac{V_{B,d}}{EI_B} \cdot \left[\sum_1^{i-1} (E_i \cdot z_i \cdot d_i) + E_i \cdot z_i \cdot \frac{d_i}{2} \right] \quad (23)$$

$$\tau_i = \tau_{A,i} + \tau_{B,i} \quad (24)$$

Im Gegensatz zum γ -Verfahren können beim Schubanalogieverfahren beliebige Belastungsformen berechnet werden. Weiters ist der Anwender nicht auf Einfeldträger eingeschränkt, sodass auch beliebige statische Systeme berechnet werden können. Ein weiterer Vorteil, welcher in erster Linie für Brettschichtholz und dergleichen eine größere Bedeutung hat als für Holz-Beton-Verbunddecken (meist aus zwei Teilquerschnitten \rightarrow Betonplatte + Holzträger), ist, dass keine Begrenzung der Anzahl der Teilquerschnitte existiert.

2.5.3 Stabwerksmodell

Werden die Verbindungsmittel mit einem großen Abstand angeordnet, sodass die Annahme einer konstanten Verbundsteifigkeit über die Trägerlänge nicht mehr getroffen werden kann, so bietet sich die Anwendung eines Stabwerkmodells an. Dieses ist prädestiniert für Verbundkonstruktionen, bei welchen der Verbindungsmittelabstand sehr groß, unregelmäßig und/oder diskret an einzelnen Stellen gewählt wurde. Im Gegensatz zu den beiden bereits genannten Verfahren, kann mit dieser Methode die exakte Lage des Verbindungsmittels im Modell berücksichtigt und ein genaueres Ergebnis erwartet werden.

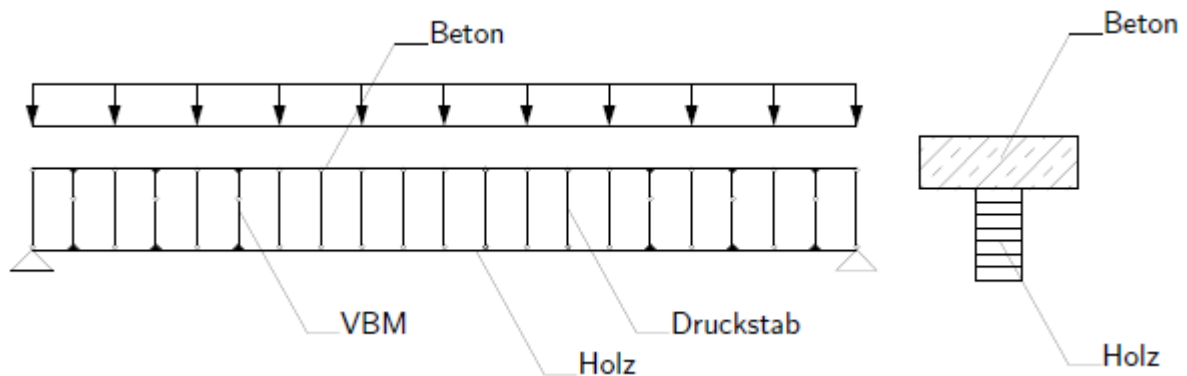


Abb. 12: Modellierung einer Holz-Beton-Verbunddecke mithilfe eines Stabwerkmodells [8]

Wie in Abb. 12 zu erkennen ist, entspricht das Grundprinzip dem des Schubanalogieverfahrens. Dabei wird die Betonplatte als Obergurt und der Holzträger als Untergurt, welche mit dehnstarren

Pendelstaben miteinander verbunden werden, modelliert. Zusätzlich dazu werden, je nach Lage der Verbindungsmittel, vertikal angeordnete Stäbe an den Unter- und Obergurt biegesteif angeschlossen, welche in Höhle der Verbundfuge ein Gelenk aufweisen.

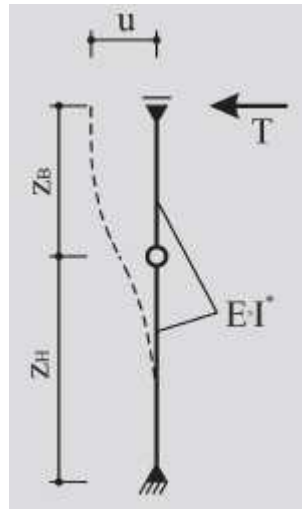


Abb. 13: Modellierung des Verbindungsmittels im Stabwerkmodell ohne Berücksichtigung der Gurtverformung [17]

Die Schubnachgiebigkeit des Verbindungsmittels wird im Modell in eine Biegesteifigkeit transformiert, welche den beiden Stabzugen (siehe Abb. 13) im Stabwerkmodell zugewiesen werden. Die Biegesteifigkeit für das Modell in Abb. 13 wird nach [17] wie folgt berechnet:

$$EI^* = \frac{K_S}{3} \cdot (z_B^3 + z_H^3) \quad (25)$$

Eine andere Möglichkeit die Koppelstabe zu definieren, ist in folgender Abbildung ersichtlich:

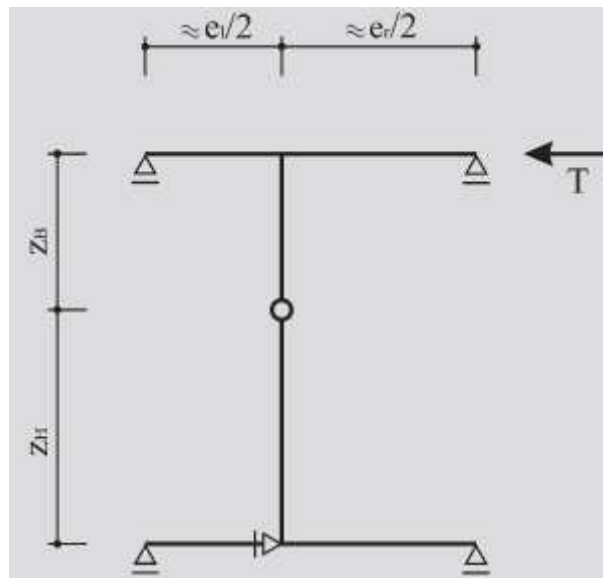


Abb. 14: Modellierung des Verbindungsmittels im Stabwerkmodell mit Berücksichtigung der Gurtverformung [17]

Die Biegesteifigkeit für das Modell in Abb. 14 wird wie folgt berechnet:

$$EI^* = \frac{z_B^3 + z_H^3}{\frac{3}{K_S} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 \cdot (e_l + e_r)^2} \cdot \left(\frac{z_B^2}{E_B \cdot I_B} + \frac{z_H^2}{E_H \cdot I_H} \right)} \quad (26)$$

Die Betonplatte (Obergurt) und der Holzträger (Untergurt) werden mit ihren tatsächlichen Querschnittswerten und Steifigkeiten im Modell berücksichtigt. Somit sind alle benötigten Eingabeparameter vorhanden, sodass das Modell in einem Stabwerksprogramm eingegeben werden kann und daraus anschließend die Schnittgrößen und die daraus resultierenden Verformungen berechnet werden können. Im Gegensatz zu den vorherigen genannten Berechnungsverfahren (siehe Kapitel 2.5.1 und 2.5.2) sind keine weiteren Umrechnungen der Schnittgrößen mehr erforderlich.

Mit diesem Modell ist es möglich, Sprünge im Normalkraftverlauf, aufgrund der Aufnahme von Schubkräften über die Verbindungsmittel, als auch Sprünge im Momentenverlauf, aufgrund exzentrischer Lasteinleitung, widerzugeben.

2.5.4 FE-Modellierung

Die wohl gängigste Methode zur Lösung von komplexen technischen/statischen Aufgaben stellt die Finite Elemente Methode (FEM) dar, welche ein numerisches Näherungsverfahren darstellt. Im Zuge der FE-Modellierung wird das Bauteil bzw. Tragwerk in endlich viele Elemente unterteilt, welche über Knoten miteinander verbunden sind. Die Anzahl der Knoten bzw. der Elemente ist in erster Linie abhängig von der Feinheit des gewählten FE-Netzes und des Elementtyps (Hexaeder/-Tetraederelemente, etc.).

Für die Modellierung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen gibt es bereits zahlreiche Modelle, welche das elastisch-plastische Verformungsverhalten und das zeitabhängige Verhalten von Verbundkonstruktionen realitätsnah abbilden.

Mit der FEM-Modellierung ist es möglich komplexe statische Systeme mit beliebiger Variation der Geometrie, unterschiedlichen Verbindungsmittelsteifigkeiten und Einwirkungen sehr genau abzubilden. Ebenfalls kann das orthotrope Materialverhalten von Holz und das nichtlineare Verhalten der Schubverbindungsmittel im Modell berücksichtigt werden.

3 Furnierschichtholz (LVL)

Das Furnierschichtholz (zu Englisch: laminated veneer lumber – LVL) besteht aus 3 mm dicken, miteinander verleimten Schäl furnieren aus Nadelholz (insbesondere Fichte, Kiefer) oder Laubholz (insbesondere Buche). Durch die einzelnen dünnen Schäl furniere wird das Ausgangsmaterial homogener hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften, sodass diese zunehmen. Somit können vergleichsweise schlankere Konstruktionen mit hoher Tragfähigkeit hergestellt werden.



Abb. 15: Furnierschichtholz [20]

Im Zuge dieser Arbeit wird Furnierschichtholz vom Hersteller Stora Enso des Typs S verwendet. Der Typ S ist dadurch charakterisiert, dass alle Furnierlagen dieselbe Faserrichtung aufweisen, wodurch er seine Anwendung in Balken/Trägern findet. Durch die strikte Anordnung der Furnierlagen in die Hauptspannrichtung werden die Festigkeitseigenschaften in diese Richtung erhöht.

Folgende Festigkeitseigenschaften werden vom Hersteller für den Typ S angegeben:

Eigenschaft	Kürzel	Maßeinheit	Bemessungswerte (24-75 mm)
Biegung II zur Faser	$f_{m,0,k}$	N/mm ²	44
Exponent für Größeneinfluss	s		0,15
Biegung II zur Faser	$f_{m,0,flat,k}$	N/mm ²	50
Zug II zur Faser	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	35
Zug \perp zur Faser	$f_{t,90,k}$	N/mm ²	0,8
Druck II zur Faser	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	35
Druck \perp zur Faser	$f_{c,90,k}$	N/mm ²	6
Schub hochkant	$f_{v,0,k}$	N/mm ²	4,1
Schub flachkant	$f_{v,0,k}$	N/mm ²	2,3
Elastizitätsmodul	$E_{0,mean}$	N/mm ²	13,800
	$E_{0,k}$	N/mm ²	11,600
Schubmodul	$G_{edge,mean}$	N/mm ²	600
	$G_{edge,k}$	N/mm ²	400
Dichte	ρ_{mean}	kg/m ³	510
	ρ_k	kg/m ³	480

Abb. 16: Festigkeitseigenschaften LVL by Stora Enso Typ S [47]

3.1 Bemessung von Furnierschichtholz (LVL) gemäß ÖNORM EN 1995-1-1/3.4

Bei der Bemessung im Holzbau gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 [6] werden je nach Baustoff unterschiedliche Beiwerte definiert. Unter anderem wird der Modifikationsbeiwert der Festigkeiten des Holzes k_{mod} , welcher die jeweilige Nutzungsklasse (Feuchte) und die Dauer der Lasteinwirkung berücksichtigt, für Furnierschichtholz wie folgt angegeben:

Tab. 1: Furnierschichtholz - Modifikationsbeiwert k_{mod} gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 [6]

Baustoff	Norm	Nutzungs-klasse	Klasse der Lasteinwirkungsdauer				
			ständige Einwirkung	lange Einwirkung	mittlere Einwirkung	kurze Einwirkung	sehr kurze Einwirkung
Furnierschichtholz (LVL)	EN 14374,	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	EN 14279	2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
		3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9

Weiters wird neben dem Modifikationsbeiwert k_{mod} der Verformungsbeiwert k_{def} , welcher zufolge der drei Nutzungsklassen gewählt wird, wie folgt bestimmt:

Tab. 2: Furnierschichtholz - Verformungsbeiwert k_{def} gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 [6]

Baustoff	Norm	Nutzungsklasse		
		1	2	3
Furnierschichtholz (LVL)	EN 14374, EN 14279	0,6	0,8	2,0

4 Stahlfaserbeton

Unbewehrter Beton weist im Allgemeinen, im Vergleich zu seiner Druckfestigkeit, eine sehr geringe Zugfestigkeit auf. Bei Überschreiten der Zugfestigkeit folgt ein sprödes Versagen, da die Bruchdehnung von unbewehrtem Beton sehr gering ist. Um die Duktilität des Bauteils zu erhöhen, wird entweder das Bauteil bewehrt, vorgespannt, oder dem Bauteil Fasern zugegeben. Im Vergleich zur Standardbewehrung im Beton oder der Vorspannung, weisen Fasern keine bestimmte Wirkungsrichtung auf und sind willkürlich in der Betonmatrix verteilt [10].

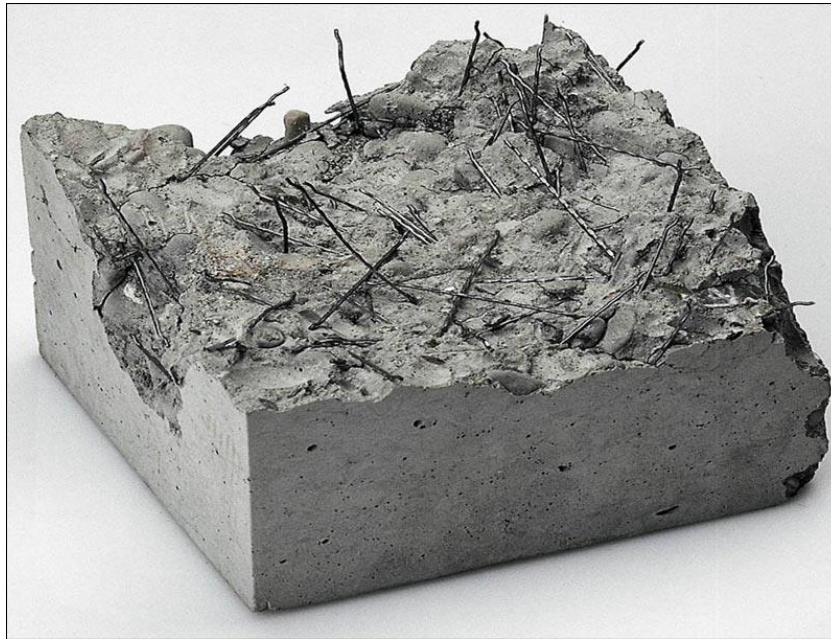


Abb. 17: willkürliche Verteilung der Stahlfasern im Beton [21]

Dabei ist der wesentliche Vorteil, dass im Vergleich zur Standardbewehrung die Betondeckung bei Anwendung von Stahlfaserbeton wegfällt und somit das Bauteil wesentlich schlanker ausgeführt werden kann. Dies hat zur Folge, dass die zusätzliche Belastung aus dem Eigengewicht des Betons minimiert wird [22].

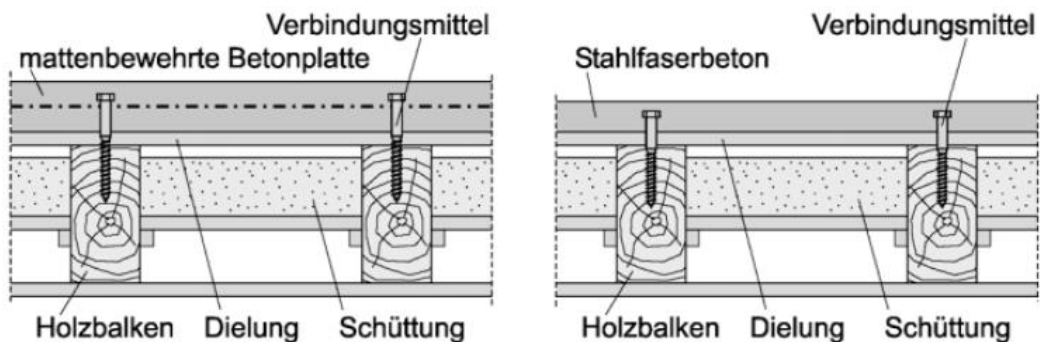


Abb. 18: Wegfall der Betondeckung bei Anwendung von Stahlfaserbeton [22]

Es existieren unterschiedliche Arten von Fasern, welche dem Beton zugeführt werden können [23]:

- Kunststofffasern
- Stahlfasern (längste Erfahrungen)
- Glasfasern
- Naturfasern (selten verwendet aufgrund geringer Alkalibeständigkeit)

Im Zuge dieser Arbeit soll die Anwendung von Stahlfasern näher erläutert werden, da diese auch im Zuge der experimentellen Untersuchung bei den Kleinteil-Scherversuchen verwendet wurden.

Die technische Grundlage für den Stahlfaserbeton ist in der Richtlinie für Faserbeton der österreichischen Vereinigung für Beton und Bautechnik (ÖVBB) [10] verankert. Auch in der Richtlinie für Holz-Beton-Verbunddecken (öbv) [9] wird auf diese Richtlinie verwiesen.

4.1 Betonsorte + Gesteinskörnung

Die einzelnen Stahlfasern werden dem Beton während des Mischvorganges (Zwangsmischer wird empfohlen [24]) beigegeben. Dabei können prinzipiell alle üblichen Betonsorten verwendet werden, jedoch hat die Praxis gezeigt, dass die beste Ausnutzung der Stahlfasereigenschaften erst ab einer Betongüte von C25/30 bis C50/60 gegeben ist. Die Gesteinskörnung spielt bei der Verwendung von Stahlfasern eine wichtige Rolle, da diese die Einbettung der Fasern in den Beton bewerkstelligen. Dabei ist darauf zu achten, dass der Feinkornanteil etwas großzügiger ausfällt, denn dieser Anteil ist der maßgebende der gesamten Gesteinskörnung [24].

Anmerkung: Im Zuge der experimentellen Untersuchung wurde leider ein zu großes Größtkorn ($GK > 32\text{mm}$) vom Betonlieferanten geliefert, welches die Verarbeitung des Betons deutlich erschwert hat.

4.2 Faserdosierung

Die Mindestdosierung von Stahlfasern beträgt 20 kg/m^3 und kann bis zu 100 kg/m^3 erhöht werden [24]. Abhängig von der Belastung des Bauteils und der Faserart, wird dementsprechend die Menge an Stahlfasern pro m^3 Beton gewählt.

Fasern	Empfohlene Faserdosierung [kg/m^3] für	
	herkömmliche Betonierverfahren	Ausgangsmischung von Spritzbeton
Stahlfasern	20 - 40	30 - 60
Kunststoff-Mikrofasern	0,9 - 1,5	0,9 - 2,5
Kunststoff-Makrofasern	3 - 6	4,5 - 9

Abb. 19: Empfohlene Faserdosierung gemäß RL Faserbeton [10]

4.3 Faserarten /-formen

Derzeit kommen unterschiedliche Stahlfasern zur Anwendung, da jeder Stahlfaserhersteller seine eigenen Stahlfasern mit eigenen Stahlfaserformen herstellt. Sie haben allerdings alle dasselbe Ziel, nämlich einen guten Verbund mit dem Beton herzustellen.

4.3.1 Hakenform bzw. Wellenform

Die wohl bekannteste und zeitgleich auch älteste Form der Stahlfaser, stellt die Hakenform dar, wobei der Verlauf bzw. die Form der Stahlfaser innerhalb der beiden Haken vom Hersteller abhängt. Die Stahlfaser in Abb. 20 stellt eine Kombination aus Hakenform und Wellenform dar.



Abb. 20: Kombination aus Hakenform und Wellenform [44]

4.3.2 Blechfasern

Die Blechfasern werden aus Blechen geschnitten, welche zumeist eine geringere Güte aufweisen, sodass die Zugfestigkeit von Blechfasern niedriger ausfallen als im Vergleich zu den anderen Stahlfaserformen. Den Blechfasern können zusätzliche Prägungen hinzugefügt werden, sodass die Verbundeigenschaften dadurch verbessert werden.



Abb. 21: Blechfaser mit Prägungen [44]

4.4 Klassifizierung von Stahlfaserbeton

Die Bemessung des Stahlfaserbetons regelt die Richtlinie Faserbeton [10]. In der Richtlinie wird angeführt, dass der Stahlfaserbeton allein nicht für Deckenplatten oder Träger angewendet werden darf. Es wird aber explizit darauf hingewiesen, dass der Stahlfaserbeton bei Holz-Beton-Verbunddecken als Druckplatte ohne zusätzlich erforderliche Bewehrung verwendet werden darf.

Wie bereits beschrieben, übernehmen die Stahlfasern die Funktion der Zugkraftübertragung im Bauteil.

Für die Bestimmung des entsprechenden Faserbetons sind Bemessungskennwerte festzulegen, anhand dessen der Faserbeton charakterisiert wird:

4.4.1 Druckfestigkeit

Für die Druckfestigkeit des Faserbetons wird gemäß ÖNORM B4710-1 [25] die Druckfestigkeit des Betons der jeweiligen Festigkeitsklasse gewählt (analog zu Stahlbeton).

4.4.2 Biegezugfestigkeit - Erstrissverhalten

Die Biegezugfestigkeit entspricht der Festigkeit (Zustand 1 – ungerissener Beton) bei einem ersten Anriss (Erstriss) bzw. Betonbruch und wird bei üblichen Faserdosierungen von den Stahlfasern nicht beeinflusst. Erst bei sehr hohen Dosierungen an Fasern kann die Biegezugfestigkeit des Betons erhöht werden.

Folgende Biegezugfestigkeitsklassen werden in der Richtlinie Faserbeton [10] definiert:

Tab. 3: Biegezugfestigkeitsklassen nach Richtlinie Faserbeton [10]

Biegezugfestigkeitsklasse ¹⁾	Mindestwert der charakteristischen Biegezugfestigkeit [N/mm ²] $f_{tk,fl}$
BZ 3,0	2,2
BZ 4,5	3,2
BZ 6,0 ²⁾	4,2

4.4.3 Tragfähigkeitsklasse – Nachrissverhalten

Je nachdem, ob ein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit oder ein Nachweis der Tragfähigkeit geführt werden muss, existieren unterschiedliche Faserbetonklassen (G und T).

Tab. 4: Faserbetonklassen T (f_{eqku} -Nachweis der Tragsicherheit) gemäß Richtlinie Faserbeton [10]

Faserbetonklasse	Mindestwert der charakteristischen äquivalenten Biegezugfestigkeit für den Nachweis der Tragsicherheit f_{eqku} [N/mm ²]
T Sonderklasse	> 1,9 unter Angabe von f_{eqku}
T6	1,7
T5	1,4
T4	1,2
T3	0,9
T2	0,7
T1	0,4

Tab. 5: Faserbetonklassen G (f_{eqks} -Nachweis der Gebrauchstauglichkeit) gemäß Richtlinie Faserbeton [10]

Faserbetonklasse ¹⁾	Mindestwert der charakteristischen äquivalenten Biegezugfestigkeit für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit f_{eqks} [N/mm ²]
G Sonderklasse	> 2,2 unter Angabe von f_{eqks}
G 6	1,9
G 5	1,6
G 4	1,4
G 3	1,1
G 2	0,9
G 1	0,5

4.5 Bemessung von Stahlfaserbeton

Die Bemessung des Stahlfaserbetons erfolgt ident zur Bemessung des Stahlbetons mit dem Unterschied, dass das Nachrissverhalten, welches durch die Stahlfasern im Beton hervorgerufen wird, durch die Nachrisszugfestigkeit ergänzt wird. Der ungerissene Zustand (Zustand 1) des Stahlfaserbetons weist die idente Spannungsverteilung wie Stahlbeton im ungerissenen Zustand auf. Erst

im gerissenen Zustand (Zustand 2) treten die Unterschiede zum herkömmlichen Stahlbeton auf. Grundsätzlich besteht die Möglichkeit den Nachweis für Zustand 1 (ungerissen) und für Zustand 2 (gerissen) zu führen. Für statisch relevante Bauteile wird stets der gerissene Zustand als Bemessungsgrundlage angenommen. Die Nachrisszugfestigkeit f_{fku} (charakteristischer Wert) wird durch Umrechnung der äquivalenten Biegezugfestigkeit bestimmt.

Folgende Spannungs-Dehnungslinie darf für den rechnerischen Nachweis der Tragsicherheit angewendet werden:

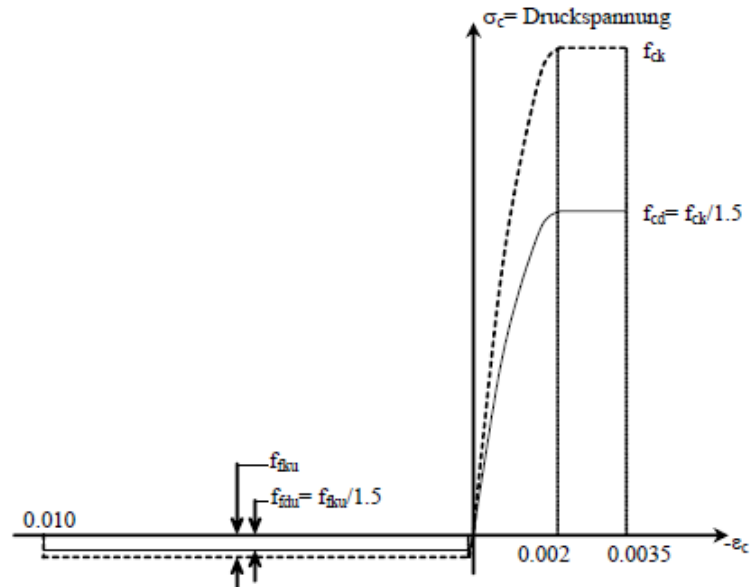


Abb. 22: Spannungs-Dehnungslinie des Faserbetons für den rechnerischen Nachweis der Tragsicherheit [10]

Wird der Nachweis der Tragsicherheit mit Finiten-Elementen geführt, so darf die Betonzugfestigkeit f_{ctk} als maximale Zugspannung im Bauteil angesetzt werden:

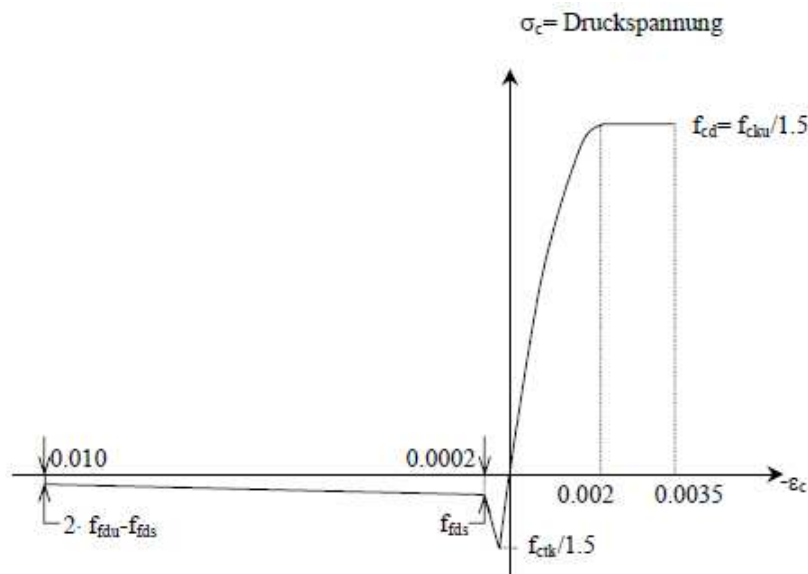


Abb. 23: Spannungs-Dehnungslinie des Faserbetons unter Verwendung von nichtlinearer Finite-Elemente [10]

5 Verbindungsmittel

Die Herstellung des Verbundes zwischen dem Beton und dem Holz kann, wie bereits in Kapitel 2.2 angeführt, durch verschiedene Arten erfolgen. Die Wahl der Verbindungsmittel bzw. -art hängt dabei in erster Linie vom jeweiligen Einsatzgebiet (Neubau, Sanierung) und der erforderlichen Verbundsteifigkeit ab. Im Folgenden werden die Verbindungsmittel, welche auch in der experimentellen Untersuchung angewendet wurden, näher erläutert und deren Einfluss auf das Tragverhalten von HBV-Konstruktionen bestimmt.

5.1 Mechanischer Verbund durch Schrauben

Grundsätzlich können verschiedene Arten von mechanischen Verbindungsmitteln für die Schubkraftübertragung verwendet werden. Um die Schubkraft, welche infolge des Zusammenwirkens von Betonplatte und Holzträger entsteht, zu übertragen, können zum Beispiel Verbundschrauben verwendet werden, welche längs des Holzträgers angeordnet werden. Dabei können diese senkrecht oder schräg in den Holzträger eingeschraubt werden. Durch die Variation des Einschraubwinkels ändert sich die Lastabtragung/Schubkraftübertragung wesentlich.

5.1.1 Senkrecht angeordnete Schrauben – 90°

Bei senkrecht angeordneten Schrauben spielt in erster Rolle die Biegesteifigkeit des Verbindungsmittels und die Lochleibungsfestigkeit der beiden verwendeten Verbundmaterialien eine Rolle.

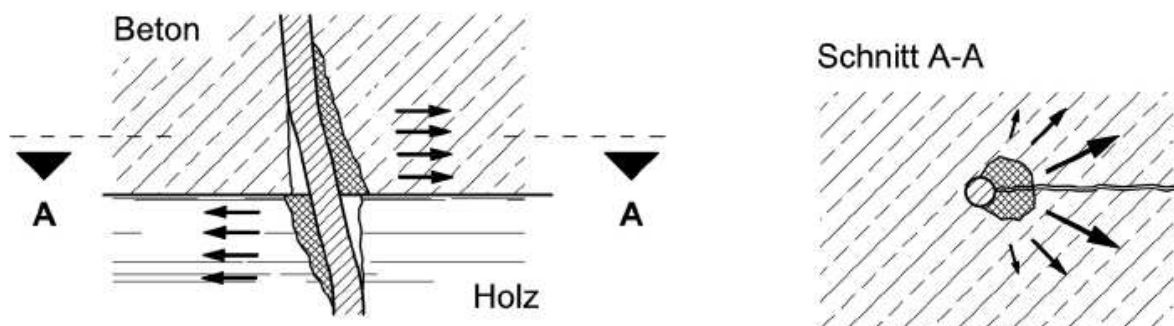


Abb. 24: Schubkraftübertragung bei senkrecht angeordneten Schrauben - Lochleibungsversagen [15]

In Abb. 24 wird exemplarisch das Lochleibungsversagen von Holz und Beton aufgezeigt. Dieses wird wesentlich davon beeinflusst, ob die Betonplatte direkt auf dem Holzträger positioniert ist oder eine Zwischenschicht (verlorene Schalung) hinzukommt. Da diese verlorene Schalung zu meist eine wesentlich schlechtere Lochleibungsfestigkeit als die beiden umgebenden Haupttragerelemente aufweist, verringert sich dadurch die Lochleibungsfestigkeit des Gesamtsystems immens. Daher sollte bei Verwendung einer verlorenen Schalung stets die Schalung im Bereich der Verbindungsmittel ausgenommen werden, sodass die Tragfähigkeit der Verbindung nicht durch die Zwischenschicht negativ beeinflusst wird.

5.1.2 Schräg angeordnete Schrauben – 45° oder 45/135°

Werden Verbindungsmittel verwendet, welche eine geringere Biegesteifigkeit aufweisen, ist eine schräge Anordnung zu empfehlen. Durch die schräge Anordnung werden die Verbindungsmittel hauptsächlich zug- und/oder druckbeansprucht. Dabei spielt die Verankerung im Holz bzw. im Beton eine wesentliche Rolle.

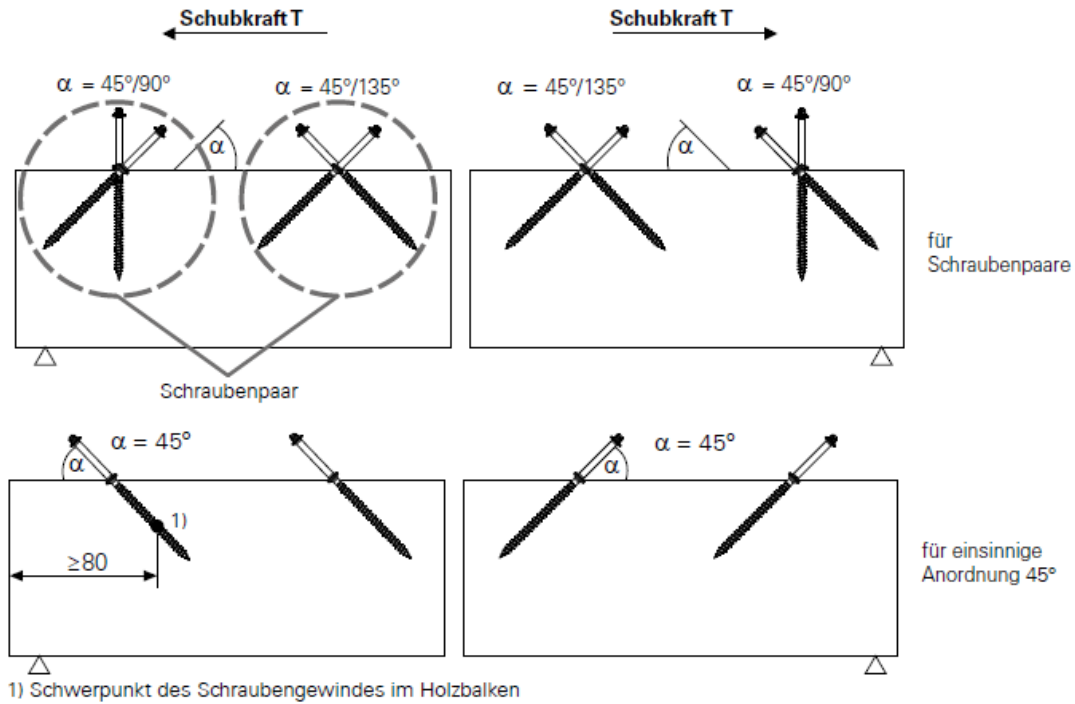


Abb. 25: einsinnige und gekreuzte/paarweise Verschraubung [48]

Wie in Abb. 25 dargestellt, können die Schrauben entweder einsinnig oder gekreuzt angeordnet werden. Bei der gekreuzten Variante wird eine Schraube jeweils zug- und die entgegengesetzte druckbeansprucht. Die Zug- oder Druckbeanspruchung der Schrauben können dabei aus den Winkel Funktionen angewendet auf die jeweilige Schubkraft abgeleitet werden.

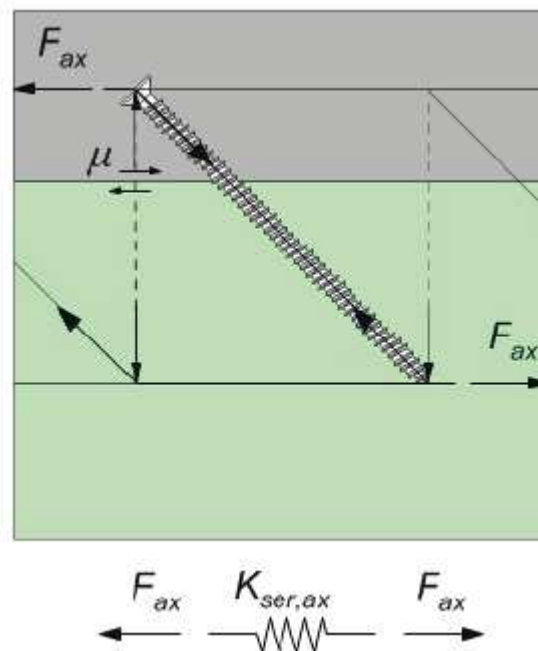


Abb. 26: Einsinnig angeordnete zugbeanspruchte Schraube unter 45° in einer HBV-Decke [26]

Wie aus Abb. 26 ersichtlich, kann ein Fachwerkmodell entlang der Verbundfuge angeordnet werden. F_{ax} stellt dabei die gegensinnige Scherkraft im Beton und im Holz dar, welche sich, je nach Belastung, unterschiedlich hoch entlang der Verbundfuge ausbildet. Die geneigte Schraube unter 45° stellt die Zugstrebe im Fachwerk dar, welche den Beton und das Holz zusammenhält. Im Zuge

der Schubkraftübertragung bildet sich ebenfalls ein Widerstand zufolge Reibung zwischen Beton und Holz aus, welcher durch den Reibungskoeffizienten μ beschrieben wird.

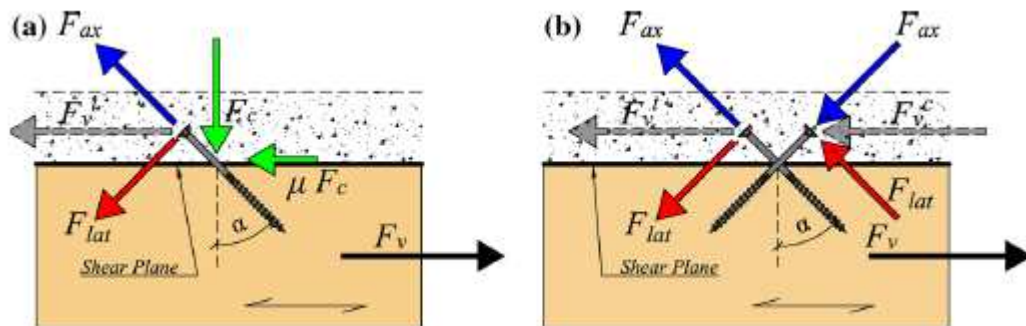


Abb. 27: Mechanisches Modell zur Lastabtragung für einsinnige und gekreuzte Schrauben in Anlehnung an ÖNORM EN 1995-1-1 [27]

Wie in Abb. 27 unter a, dargestellt kann die Schubkraft F_v aufgeteilt werden in eine Kraftkomponente F_{ax} entlang der Schraubenachse und eine Kraftkomponente F_{lat} in einem rechten Winkel dazu. Die beiden resultierenden Kraftkomponenten können mittels Winkelfunktionen wie folgt bestimmt werden:

$$\begin{aligned} F_{ax} &= F_v \cdot \sin \alpha \\ F_{lat} &= F_v \cdot \cos \alpha \end{aligned} \quad (27)$$

Der Winkel α stellt den Einschraubwinkel dar bezogen auf eine vertikale Achse. Da die Schraube neben einer Zugbeanspruchung auch einer Scherbeanspruchung ausgesetzt ist, wird die Nachweisführung bei einsinnigen Schrauben wie folgt geführt:

$$\left(\frac{F_{ax}}{F_{ax,lim}}\right)^2 + \left(\frac{F_{lat}}{F_{lat,lim}}\right)^2 \leq 1 \quad (28)$$

$F_{ax,lim}$ stellt den Widerstand der Schraube gegen axiale Beanspruchung (Zugbeanspruchung) und $F_{lat,lim}$ den Widerstand gegen Abscheren dar. Werden die obigen Formeln in (27) in die Formel in (28) eingesetzt, kann die maximale Scherkraft wie folgt berechnet werden:

$$F_v = \frac{1}{\sqrt{\left[\left(\frac{\sin \alpha}{F_{ax,lim}}\right)^2 + \left(\frac{\cos \alpha}{F_{lat,lim}}\right)^2\right]}} \quad (29)$$

In ÖNORM EN 1995-1-1 [6] sind, gemäß der Theorie von Johansen, Formeln zu finden, welche sechs unterschiedliche Versagensfälle bei Holz-Holz-Verbindungen näher beschreiben. Diese Versagensfälle berücksichtigen jedoch nur reine Abscherbeanspruchungen (Einschraubwinkel 90°).

Eine Erweiterung der Johansen-Theorie wurde von Kavaliauskas [28] erbracht, welcher eine gleichzeitige Abscher- und Zugbeanspruchung berücksichtigt, sowie das starre Verhalten der geneigten Schrauben im Beton beinhaltet. Aus den ursprünglichen sechs Versagensfällen werden schließlich nur drei Versagensfälle, welche das Versagen von geneigten Schraubverbindungen bei HBV-Konstruktionen darstellen sollen. Die drei Versagensfälle lauten wie folgt:

- Mode I: Einbettung der Schraube in das Holz
- Mode II: Einbettung der Schraube in das Holz in Kombination mit einem Fließgelenk in der Verbundfuge
- Mode III: Einbettung der Schraube in das Holz in Kombination mit zwei Fließgelenken

In der folgenden Abbildung sind die drei möglichen Versagensfälle bei schräg angeordneten Schrauben dargestellt:

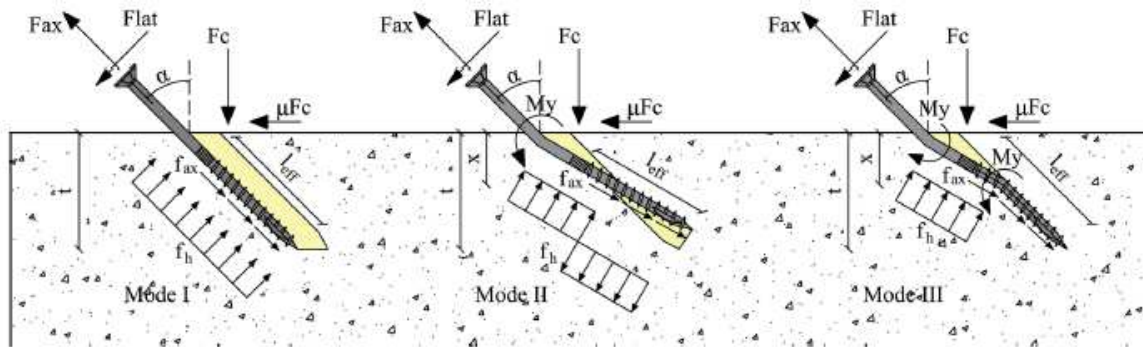


Abb. 28: Drei mögliche Versagensfälle von Holz-Beton-Verbundschrauben [27]

Die charakteristische Schubtragfähigkeit einer einzelnen Schraube parallel zur Schubfuge, welche einer Kombination aus Abscher- und Zugbeanspruchung ausgesetzt ist, kann wie folgt ermittelt werden:

$$F_{v,Rk}^{It} = R_{ax,k}^t \cdot (\sin\alpha + \mu\cos\alpha) + f_{h,k} \cdot d \cdot t \cdot (1 - \mu\tan\alpha) \quad (30)$$

$$F_{v,Rk}^{IIIt} = R_{ax,k}^t \cdot (\sin\alpha + \mu\cos\alpha) + f_{h,k} \cdot d \cdot t \cdot (1 - \mu\tan\alpha) \cdot \left[\sqrt{2} \sqrt{\frac{2M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t^2} \cdot \cos^2\alpha + 1} - 1 \right] \quad (31)$$

$$F_{v,Rk}^{IIIIt} = R_{ax,k}^t \cdot (\sin\alpha + \mu\cos\alpha) + 2 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} \cdot (\cos\alpha - \mu\sin\alpha) \quad (32)$$

mit

$R_{ax,k}^t$ Charakteristische Zugtragfähigkeit der Schraube

$M_{y,Rk}$ Charakteristisches Fließmoment der Schraube

$f_{h,k}$ Charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzes

d Gewindeaußendurchmesser der Schraube

t Einschraubtiefe in das Holz (vertikal von Fuge aus gemessen)

μ Reibkoeffizient zwischen Beton und Holz (=0,25)

Dabei ist die charakteristische Zugtragfähigkeit der Schraube $R_{ax,k}^t$ der kleinere Wert aus der Schraubenzugtragfähigkeit des Gewindeteils im Holz $F_{ax,Rk}$ und der Zugkraftübertragung des Schraubenkopfes in den Beton $F_{ax,Rk,cone}$:

$$R_{ax,k}^t = \min(F_{ax,Rk}; F_{ax,Rk,cone}) \quad (33)$$

$F_{ax,Rk}$ wird entweder gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 [6] mit ÖNORM B 1995-1-1 [45] oder über die jeweilige Schraubenzulassung erfasst. $F_{ax,Rk,cone}$ wird hingegen wie folgt berechnet:

$$F_{ax,Rk,cone} = 0,96 \sqrt{f_{ck}} \pi \cdot h_{eff} \cdot (h_{eff} + d_h) \quad (34)$$

mit

f_{ck} Charakteristische Beton-Zylinderdruckfestigkeit

h_{eff} Effektive Verankerungslänge der Schraube im Beton

d_h Durchmesser Schraubenkopf

Bei gekreuzten Schraubenpaaren darf derselbe Formelapparat angewendet werden, jedoch müssen dabei die Unterschiede in der Lastabtragung berücksichtigt werden. Zum einen, werden sämtliche Druckkräfte direkt in die druckbeanspruchte Schraube eingeleitet, sodass die Druckkraft des Betons zufolge Reibung vernachlässigt werden darf. Zum zweiten, wird die Übertragung der Kräfte in den Beton weiter differenziert, sodass bei der Berechnung von $F_{ax,Rk,cone}$ zwischen der zugbeanspruchten und der druckbeanspruchten Schraube unterschieden werden muss:

$$\begin{aligned} F_{ax,Rk,cone}^t &= F(h_{eff,1}) \\ F_{ax,Rk,cone}^c &= F(h_{eff,2}) \end{aligned} \quad (35)$$

Die Bedeutung der beiden Parameter $h_{eff,1}$ und $h_{eff,2}$ kann der folgenden Abbildung entnommen werden:

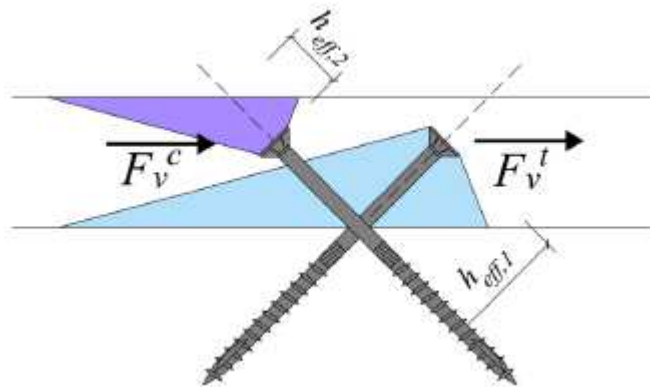


Abb. 29: Bedeutung der Parameter $h_{eff,1}$ und $h_{eff,2}$ bei gekreuzter Verschraubung [27]

Die charakteristische Schubtragfähigkeit eines gekreuzten Schraubenpaares ergibt sich somit zu:

$$F_{v,Rk,th}^{t+c} = \min(F_{v,Rk}^{I t+c}, F_{v,Rk}^{II t+c}, F_{v,Rk}^{III t+c}) \quad (36)$$

5.1.3 Schmid Schrauben RAPID® T-Con

Bei der RAPID® T-Con Schraube handelt es sich um eine selbstbohrende Holz-Beton-Verbinderschraube, welche in der ETA-18/0829 [29], die die DIBt Zulassung Z-9.1-845 [30] ersetzt, verankert ist. Die RAPID® T-Con Schrauben weisen einen Innendurchmesser von 8,0mm und eine Länge von 155mm oder 205mm auf.

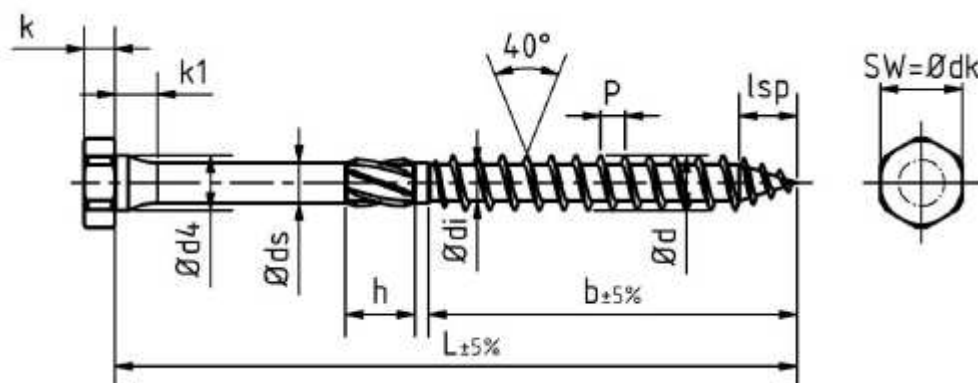


Abb. 30: Geometrieparameter Schmid Schrauben RAPID® T-Con [29]

In der ETA-18-0829 [29] wird auf eine Anwendung mit einem Einschraubwinkel von $\pm 45^\circ$ und 90° eingegangen. Die Dicke der Betonplatte wird für Furnierschichtholz als Grundmaterial mit mindestens 70mm angegeben. Für die Berechnung dürfen unter anderem folgende Kennwerte angesetzt werden:

Tab. 6: Festigkeitseigenschaften gemäß ETA-18/0829 [29]

Charakteristische Zugfestigkeit	22,7 kN
Charakteristisches Bruchdrehmoment	25,6 Nm
Charakteristisches Einschraubdrehmoment	$\geq 1,5 \times 25,6 \text{ Nm}$
Charakteristisches Fließmoment	22,6 Nm

Die Schubfestigkeit F_V [N] für Schmid Schrauben RAPID T-Con mit einem Einschraubwinkel von 45° (zugbeansprucht) mit dem Grundmaterial Furnierschichtholz kann wie folgt bestimmt werden:

$$F_V = 109 \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{520} \right)^{0,8} \quad (37)$$

mit

l_{ef} Einschraubtiefe des Schraubengewindes im Furnierschichtholz in mm

ρ_k charakteristische Dichte des Furnierschichtholzes in kg/m^3

Der Verschiebungsmodul K_{ser} [N/mm] wird in der ETA-18/0829 [29] für das Grundmaterial Furnierschichtholz und einer Schraubenanordnung unter einem Winkel von 45° (zugbeanspruchte Schrauben) wie folgt angegeben:

$$K_{ser} = 144 \cdot l_{ef} \quad (38)$$

Der Verschiebungsmodul K_{ser} hängt somit nur von der Einbindetiefe l_{ef} ab.

5.1.4 ANCON ACC Verbundschraube

Bei der ANCON ACC Verbundschraube handelt es sich, ebenso wie bei der oben genannten Schraube in Kapitel 5.1.3, um eine Holz-Beton-Verbundschraube, welche in der ETA-18/1144 [31] verankert ist. Sie weist einen Innendurchmesser von 5,3 mm auf und die Länge variiert zwischen 165 und 205mm. Die Gewindelänge beträgt bei der ACC 8x165-Schraube 100mm und bei der ACC 8x205-Schraube 130mm. Die ANCON ACC Verbundschrauben werden insbesondere für die kreuzweise Anordnung des Schraubenpaares eingesetzt, da diese, im Gegensatz zu den RAPID T-Con Schrauben, einen Bund (Ring am Schaft) aufweisen, welcher einerseits als Einschraubbegrenzung in das Holz und andererseits als Drucklager für die Schubkraftübertragung bei kreuzweiser Verschraubung dient.

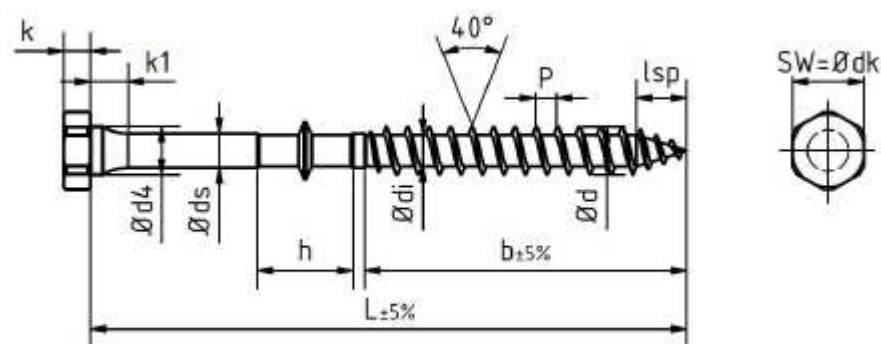


Abb. 31: Darstellung ANCON ACC Verbundschraube [31]

Folgende Festigkeitskennwerte werden für die ANCON ACC Verbundschrauben in der ETA-18/1144 [31] angegeben:

Tab. 7: Festigkeitseigenschaften gemäß ETA-18/1144 [31]

Charakteristische Zugtragfähigkeit	22,7 kN
Charakteristisches Bruchdrehmoment	22,0 Nm
Charakteristisches Einschraubdrehmoment	$\geq 1,5 \times 22,0 \text{ Nm}$
Charakteristisches Fließmoment	22,6 Nm

Die Schubfestigkeit F_V [N] und der Verschiebungsmodul K_{ser} [N/mm] wird mit denselben Formeln wie bereits bei den Schmid Schrauben RAPID T-Con angegeben.

5.2 Kerven

Um eine schubfeste Verbindung zwischen dem Holzträger und der Betonplatte zu bewerkstelligen, können neben Schrauben auch Kerven verwendet werden. Unter Kerven versteht man Einfräsungen in das Holz, welche anschließend mit Beton verfüllt werden und über Formschluss die Schubkraft zwischen dem Beton und dem Holz über die Kervenflanke übertragen.

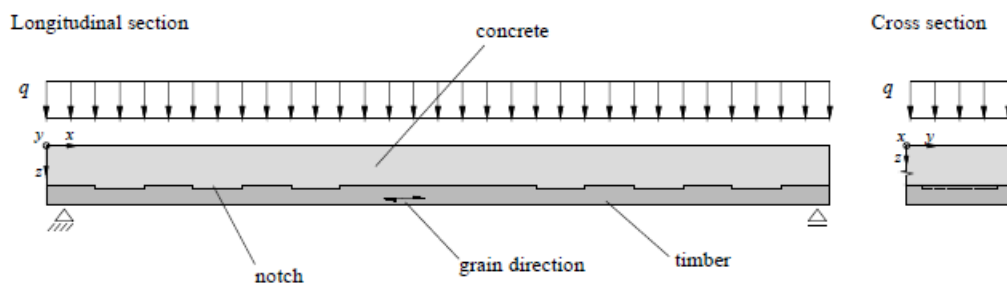


Abb. 32: schematische Darstellung einer HBV-Konstruktion mit Kerven [32]

Die Verwendung von Kerven für den Formschluss zwischen dem Beton und dem Holz erweist sich durch seine geringe Nachgiebigkeit und seiner hohen Tragfähigkeit, als eine ernstzunehmende Alternative zur Schraubenverbindung. Dennoch werden, aufgrund der exzentrischen Lasteinleitung der Längsschubkraft in die Kervenflanke, welche ein Abheben des Betons von dem Holz verursachen, Schrauben in Form von Tellerkopfschrauben, zur Lagesicherung (Abhebesicherung) verwendet [13].

Um Verbindungen mit Kerven zu modellieren, werden oft Fachwerksmodelle, wie sie im Stahlbetonbau (Stabwerksmodelle) bekannt sind, herangezogen:

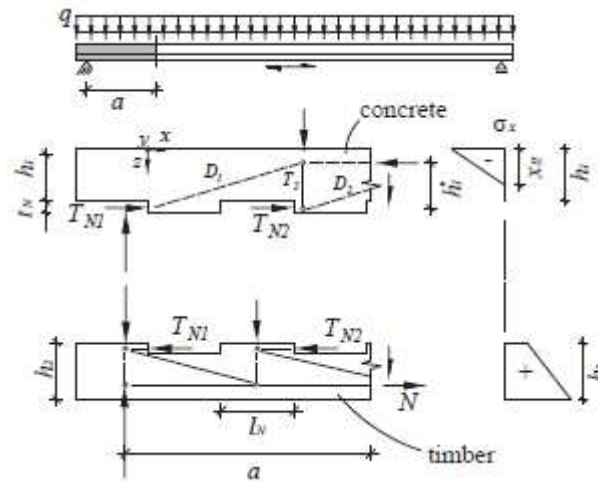


Abb. 33: Lastabtragung mittels Fachwerkmodell bei Kervenverbindung [13]

Aus Abb. 33 ist zu erkennen, dass die Kerven die Schubkraft unter Druckbeanspruchung über die Kervenflanke übertragen und dass zusätzlich eine vertikale Zugkraftkomponente (in Abb. 33: T_2) aus der Exzentrizität der Lastübertragung (Schwerpunktsachse des Betons) zur Kervenflankenposition entsteht. Diese Zugkraftkomponente muss daher über eine lagesichernde Schraube aufgenommen werden:

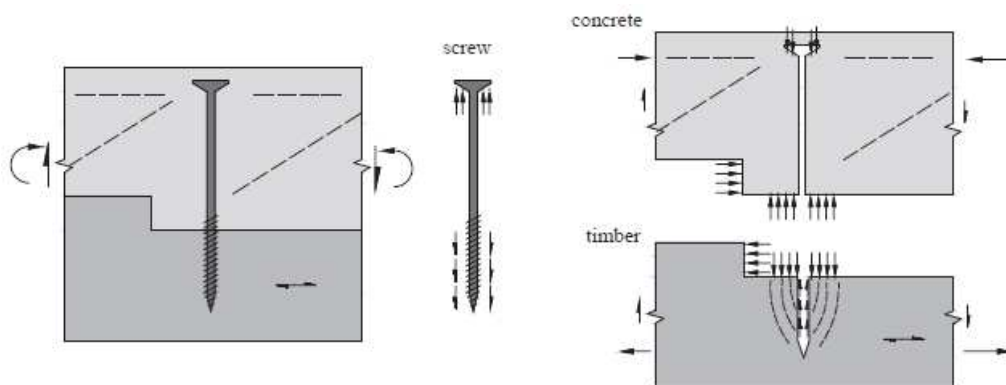


Abb. 34: Abhebende Lagesicherung durch Schraube in Kerve [13]

In der folgenden Abbildung Abb. 35 sind die wichtigsten Kenngrößen einer Kervenverbindung angegeben. In diesem Abschnitt werden deren Einfluss auf die Tragfähigkeit der Kerve näher betrachtet.

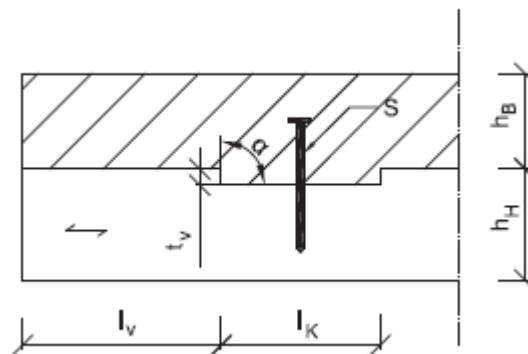


Abb. 35: Wichtigsten Kenngrößen einer Kervenverbindung [13]

mit

- l_V Vorholzlänge
- l_K Kervnlänge
- t_V Kervertiefe
- α Neigungswinkel Kervenflanke
- h_H Höhe Holz
- h_B Höhe Beton
- S Abhebesicherung durch z.B. Tellerkopfschraube

5.2.1 Vorholzlänge l_V

Michelfelder [12] erkannte im Zuge seiner experimentellen Untersuchung, dass die Vorholzlänge maßgeblich die Tragfähigkeit der Verbindung beeinflusst. Je größer die Vorholzlänge gewählt wurde, umso größer wurde die wirksame Scherfläche, welche ein Abscheren des Vorholzes verhindert/minimiert, sodass es zu einer Erhöhung des Verschiebungsmoduls und somit auch der Traglast der Kervenverbindung kam.

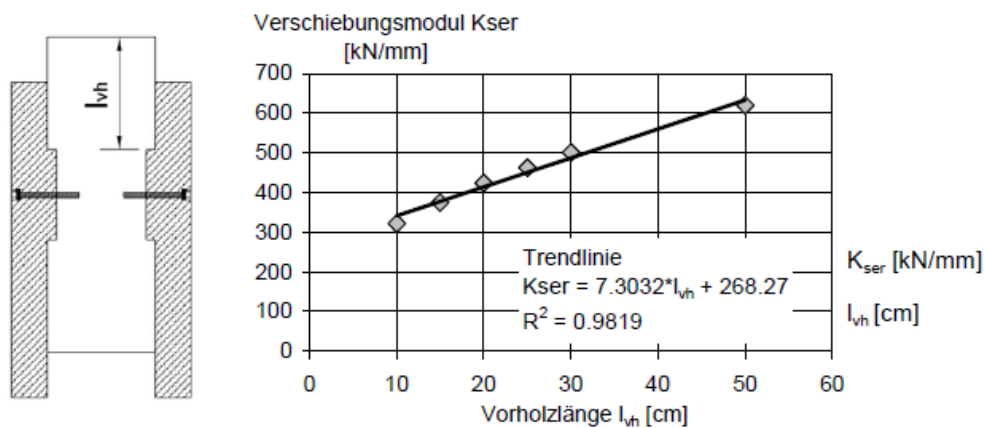


Abb. 36: Experimentelle Untersuchung – Abhängigkeit von Vorholzlänge zu Verschiebungsmodul [12]

Aus Abb. 36 lässt sich erkennen, dass der Verschiebungsmodul bei einer Erhöhung der Vorholzlänge von 10 bis 50 cm sich mit einem fast linearen Anstieg verdoppelt.

5.2.2 Kervnlänge l_K

Kudla [13] betont in seiner Arbeit, dass ein sinnvolles Verhältnis zwischen der Kervertiefe und der Kervnlänge gewählt werden soll. Es wird empfohlen eine Kervnlänge von mindestens 200mm zu wählen. Eine geringere Kervnlänge hat zwar keinen direkten Einfluss auf die Tragfähigkeit, jedoch liegen für 200mm Kervnlänge die meisten Untersuchungen/Ergebnisse (numerische und experimentelle) vor.

5.2.3 Kervertiefe t_V

Michelfelder [12] erkannte im Zuge seiner experimentellen Untersuchung, dass die Kervertiefe einen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbindung hat. Je größer die Kervertiefe gewählt wurde, umso höher wurde die Traglast.

Bereits 1950 konnte Stephan [12] zeigen, dass die maximale Schubspannung im Vorholz mit zunehmender Kervertiefe geringer wird. Dabei ist anzumerken, dass die einwirkende Druckspannung ebenso geringer wird, da die Querschnittsfläche der Kervenflanke dadurch größer wird.

5.2.4 Neigungswinkel Kervenflanke

Bekanntlich ziehen Kanten und Ecken Spannungen an, so auch die Kervenflanke. Wird die Kervenflanke senkrecht ausgeführt, führt dies zu Querkzugspannungen, welche ein Abscheren des Vorholzes zufolge Schub begünstigen.

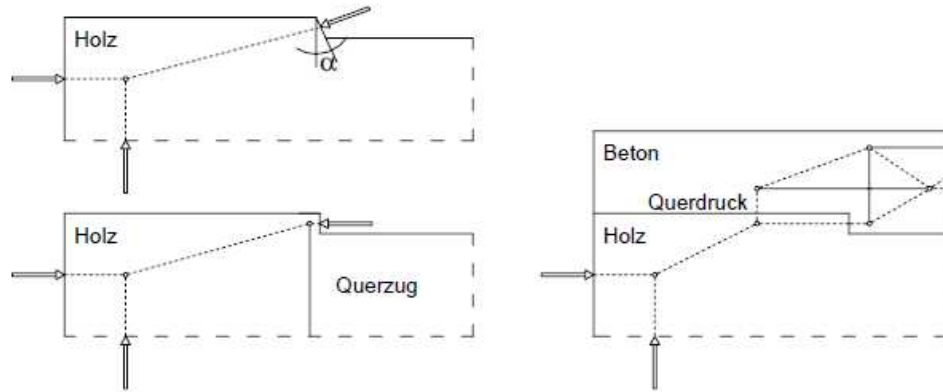


Abb. 37: Variation des Neigungswinkels der Kervenflanke und deren resultierender Lastabtrag [12]

Jedoch konnte Michelfelder [12] zeigen, dass diese für den Fall des Verbundes zwischen Holz und Beton vernachlässigbar klein sind, da eine Druckkraft aus dem Beton auf das Vorholz dieser entgegenwirkt. Im Zuge der Untersuchung von Michelfelder [12] wurde herausgestellt, dass ein flacherer Neigungswinkel geringere Hauptspannungen in der Umgebung der Kervenflanke mit sich zieht, aber grundsätzlich die Verbindungssteifigkeit vermindert.

5.2.5 Bemessung Kervenverbindung

Um eine Kervenverbindung auf deren Tragfähigkeit bemessen zu können, müssen die möglichen Versagensfälle näher betrachtet werden.

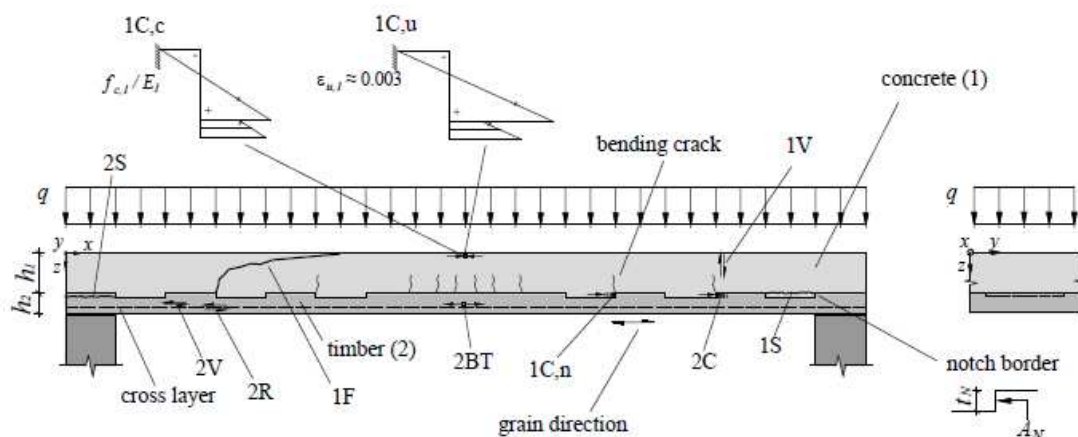


Abb. 38: Mögliche Versagensfälle einer HBV-Konstruktion mit Kerben in der Schubfuge [32]

In Abb. 38 werden die möglichen Versagensfälle angeführt, welche zwischen einem Versagen im Holz (1) und einem Versagen im Beton (2) differenzieren. Nachfolgend werden die wichtigsten Versagensfälle angeführt, welche ausschließlich die Kerbenverbindung betreffen:

- 1C,n Beton-Druckversagen Kervenflanke
- 1S..... Beton-Schubversagen Kerbe
- 2C..... Holz-Druckversagen Kervenflanke
- 2S..... Holz-Schubversagen

Einen wesentlichen Aspekt bei der Differenzierung der angeführten Versagensfälle spielt die Art des Bruches. Es kann davon ausgegangen werden, dass die angeführten Druckversagensfälle duktilen Versagen und die Schubversagen sprödes/schlagartiges Versagen darstellen.

Der Versagensfall 1C,n stellt das Versagen auf der druckbeanspruchten Kervenflanke im Beton dar. Wie in Abb. 38 zu erkennen, entstehen senkrecht zur eingeleiteten Schubkraft in die Kervenflanke Kerbrisse im Beton (aufgrund von Querkzugbeanspruchung-siehe Schönborn [33]), welche bei zunehmender Belastung ein, an den Kerbriss anschließendes, Versagen hervorrufen können. Das Beton-Druckversagen an der Kervenflanke kann wie folgt nachgewiesen werden:

$$F_{\text{Teilchenpressung}} = f_{\text{Modell}} \cdot b_V \cdot t_V \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \frac{l_k}{180} \quad (39)$$

mit

f_{Modell} Modellfaktor (=2,25 für Konsolversagen Beton)
b_V Kervenbreite
t_V Kerventiefe
f_{ck} Charakteristische Betondruckfestigkeit
l_k Längenkorrekturfaktor für Einfluss Kervlänge auf Zugspannung

Der Versagensfall 1S stellt das Abscheren des Betons entlang der Kerbe dar. Dieses wird in erster Linie von der Kervenbreite und der Kervlänge beeinflusst. Je kleiner diese beiden Parameter gewählt werden, umso höher ist die Gefahr, dass Schubversagen des Betons auftritt, da dadurch die Schubfläche (=Abscherfläche) minimiert wird, sodass die Schubspannungen im Beton größer werden.

Das Beton-Schubversagen kann somit wie folgt nachgewiesen werden (Achtung: im Gegensatz zu den anderen Nachweisformaten der restlichen Versagensmodi handelt es sich hierbei um einen Bemessungswert/Designwert -> keine weitere Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten erforderlich!):

$$F_{Rd} = f_{\text{Modell}} \cdot 2,4 \cdot A_h \cdot \tau_{Rd} \quad (40)$$

mit

f_{Modell} Modellfaktor (=2,55 für Schubversagen Beton)
A_h Abscherfläche des Betons (= $l_V \cdot b_V$)
τ_{Rd} Bemessungswert der Schubspannung (= $0,09 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}}$)

Der Versagensfall 2C beschreibt ein Druckversagen des Holzes an der Kervenflanke. Dieses wird beeinflusst von der Kervenbreite und der Kerventiefe (=Kontaktfläche Holz - Kervenflanke). Bei der Nachweisführung handelt es sich um einen üblichen Druckspannungsnachweis, da keine weiteren Effekte dieses Versagen beeinflussen. Das Druckversagen von Holz an der Kervenflanke wird wie folgt beschrieben:

$$F_{\text{Druck,Holz,k}} = f_{\text{Modell}} \cdot A_{\text{Verbindung}} \cdot f_{c,\alpha,k} \cdot k_\alpha \quad (41)$$

mit

f_{Modell} Modellfaktor (=1,2 für Druckversagen Holz)
$A_{\text{Verbindung}}$ Kontaktfläche Holz - Kervenflanke (= $b_V \cdot t_V$)
$f_{c,\alpha,k}$ Charakteristische Holzdruckfestigkeit unter Neigungswinkel α zur Faser
k_α Korrekturbeiwert

Das Holz-Schubversagen wird in Abb. 38 mit der Kurzdefinition 2S bezeichnet. Es handelt sich hierbei um ein sprödes Versagen, welches bei Überschreiten der Schubfestigkeit des Holzes zu einem Abscheren des Vorholzes führt. Je geringer die Kerventiefe bzw. Kervenbreite, umso höher

ist die zu übertragende Schubspannung. Schönborn [33] konnte im Zuge seiner experimentellen Untersuchung von Schubkerfen zeigen, dass die Vorholzlänge für die Bemessung der Kerfe in Bezug auf das Abscheren von Holz einen maßgebenden Parameter darstellt. So stellte sich heraus, dass ab einer gewissen Vorholzlänge das Schubversagen des Holzes ausgeschlossen werden konnte. Folgender Ausdruck kann für die Definition des Schubversagens von Holz angewendet werden:

$$F_{Abscher,Holz,k} = f_{Modell} \cdot b_V \cdot t_V \cdot 8 \cdot f_{v,k} \quad (42)$$

mit

f_{Modell} Modellfaktor (=1,0 für Schubversagen Holz)
b_V Kervenbreite
t_V Kerventiefe
$f_{v,k}$ Charakteristische Holzschubfestigkeit

Die angegebenen Formeln für die einzelnen Versagensfälle einer Kervenverbindung wurden aus [33] entnommen.

6 Experimentelle Untersuchung - Scherversuche

Im Zuge dieser Arbeit wurden Kleinbauteil-Scherversuche mit unterschiedlichen Prüfkörpervarianten durchgeführt. Das Ziel dabei war es durch Verwendung unterschiedlicher Verbindungsmittel zwischen Beton und Holz die Steifigkeitsunterschiede der Verbundfuge festzustellen und die unterschiedlichen Versagensformen der einzelnen Varianten näher zu beobachten. Hauptaugenmerk liegt dabei auf der Gegenüberstellung von Verbund mittels Formschluss (Kerven) und Verbund mittels stiftförmigen Verbindungsmittel (HBV-Schrauben). Die Ergebnisse liefern Last-Verschiebungs-Diagramme aus denen der Verschiebungsmodul der Verbundfuge und die Traglast resultiert.

6.1 Prüfkörperherstellung

Die Prüfkörperherstellung erfolgte bei der Firma LuxBau GmbH auf deren Bauhof in Hainfeld, unweit entfernt von der Firma Schmid Schrauben, wo die eigentliche Prüfung stattgefunden hat. Als erstes wurde der LVL-Träger (Gesamtlänge 2500mm, Breite: 63mm) auf eine Länge von 60cm zugeschnitten. Darauf folgend wurde die Schalung für den Beton zugeschnitten und zusammengesetzt. Dabei wurde der LVL-Träger mittig in die Schalung gesetzt. Die Schalung ist für alle Versuchsserien gleich, da jede Versuchsserie dieselben Außenabmessungen besitzt.

Der Ablauf des Zusammenbaus ist in der folgenden Grafik zusammengestellt:



Abb. 39: Zuschnitt LVL und Zusammenbau Schalung

6.2 Prüfkörpergeometrie

Die Festlegung der Prüfkörpergeometrie erfolgte in Anlehnung an das EAD-Dokument 130090-00-0303 [34], welches für die Erlangung einer Europäischen Technischen Bewertung (European Technical Assessment) für stiftförmige Verbindungsmittel bei Holz-Beton-Verbunddecken dient.

Durch die Kombination des EAD-Dokumentes [34] mit der jeweiligen Schraubenzulassung (ETA) der verwendeten Schraube, wurden die zulässigen Schraubenabstände und deren Anordnung definiert.

Es wurden insgesamt fünf Versuchsserien zu je sechs Prüfkörper (gesamt: 30 Prüfkörper) hergestellt, welche mit S_x (S_5+1 , S_1 , S_2 , S_3 , S_4 , S_5) durchnummeriert wurden. Der erste Prüfkörper einer jeder Versuchsserie erhielt die Bezeichnung S_5+1 , mit welchem die Höchstlast bestimmt und nachfolgend bei Bedarf die geschätzte Höchstlast korrigiert wurde.

In den folgenden Unterkapiteln werden alle Versuchsreihen aus der experimentellen Untersuchung dargestellt:

6.2.1 LVL + Faserbeton einsinnige Verschraubung Rapid T-Con 8x155 45° – 3 Schrauben

Diese Versuchsserie ist charakterisiert durch eine einsinnige Verschraubung mit insgesamt 3 Schrauben des Typs Rapid T-Con 8x155 des Herstellers Schmid Schrauben Hainfeld GmbH mit der Zulassung ETA-18/0829 mit einem Schraubenabstand von jeweils 150mm, welche mittig im LVL-Träger unter einem Winkel von 45° ohne Vorbohren angeordnet wurden. Die Abmessungen und die Geometrie können der folgenden Abbildung entnommen werden:

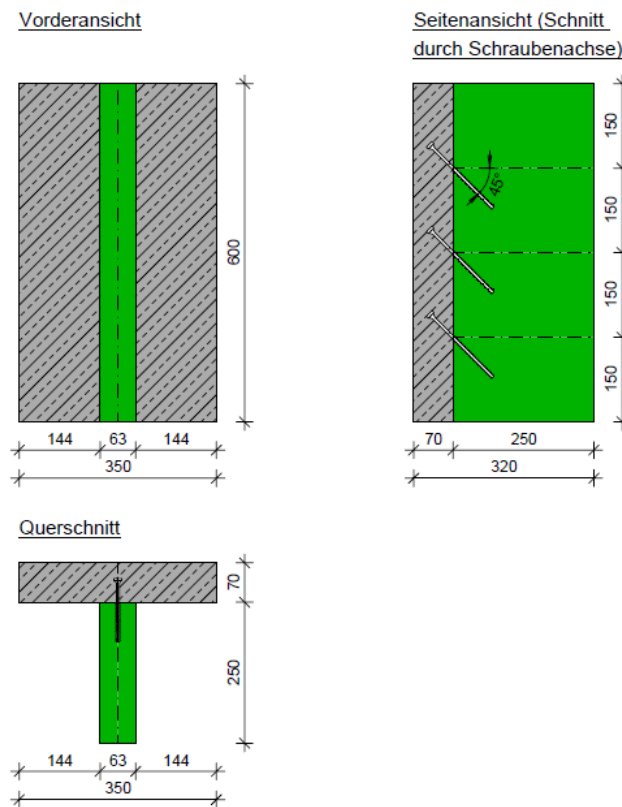


Abb. 40: Versuchsserie Rapid T-Con 8x155 einsinnige Verschraubung (3 Schrauben)

Als Aufbeton für den LVL-Träger wurde Stahlfaserbeton mit einer Stärke von 70mm und der Betonfestigkeitsklasse C25/30 B1 FaB T3 G3 BZ4,5 F45 GK32 verwendet. Dieser wurde als Transportbeton von der Firma Rohrdorfer aus Rohrbach geliefert, wo er in die einzelnen Schalungen verteilt wurde.

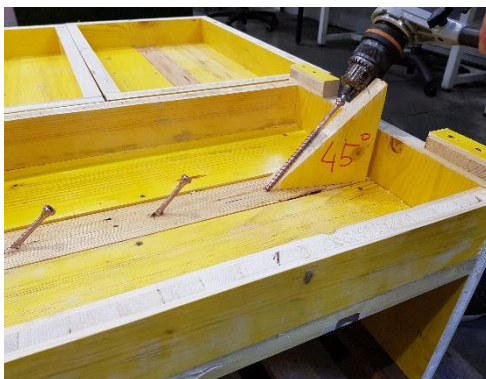


Abb. 41: Anordnung Schrauben unter 45° und anschließendes Betonieren

6.2.2 LVL + Faserbeton gekreuzte Verschraubung ANCON ACC 8x205 45/135° – 6 Schrauben (3 Schraubenpaare)

Diese Versuchsserie ist charakterisiert durch eine gekreuzte Verschraubung mit gesamt 3 Schraubenpaaren (6 Schrauben) des Herstellers ANCON des Typs ACC 8x205mm mit der Zulassung ETA-18/1144 mit einem Schraubenkreuzabstand von jeweils 150mm und einem Achsabstand zueinander von 15mm, welche in einem Winkel von 45° und 135° verschraubt wurden. Die Abmessungen und die Geometrie können der folgenden Abbildung entnommen werden:

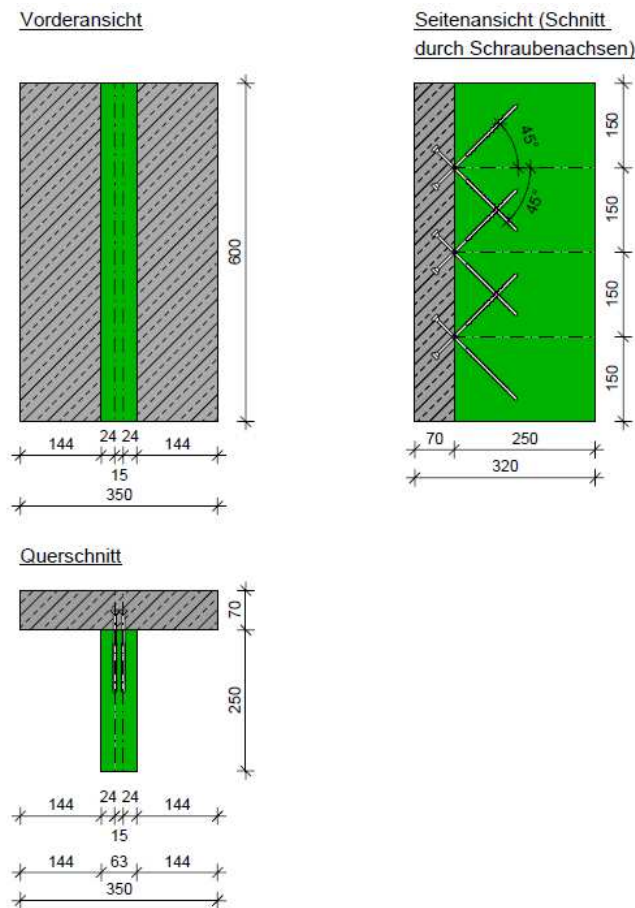


Abb. 42: Versuchsserie ANCON ACC 8x205 45/135° 3 Schraubenpaare (6 Schrauben gesamt)

Als Aufbeton kam derselbe Beton wie bereits bei der ersten Versuchsserie zur Anwendung:



Abb. 43: Anordnung Schrauben 45°/135° und anschließendes Betonieren

6.2.3 LVL + Faserbeton gekreuzte Verschraubung ANCON ACC 8x165 45/135° – 6 Schrauben (3 Schraubenpaare)

Um den Einfluss der Einschraublänge auf den Verschiebungsmodul festzustellen, wurde derselbe Aufbau wie bei der Versuchsserie in Kapitel 6.2.2 gewählt, jedoch mit dem Unterschied, dass kürzere Schrauben (kürzere Gewindelänge) ACC 8x165mm verwendet wurden.

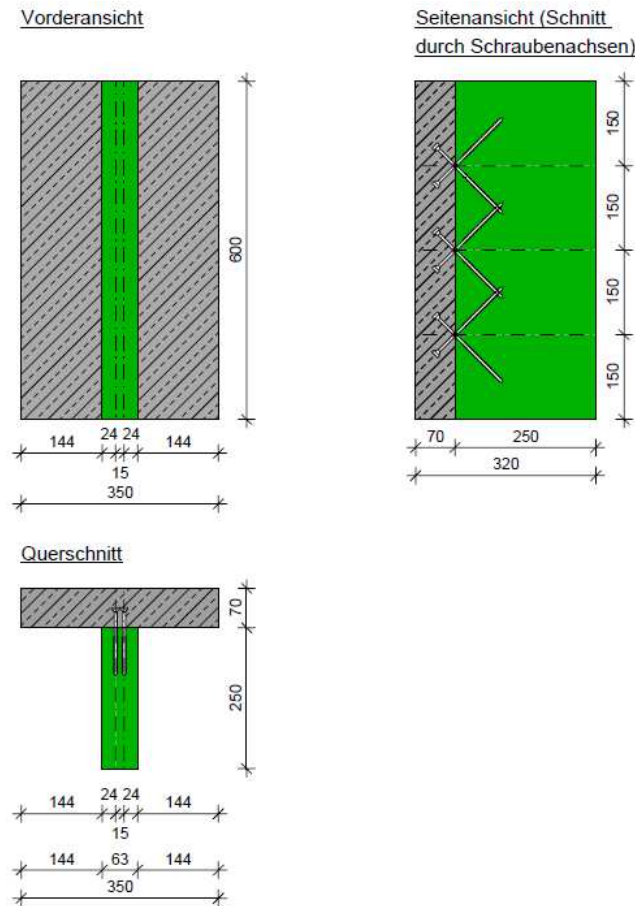


Abb. 44: Versuchsserie Ancon ACC 8x165 45/135° 3 Schraubenpaare (6 Schrauben gesamt)

Als Aufbeton kam wieder derselbe Beton wie bereits bei der ersten Versuchsserie zur Anwendung.

6.2.4 LVL + Faserbeton mit einer Kervertiefe 20 mm

Wie bereits in Kapitel 5.2 angeführt, können neben stiftförmigen Verbindungsmittel wie z.B. Schrauben auch Kerfen für den Formschluss zwischen der Betonplatte und dem LVL-Träger angewendet werden. Dabei wurde die Vorholzlänge mit 200mm und die Kerfentiefe ebenso mit 200mm gewählt. Die Kerfentiefe beträgt bei dieser Versuchsserie 20mm. Zur Lagesicherung wurde eine Tellerkopfschraube des Typs StarDrive GPR S-20 8,0x80/54 gewählt, welche mittig in die Kerfe im LVL-Träger eingeschraubt wurde. Sie wurde bewusst etwas kleiner gewählt, sodass die Tellerkopfschraube bei der Lastabtragung kaum einen Einfluss hat und nur zur Lagesicherung zwischen dem Beton und dem Holz dient.

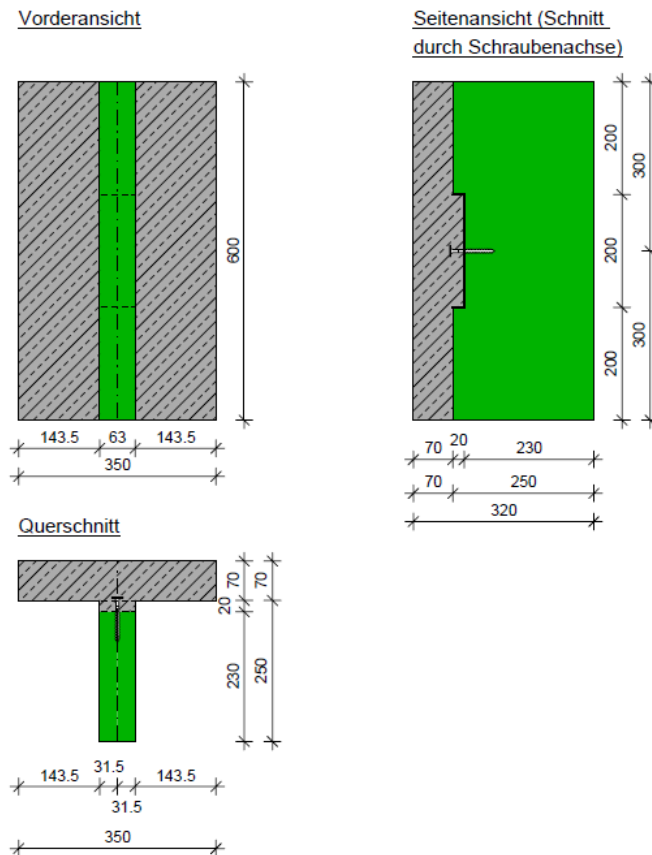


Abb. 45: Versuchsserie Kervertiefe 20mm

In der folgenden Abbildung ist die Versuchsserie mit der Kervertiefe 20mm dargestellt:



Abb. 46: Anordnung Kerfe mit Kervertiefe 20mm und anschließendes Betonieren

6.2.5 LVL + Faserbeton mit einer Kervertiefe 30 mm

Um den Einfluss der Kervertiefe auf den Verbund zwischen der Betonplatte und dem LVL-Träger festzustellen, wurde bei dieser Versuchsserie eine Kervertiefe von 30mm bei gleichbleibender Geometrie gewählt. Dabei wurde zur Lagesicherung dieselbe Tellerkopfschraube wie in Kapitel 6.2.4 gewählt.

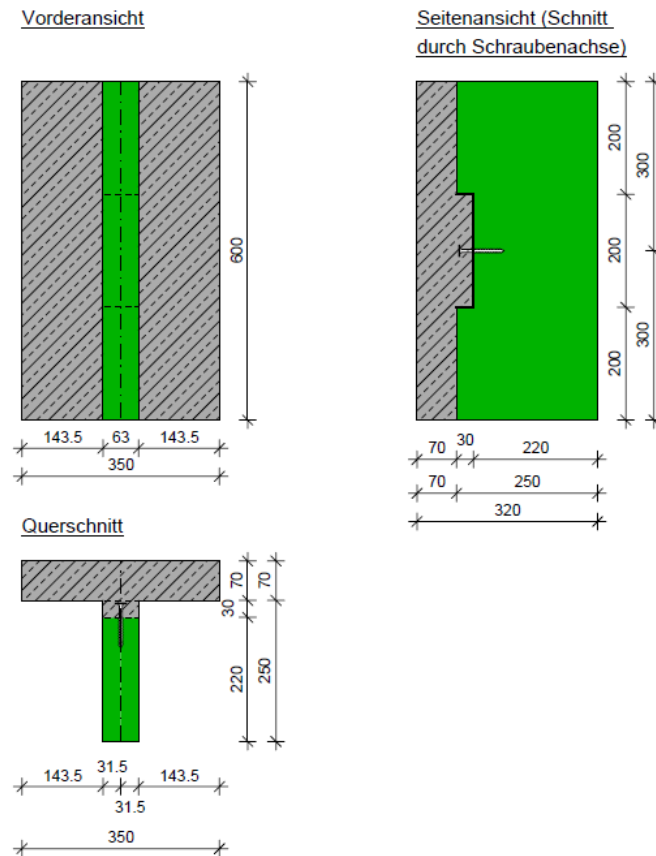


Abb. 47: Versuchsserie Kervertiefe 30mm

Als Aufbeton wurde derselbe Beton, wie bei den restlichen Versuchsserien verwendet.



Abb. 48: Anordnung Kerne mit Kervertiefe 30mm und anschließendes Betonieren

6.3 Furnierschichtholz – LVL

Als Holzträger wurde Furnierschichtholz (zu Englisch „laminated veneer lumber - LVL“) des Herstellers Stora Enso des Typs S verwendet. Der Typ S ist für Balken/Träger vorgesehen, da alle Furnierlagen in eine Richtung weisen, nämlich der Längsrichtung. Dies hat den Vorteil, dass sich durch die Anordnung der einzelnen Furnierlagen in eine Richtung die Festigkeitseigenschaften verbessern. Das Holz wurde mit einer Breite von 63mm und einer Höhe von 250mm bestellt und geliefert und gehört einer Liefercharge an.

Die Festigkeitseigenschaften des verwendeten Furnierschichtholzes können aus der Abb. 16 entnommen werden.

6.3.1 Ermittlung der Rohdichte

Die Ermittlung der Rohdichte des verwendeten LVL wurde gemäß DIN 52182 [35] durchgeführt. Dabei wurden acht, der bereits auf eine Länge von 2500 mm zugeschnittenen, LVL-Träger auf eine Waage gestellt und deren Abmessungen protokolliert. Folgende Rohdichten wurden anhand dessen bestimmt:

Tab. 8: Ermittlung Rohdichte LVL gemäß DIN 52182 [35]

Probe	Breite mm	Höhe mm	Länge mm	Masse kg	Rohdichte_feucht kg/m ³
1	64	250	2500	20,92	523,00
2	63	249	2500	20,94	533,95
3	63	249	2500	20,54	523,75
4	64	251	2500	19,90	495,52
5	63	250	2500	20,26	514,54
6	65	250	2500	20,82	512,49
7	63	248	2500	20,60	527,39
8	62	250	2500	20,26	522,84
Mittelwert Rohdichte_feucht:					519,18 kg/m³

6.3.2 Ermittlung des Feuchtegehaltes des Holzes

Für die Ermittlung der Holzfeuchte kamen zwei Methoden zur Anwendung:

- Widerstandsmethode nach ÖNORM EN 13183-2 [36]
- Darmmethode nach ÖNORM EN 13183-1 [37]

Die Widerstandsmethode kam direkt nach den Druckversuchen zur Anwendung. Dabei wurde jeweils die Holzfeuchte in der Mitte des Furnierschichtholzes, 3cm entfernt von der Verbundfuge, gemessen. Da es sich jedoch bei der Widerstandsmethode um kein genaues Verfahren, sondern um ein Schätzverfahren handelt, variieren die Werte von Probekörper zu Probekörper bzw. Stelle des Messens immens. Aus diesem Grund sind zwar die Ergebnisse der Messung in Tab. 9 angegeben, jedoch werden diese nicht für die weiteren Berechnungen verwendet.



Abb. 49: Widerstandsmethode nach ÖNORM EN 13183-2 [36] am Probekörper S4 der Versuchsreihe Kervertiefe 30mm

Wie in Tab. 9 zu erkennen, weisen die ermittelten Werte für die Holzfeuchte der Probekörper alle über 22% Holzfeuchte auf und besitzen untereinander eine hohe Streuung, obwohl das Furnierschichtholz einer Liefercharge angehört und unter denselben Bedingungen gelagert worden ist. Die grün markierten Werte symbolisieren jene Prüfkörper, aus denen Proben für die Darrtrocknung entnommen wurden.

Tab. 9: Feuchtegehalt LVL bestimmt mit Widerstandsmethode gemäß ÖNORM EN 13183-2 [36]

w_feucht [%]	K30	K20	ACC 8x165	ACC 8x205	T-Con 8x155
S5+1	23,1 %	22,3 %	24,2 %	25,1 %	26,3 %
S1	23,5 %	29,2 %	24,1 %	28,4 %	23,5 %
S2	22,9 %	23,1 %	22,5 %	23,4 %	25,1 %
S3	24,1 %	22,1 %	24,8 %	24,2 %	22,7 %
S4	24,5 %	29,3 %	23,5 %	24,0 %	23,7 %
S5	25,2 %	22,5 %	27,7 %	28,9 %	24,1 %

Die Darrmethode gemäß [37] wurde nach der Versuchsdurchführung durchgeführt. Zuvor wurden direkt nach der Prüfung von jeder Versuchsserie jeweils eine Probe aus dem Furnierschichtholz herausgeschnitten. Die Proben wurden alle aus der Verbundfuge entnommen, da uns die Werte in genau diesem Bereich interessieren, wobei diese den gesamten Querschnitt des Furnierschichtholzes (b=63mm) enthalten. Die fünf Proben aus den fünf Versuchsserien wurden erstmals gewogen und somit dessen Masse im „feuchten“ Zustand bestimmt und protokolliert. Anschließend gelangen die Proben in einen Trockenschrank, in welchem die Proben bei $103 \pm 2^\circ\text{C}$ getrocknet werden. Nach dem Trocknungsvorgang werden die Proben erneut auf eine Waage gestellt und deren Masse bestimmt und protokolliert. Um nun die Holzfeuchte zu berechnen, wird folgende Formel angewendet werden, welche den Feuchtegehalt in Prozent angibt:

$$w = \frac{m_f - m_d}{m_d} \cdot 100 \quad (43)$$

mit

w Feuchtegehalt in %

m_f Masse im feuchten Zustand

m_d Masse im darrgetrockneten Zustand

Die Massen der Probekörper und die Ermittlung der Holzfeuchten in Prozent ist in folgender Tabelle angegeben:

Tab. 10: Holzfeuchte nach Darrtrocknen gemäß ÖNORM EN 13183-1 [37]

Proben	K30 S2	K20 S5+1	ACC 8x165 S5	ACC 8x205 S1	T-Con 8x155 S5+1
m_f [g]	201,8	288,8	210,8	189,5	248,9
m_d [g]	186,0	265,8	195,1	174,1	228,9
w [%]	8,49	8,65	8,05	8,85	8,74
w_{mittel} [%]	8,56				

6.3.3 Beton

Für die Betonplatte wurde Stahlfaserbeton der Klasse C25/30 B1 FaB T3 G3 BZ4,5 F45 GK32 mit einem Fasergehalt von 30kg/m^3 verwendet. Als Stahlfasern wurde die übliche Faserform mit Hakenform gewählt.



Abb. 50: Verwendete Stahlfasern im Stahlfaserbeton

Die Bedeutung der einzelnen Abkürzungen kann dem Kapitel 4 entnommen werden. Anzumerken ist, dass der gelieferte Beton teilweise ein weitaus größeres Größtkorn aufwies, als die vorgegebenen 32mm. Weiters fehlte beim Betonieren ein Rüttler, welcher das Verdichten wesentlich erleichtert hätte. So musste der Beton per Hand und Maurerkelle verdichtet werden.

Folgende Festigkeitseigenschaften weist der verwendete Beton auf:

Tab. 11: Festigkeitseigenschaften des verwendeten Stahlfaserbeton [10], [25]

Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	25 N/mm ²
Charakteristische Würfeldruckfestigkeit	30 N/mm ²
Mindestwert der charakteristischen äquivalenten Biegezugfestigkeit für den Nachweis der Tragsicherheit f_{eqku} (T3)	0,9 N/mm ²
Mindestwert der charakteristischen äquivalenten Biegezugfestigkeit für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit f_{eqks} (G3)	1,1 N/mm ²
Mindestwert der charakteristischen Biegezugfestigkeit $f_{ftk,fl}$ (BZ4,5)	3,2 N/mm ²

6.4 Versuchsaufbau

Die Prüfung der einzelnen Versuchsserien erfolgte bei der Firma Schmid Schrauben Hainfeld GmbH in Hainfeld. Dabei wurde die Prüfmaschine des Herstellers Zwick/Roell vom Typ Z400 verwendet, welche eine maximale Höchstlast von 400 kN erreichen kann. Um die Relativverschiebung zufolge Lastaufbringung zwischen der Betonplatte und dem Furnierschichtholzträger zu messen, wurden auf beiden Seiten des Furnierschichtholzträgers auf selber Höhe ($H/2=300\text{mm}$) 30mm von der Betonplattenunterkante entfernt zwei Wegaufnehmer befestigt, welche in das Holz verschraubt wurden. Als Gegenstück zum Wegaufnehmer wurden L-Winkel verwendet, welche mit einem Methylmethacrylatkleber (X60 von HBM) an der Betonunterseite verklebt wurden.

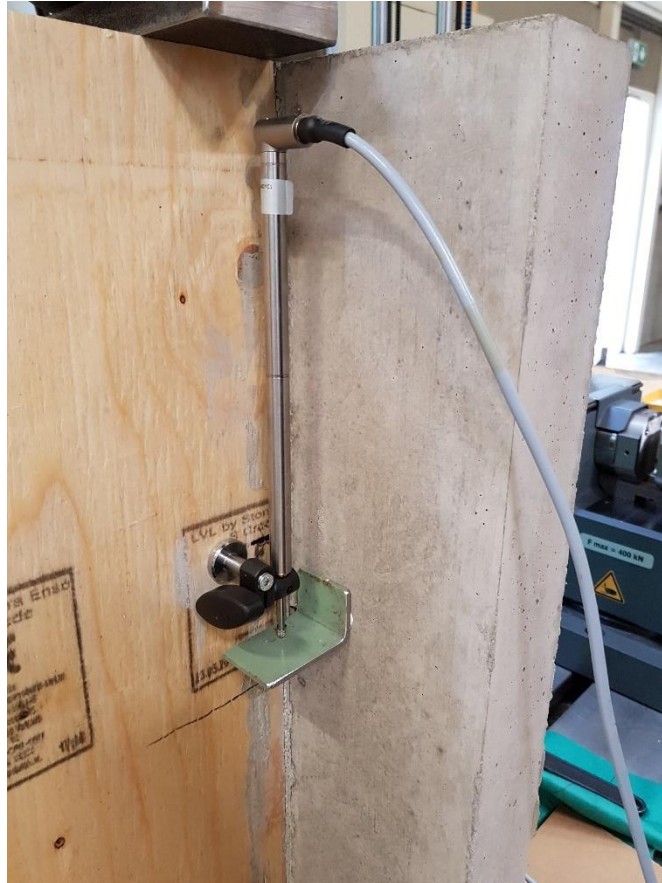


Abb. 51: Wegaufnehmer auf beiden Seiten des LVL's mittig in einem Abstand von 30mm von der Beton-UK verschraubt

Da es sich um einen halbsymmetrischen Prüfkörper handelt, welcher zufolge vertikaler Beanspruchung aus Gründen der Symmetrie eine Horizontalverschiebung erfährt, musste zusätzlich eine Prüfkörperhaltevorrichtung aus Stahl zusammengebaut werden, welche ein seitliches Verschieben des Prüfkörpers verhindert. Die Lasteinleitung erfolgte über Stahlplatten direkt in die Hirnholzseite (Stirnseite) des LVL-Trägers. Bei den Versuchsserien mit Verbindungsmittel Schrauben wurde die Stahlplatte direkt an die Unterkante der Betonplatte gesetzt, sodass die Lastabtragung auf direktem Weg die Verbundfuge beansprucht. Bei den beiden Versuchsserien mit Verbindungsmittel Kerfen, musste die Stahlplatte jeweils um 50mm von der Betonunterkante versetzt werden, sodass der Versagensfall Schubversagen des LVL-Trägers stattfinden kann und nicht durch die Stahlplatte verhindert wird. Dort wo geringere Verschiebungen (VM Schrauben) zu erwarten waren wurde eine niedrigere Stahlplatte und dort wo höhere Verschiebungen (VM Kerfen) zu erwarten waren, sei es aus Gründen der jeweiligen Versagensart, wurde eine höhere Stahlplatte verwendet, da ansonsten die Prüfmaschine auf die Betonplatte gedrückt hätte.

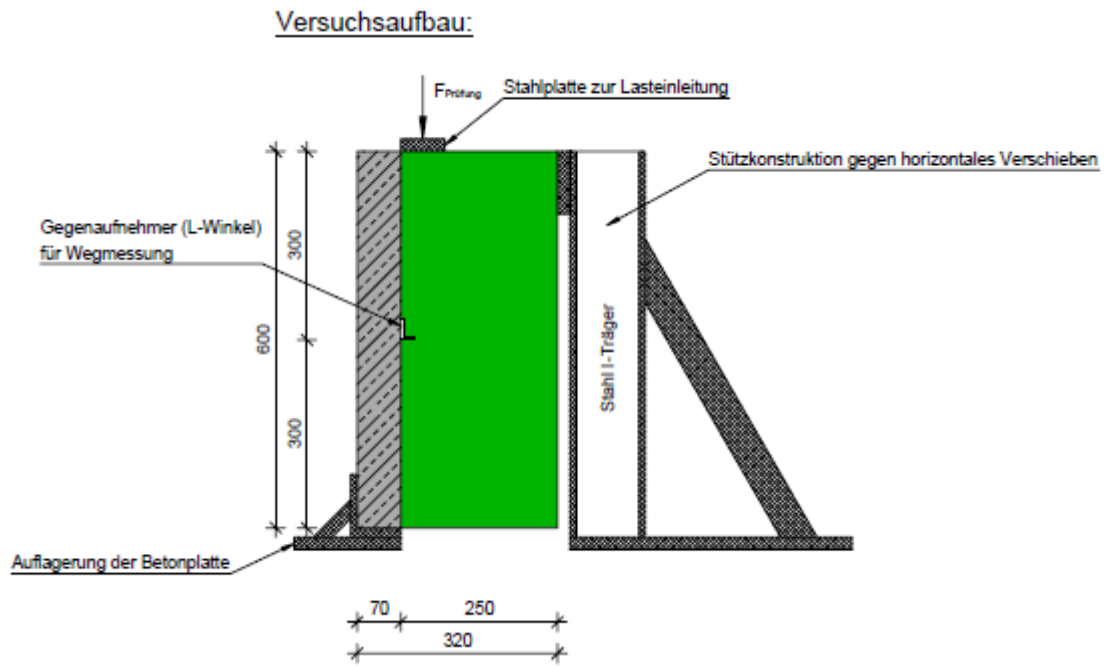


Abb. 52: Prinzipskizze - Versuchsaufbau



Abb. 53: Prüfkörper mit installierten Wegaufnehmern und Prüfkörperhaltevorrichtung in der Prüfmaschine

6.5 Lastaufbringung

Die Lastaufbringung auf die einzelnen Prüfkörper erfolgte gemäß DIN EN 26891 [38], welche die Ermittlung der Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten für Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln im Holzbau regelt. Sie beinhaltet Richtlinien, welche umgesetzt werden müssen, um Prüfungen an Verbindungen und deren Ergebnisse miteinander vergleichbar zu machen.

Unter anderem wird in der DIN EN 26891 [38] das Belastungsverfahren bzw. die Art der Lastaufbringung vorgegeben. Dabei muss in einem ersten Schritt die geschätzte Höchstlast F_{est} angegeben werden, sei es aus vorheriger Abschätzung durch Berechnung oder aus Vorversuchen. Dies erfolgte im Zuge dieser experimentellen Untersuchung, indem der erste Prüfkörper (S5+1) einer jeden Versuchsserie jeweils unter einer abgeschätzten Höchstlast geprüft wurde. Anschließend wurde aus der daraus resultierenden Last-Verschiebungskurve, falls die geschätzte Höchstlast zu weit entfernt war von der tatsächlichen Höchstlast, die geschätzte Höchstlast für die weiteren fünf folgenden Probekörper einer jeden Versuchsserie korrigiert und dementsprechend angepasst.

Die Lastaufbringung muss gemäß DIN EN 26891 [38] nach folgendem Schema erfolgen:

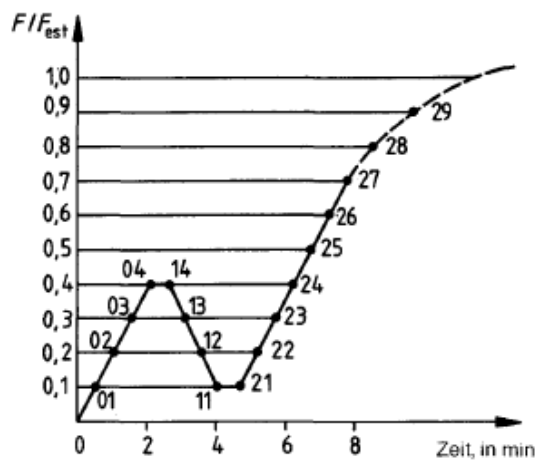


Abb. 54: Belastungsverfahren gemäß EN26891 [38]

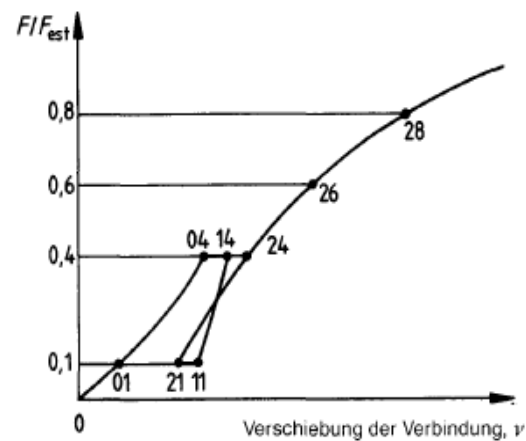


Abb. 55: Idealisierendes Last-Verschiebungs-Diagramm gemäß EN 26891 [38]

In Abb. 54 ist das Belastungsverfahren nach DIN EN 26891 [38] dargestellt. Die Belastung erfolgt bis $0,4 \cdot F_{est}$ mit einem linearen Anstieg der Last, sodass die erste Laststufe in einem Zeitfenster von zwei Minuten erfolgt. Anschließend wird die Last bei $0,4 \cdot F_{est}$ dreißig Sekunden lang konstant gehalten, sodann nachfolgend die Last wieder auf $0,1 \cdot F_{est}$ verringert und diese Laststufe wieder dreißig Sekunden lang gehalten wird. Abschließend wird die Last bis $0,7 \cdot F_{est}$ mit einem linearen Anstieg der Last erhöht. Nach Erreichen dieser Laststufe wird mit einer konstanten Verschiebungsgeschwindigkeit gefahren, sodass die Höchstlast/Bruchlast innerhalb eines Zeitfensters von drei bis fünf Minuten erreicht wird. Die Prüfung muss solange andauern, bis entweder die Bruchlast, oder eine Verschiebung von 15mm erreicht wird. Die Prüfzeit soll in einem Rahmen zwischen 10 und 15 Minuten stattfinden. Als Ergebnis erhält man Last-Verschiebungskurven für die einzelnen Prüfkörper.

6.6 Versuchsauswertung

In diesem Kapitel werden die Formelapparate angegeben für die Auswertung der einzelnen Prüfungen. Die Auswertung als solche wird gemäß DIN EN 26891 [38] geführt. Während der Prüfung werden die Verschiebung, die aufgebrachte Last und die bereits verstrichene Zeit von der Prüfmaschine aufgezeichnet und als Last-Verschiebungs-Diagramm ausgewiesen. Die beiden

Wegaufnehmer wurden beide mit dem Faktor 0,5 gewichtet, sodass die Prüfmaschine den Mittelwert der beiden Verschiebungen aus den beiden Wegaufnehmern ermittelt.

Folgende Parameter werden dabei definiert:

F_{max}	Höchstlast in N
F_{est}	geschätzte Höchstlast in N
v_{01}	Verschiebung bei $0,1 \cdot F_{est}$ in mm
v_{04}	Verschiebung bei $0,4 \cdot F_{est}$ in mm

Die modifizierte Anfangsverschiebung errechnet sich wie folgt:

$$v_{i,mod} = \frac{4}{3} \cdot (v_{04} - v_{01}) \quad (44)$$

Aus der geschätzten Höchstlast F_{est} und der modifizierten Anfangsverschiebung kann nun der gesuchte Verschiebungsmodul K_{ser} wie folgt berechnet werden:

$$K_{ser} = \frac{0,4 \cdot F_{est}}{v_{i,mod}} \quad (45)$$

Das Ergebnis liefert den Verschiebungsmodul K_{ser} , welcher sich auf den gesamten Prüfkörper bezieht. Um auf den Verschiebungsmodul bzw. Höchstlast je Schraube zu gelangen, müssen die Werte durch die vorhandene Schraubenanzahl dividiert werden. Der Verschiebungsmodul K_{ser} stellt den Sekantenmodul auf der Last-Verschiebungskurve (siehe Abb. 55) zwischen der Verschiebung bei $0,1 \cdot F_{est}$ und der Verschiebung bei $0,4 \cdot F_{est}$ dar. Da der Anfangsschlupf einer Verbindung sich meist bis $0,1 \cdot F_{est}$ einpendelt, wird aus diesem Grund der Verschiebungsmodul K_{ser} zwischen den Werten $0,1 \cdot F_{est}$ und $0,4 \cdot F_{est}$ bestimmt.

Da es sich bei den angegebenen Ergebnissen um Ergebnisse handelt, welche aus Prüfungen ermittelt wurden, welche keine Sicherheiten in Form von Teilsicherheitsbeiwerten beinhalten, müssen diese auf charakteristische Werte umgerechnet werden. Dies geschieht in Anlehnung an die DIN EN 14358 [40]. Dabei wird die charakteristische Höchstlast $F_{max,k}$ als das 5 % - Quantil in der Verteilungsfunktion für F_{max} definiert.

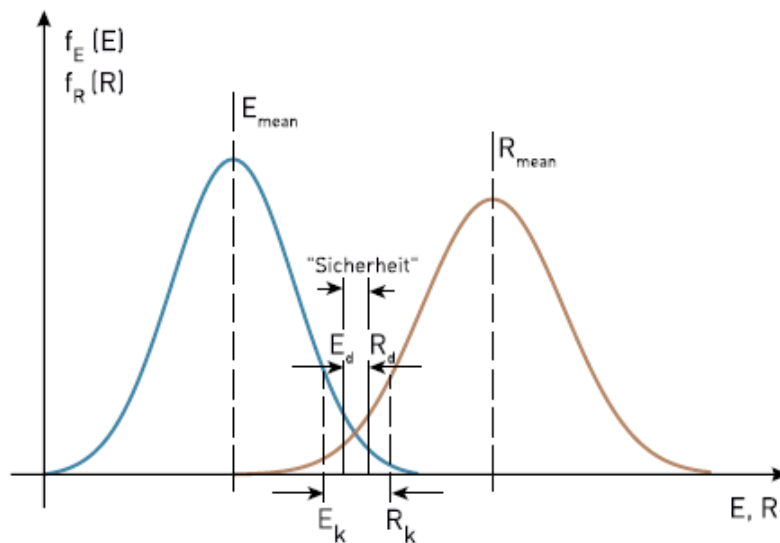


Abb. 56: Verteilungsfunktionen Einwirkung E und Widerstand R für das semiprobabilistische Sicherheitskonzept [39]

Die Höchstlast $F_{max,k}$ entspricht dabei dem charakteristischen Wert des Widerstandes R_k aus Abb. 56.

Gemäß DIN EN 14358 [40] soll für die Festigkeitseigenschaften eine logarithmische Normalverteilung angenommen werden, welche über ihren Mittelwert \bar{y} und ihrer Standardabweichung s_y definiert werden kann:

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(F_{max,i}) \quad (46)$$

$$s_y = \max \left\{ \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(F_{max,i}) - \bar{y})^2}, 0,05 \right. \quad (47)$$

mit

n Anzahl der Prüfkörper

Sind die beiden Parameter bekannt, kann der charakteristische Wert der Höchstlast wie folgt berechnet werden:

$$F_{max,k} = \exp(\bar{y} - k_s(n)s_y) \quad (48)$$

Dabei darf $k_s(n)$ wie folgt bestimmt werden:

$$k_s(n) = \frac{6,5n + 6}{3,7n - 3} \quad (49)$$

Die Ermittlung der charakteristischen Werte gemäß DIN EN 14358 [40] erfolgt über ein Excel-File.

6.6.1 Versuchsauswertung - Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 $n_{\text{Schrauben}} = 3$

Gestartet wurde, wie bereits angemerkt, jede Versuchsserie mit dem Probekörper S5+1, welcher für die Bestimmung der Höchstlast (geschätzte Höchstlast F_{est}) diente. Für den ersten Probekörper (S5+1) der Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 $n_{\text{Schrauben}} = 3$ wurde die geschätzte Höchstlast F_{est} mit 60 kN definiert und die dementsprechende Lastaufbringung nach DIN EN 26891 [38] mit den jeweiligen Parametern in der Prüfmaschine konfiguriert.

Nach Durchlaufen des ersten Versuches, wurde die Bruchkraft F_{max} bereits bei 43,3 kN erreicht, welches sich im Last-Verschiebungsdiagramm durch einen Abfall der Last bei immer größer werdender Verschiebung kennzeichnete. Da die geschätzte Höchstlast von 60 kN zu hoch angesetzt war, wurde diese für die restlichen Probekörper (S1 bis S5) auf 50 kN gesenkt. Die Korrektur der geschätzten Höchstlast von 60 kN auf 50 kN kann deutlich aus der Abb. 57 beobachtet werden, da sich aufgrund der Korrektur der Höchstlast auch der Lastwert bei $0,1 \cdot F_{est}$ und $0,4 \cdot F_{est}$ sinngemäß ändert. Die Ergebnisse der Prüfungen wurden als Last-Verschiebungsdiagramme ausgespielt:

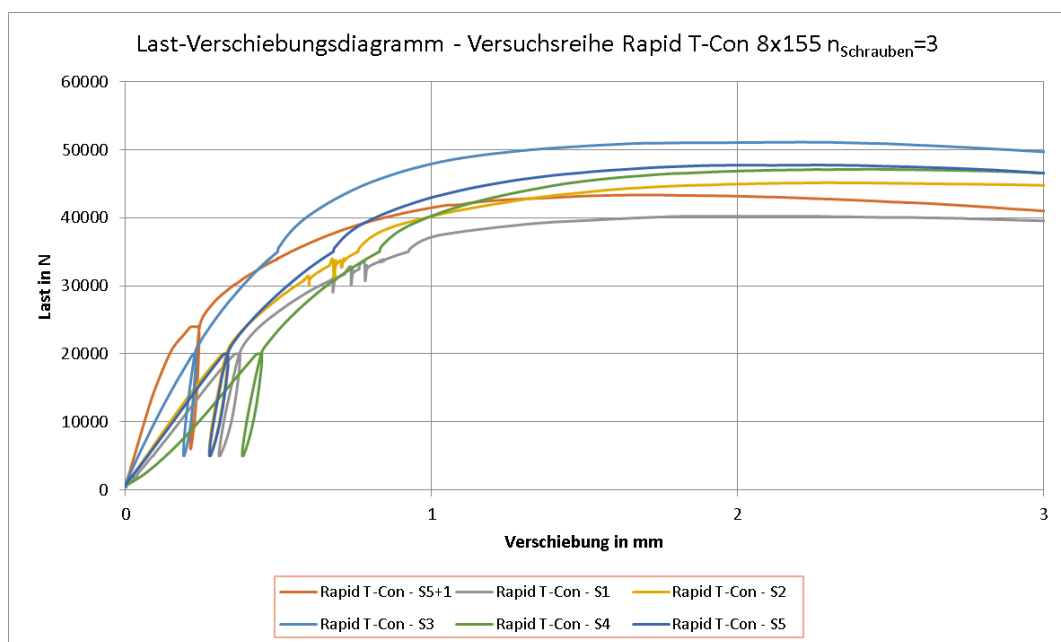


Abb. 57: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 $n_{\text{Schrauben}}=3$

Bei allen sechs Probekörpern dieser Versuchsreihe, kam es zu keinen äußerlichen Schädigungen der Probekörper. Es ist auf ein Holzversagen zufolge Gewindeausziehen der Schraube aus dem Holz und Lochleibung zu schließen. Es handelt sich hierbei um kein sprödes Versagen, da die Last-Verschiebungskurve bei allen Prüfkörpern dieser Versuchsserie nach Erreichen der Höchstlast F_{max} nicht steil abfällt (Gewindeauszug führt nicht zu sprödem Versagen mit sofortigem Bruch/Auszug aus dem Holz). Aufgrund des unterschiedlichen Verschiebungsmoduls K_{ser} bei allen Probekörpern, verlaufen die Last-Verschiebungskurven versetzt voneinander. Je höher dabei die Steigung der Last-Verschiebungskurve bis $0,4 \cdot F_{est}$, umso höher der Verschiebungsmodul K_{ser} . Auffallend ist, dass bei dem ersten Prüfkörper S5+1 der lineare Anstieg der Kurve bereits vor $0,4 \cdot F_{est}$ abfällt. Für die Ermittlung des Verschiebungsmoduls wurde daher jener Verlauf bis zum Abflachen der Kurve herangezogen. Die maximale Höchstlast aller Probekörper wurde bereits bei einer Verschiebung von maximal 2,5mm erreicht.

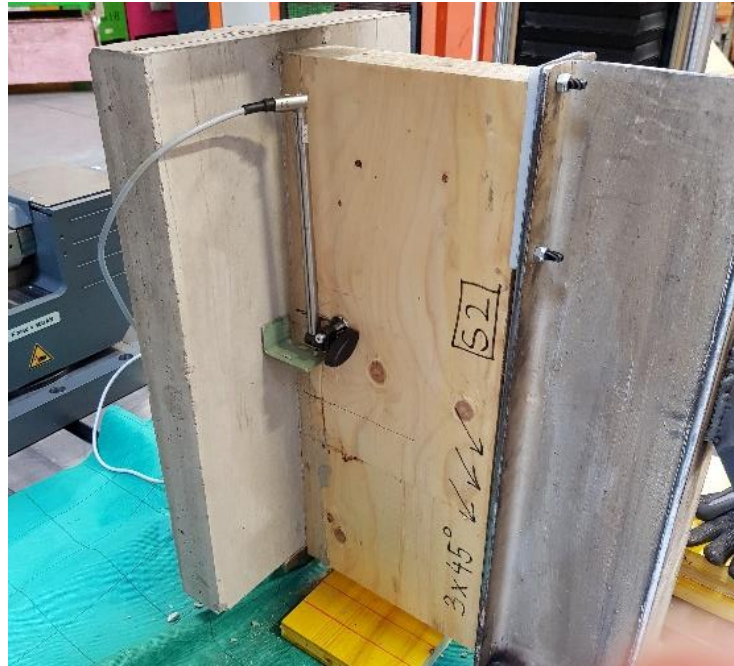


Abb. 58: Probekörper S2 nach Prüfung (keine äußerlichen Schäden, nur Gewindeauszug der Schrauben aus dem Holz)

Die Auswertung des Verschiebungsmoduls erfolgt einerseits automatisch über die Prüfmaschine und andererseits händisch mithilfe eines Excel-Tools, in welcher die Prüfergebnisse exportiert wurden, zwecks Kontrolle der Berechnung über die Prüfmaschine. Schließlich wurden die händisch ermittelten Werte gemäß DIN EN14358 [40] ausgewertet, welches ebenso durch ein Excel-Tool erfolgte:

Tab. 12: Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 - Übersicht Scherkraft und Verschiebungsmodul je Schraube

Probe Nr.	Beton- dicke mm	Schrauben- anzahl <i>n</i>	Schrauben- anordnung [°]	Normal- verteilt		Log.- normalvert.		Roh- dicke LVL kg/m ³	Bruchbeschreibung
				Scherkraft je Schraube		Verschiebungs- modul je Schraube			
				F_{max} kN	$\ln(F_{max})$ kN	k_s kN/mm	$\ln(f_{lor})$ kN/mm		
1-0	72	3	45	14,47	2,67	48,06	3,87	519	Schraubenauszug aus LVL
1-1	70	3	45	13,40	2,60	18,70	2,93	519	Schraubenauszug aus LVL
1-2	72	3	45	15,07	2,71	20,26	3,01	519	Schraubenauszug aus LVL
1-3	72	3	45	17,03	2,84	28,04	3,33	519	Schraubenauszug aus LVL
1-4	70	3	45	15,70	2,75	17,60	2,87	519	Schraubenauszug aus LVL
1-5	70	3	45	15,93	2,77	20,12	3,00	519	Schraubenauszug aus LVL

Tab. 13: Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 - Statistische Auswertung gemäß EN14358 [40] - Scherkraft und Verschiebungsmodul

	F_{max}	$\ln(F_{max})$	k_s	$\ln(k_s)$
Mittelwert (MW)	15,3	2,7	25,46	3,2
Minimum	13,4	2,6	17,6	2,9
Maximum	17,0	2,8	48,1	3,9
Standardabweichung (S)	1,3	0,083	11,7	0,381
Variationskoeff. = S/MW	0,082	0,050	0,458	0,120
ks(n)-Faktor gem. EN 14358, Tab. 1	2,34	2,34	2,34	2,34

Charakt. Festigkeit gem. EN14358	$F_{max,k}$	12,53 kN	K_{ser}	25,46 kN/mm
---	-------------	-----------------	-----------	--------------------

Aus Tab. 12 und Tab. 13 lässt sich erkennen, dass die Scherkraft je Schraube bei allen Probekörpern eine wesentlich geringere Streuung als der Verschiebungsmodul je Schraube aufweist!

6.6.2 Versuchsauswertung – Versuchsreihe ACC 8x205 $n_{\text{Schrauben}} = 6$

Für den ersten Prüfkörper wurde die geschätzte Höchstlast F_{est} mit 100 kN angegeben. Es stellte sich heraus, dass die geschätzte Höchstlast von 100 kN in Ordnung ist und somit keine Änderung bzw. Adaptierung der Lastaufbringung nach EN 26891 mehr erforderlich war.

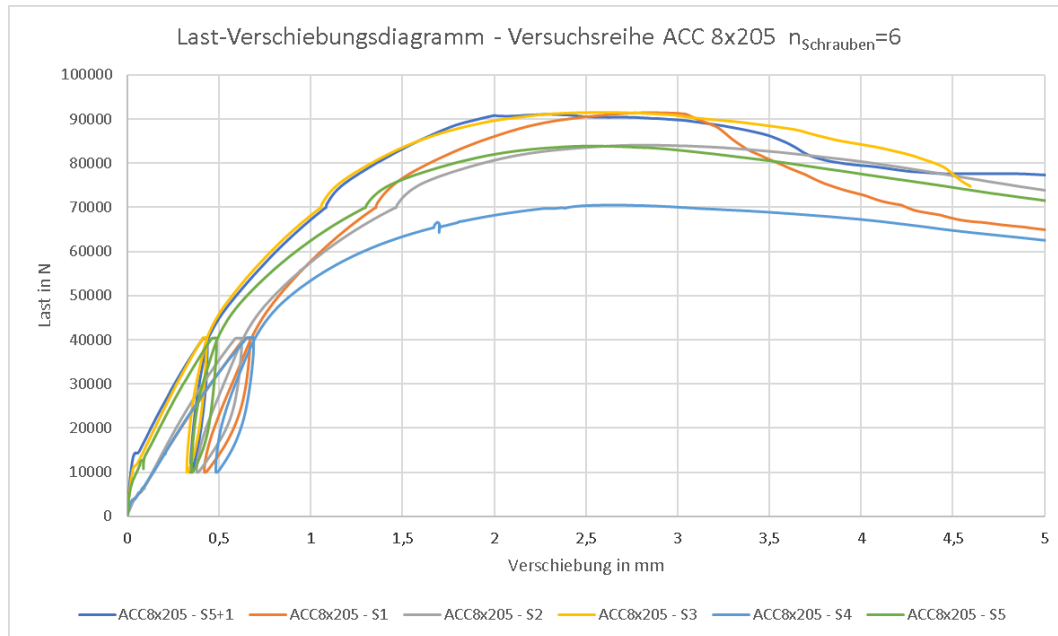


Abb. 59: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe SFS VB 8x205 $n=6$ Schrauben (3 Schraubenkreuze)

Im Zuge der Prüfung dieser Versuchsreihe wurden unterschiedliche Versagensbilder festgestellt. Die Probekörper S5+1, S1 und S3 wiesen idente Versagensbilder auf. Dabei kam es zu Betonabplatzungen an der Oberseite der Betonplatte, welche vertikal entlang der Mittelachse des LVL-Trägers verliefen. Weiters wurden Risse an der Betonunterseite festgestellt, welche im Bereich der Verbindungsmittel ihren Ursprung aufweisen. Diese Risse an der Unterseite der Betonplatte können folgende Ursache haben:

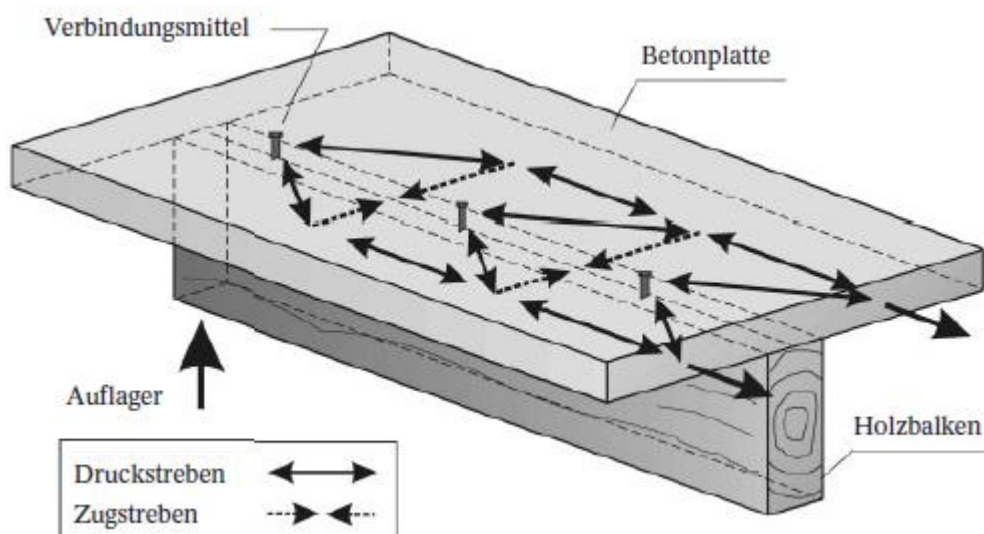


Abb. 60: Schubkraftübertragung bei HBV-Decken [49]

Deutlich zu erkennen ist, dass im Bereich der Verbindungsmittel horizontale Zugstreben im Beton entstehen, welche bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons zu Rissen führen. Aus diesem Grund wurden Risse auch nur bei dem mittleren und unteren Schraubenkreuz gesichtet, da bei dem obersten Schraubenkreuz keine Zugstrebe aus darüberliegenden Verbindungsmittel entstehen kann. Die Betonabplatzungen an der Oberseite der Betonplatte (siehe Abb. 61), welche mittig vertikal entlang der Mittelachse des LVL-Trägers verlaufen, werden aufgrund der druckbeanspruchten Schrauben innerhalb eines Schraubenpaares ausgelöst. Diese leiten die Druckkraft direkt in die Betonplatte, wobei die Oberseite der Betonplatte dadurch Zugspannungen erhält und bei Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Stahlfaserbetons zu Rissen bzw. Betonabplatzungen an der Oberseite führt. Dieser Umstand kann so jedoch nur bei dieser Prüfkonstellatation geschehen, da bei Holz-Beton-Verbunddecken die Oberseite der Betonplatte allenfalls überdrückt bleibt.

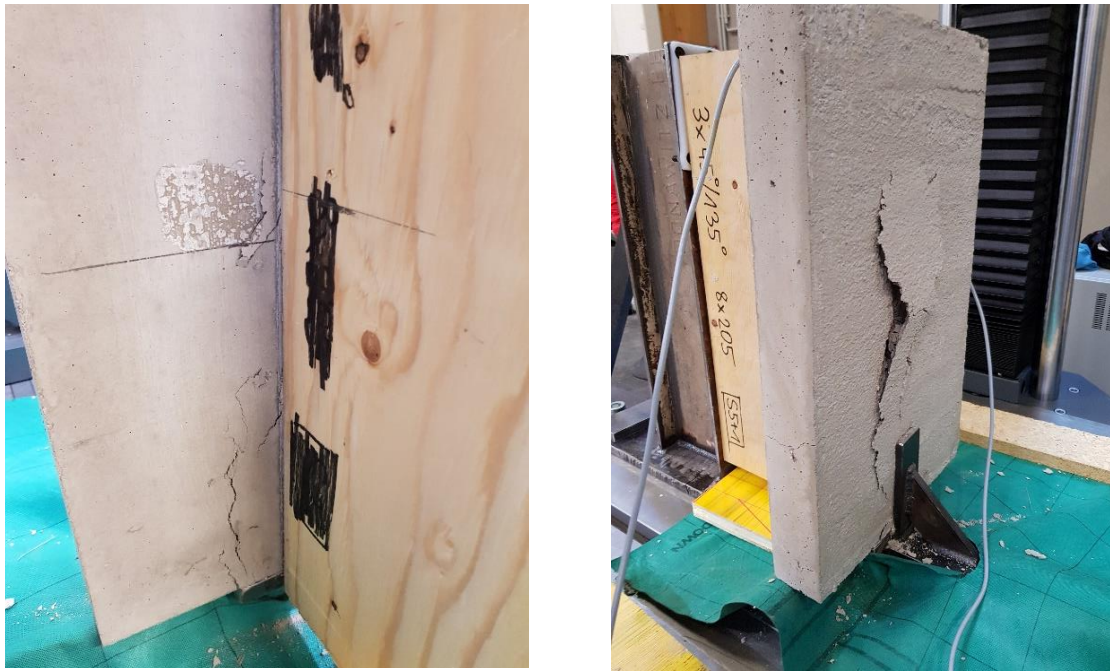


Abb. 61: Versagensbilder Prüfkörper S5+1

Bei den restlichen Prüfkörpern (S2, S4 und S5) kam es zu einem Gewindeauszug der Schrauben aus dem Holz ohne jegliche Schädigungen des Betons. Die Höchstlast wurde bei allen Probekörpern vor Erreichen einer Verschiebung von 3mm erreicht.

Die Auswertung gemäß DIN EN14358 [40] kann den folgenden Tabellen entnommen werden:

Tab. 14: Versuchsreihe ACC 8x205 - Übersicht Scherkraft und Verschiebungsmodul je Schraube

Probe Nr.	Beton-dicke mm	Schrauben-anzahl <i>n</i>	Schrauben-anordnung [°]	Scherkraft je Schraubenkreuz		Verschiebungs-modul je Schraubenkr.		Roh-dichte LVL kg/m ³	Bruchbeschreibung
				<i>F</i> _{max} kN	ln(<i>F</i> _{max}) kN	<i>k</i> _s kN/mm	ln(<i>f</i> _{tor}) kN/mm		
1-0	74	6	45-135	30,37	3,41	23,90	3,17	519	Betonabplatzungen
1-1	75	6	45-135	30,50	3,42	20,43	3,02	519	Betonabplatzungen
1-2	74	6	45-135	28,03	3,33	22,59	3,12	519	Schraubenauszug aus LVL
1-3	72	6	45-135	30,50	3,42	26,52	3,28	519	Schraubenauszug -> Betonabplatzungen
1-4	71	6	45-135	23,50	3,16	20,14	3,00	519	Schraubenauszug aus LVL
1-5	74	6	45-135	27,97	3,33	24,40	3,19	519	Schraubenauszug aus LVL

Tab. 15: Versuchsreihe ACC 8x205 - Statistische Auswertung gemäß EN 14358 [40] - Scherkraft und Verschiebungsmodul

	F_{max}	$\ln(F_{max})$	k_s	$\ln(k_s)$
Mittelwert (MW)	28,5	3,3	23,00	3,1
Minimum	23,5	3,2	20,1	3,0
Maximum	30,5	3,4	26,5	3,3
Standardabweichung (S)	2,7	0,101	2,5	0,107
Variationskoeff. = S/MW	0,096	0,050	0,107	0,050
ks(n)-Faktor gem. EN 14358, Tab. 1	2,34	2,34	2,34	2,34

Charakt. Festigkeit gem. EN14358	$F_{max,k}$	22,39 kN	K_{ser}	23,00 kN/mm
----------------------------------	-------------	-----------------	-----------	--------------------

Der Grund für die Betonabplatzungen an der Oberseite der Betonplatte wurde bereits genannt. Nun stellt sich die Frage, ob diese Abplatzungen des Betons auf den Stahlfaserbeton zurückzuführen sind und ob sie durch die Verwendung von Stahlbeton verhindert werden können. Einerseits spielt bei diesem Versagen die Verteilung der Stahlfasern im Beton eine wesentliche Rolle, denn diese beeinflusst das Vorhandensein der Nachrisszugfestigkeit der Stahlfasern. Sind die Stahlfasern nicht „homogen“ im Beton verteilt, kann dies dazu führen, dass in den Bereichen wo keine Stahlfasern vorhanden sind, nur die Betonzugfestigkeit Zugkräfte aufnehmen kann. Da die Betonzugfestigkeit jedoch sehr gering ist (bei C25/30: 2,6 N/mm²), tauchen bereits bei geringen Zugspannungen Risse im Beton auf. Aufgrund der Tatsache, dass bei der Prüfkörperherstellung (Betonage) kein Rüttler vorhanden war und das Verdichten per Hand und Maurerkelle erfolgte, kann davon ausgegangen werden, dass die Stahlfasern nicht mehr gleichmäßig im Beton verteilt waren, sodass Bereiche im Beton keine Nachrisszugfestigkeit bedingt durch das Fehlen der Stahlfasern aufweisen.

Auch an der Oberseite der Betonplatte war dies der Fall:



Abb. 62: Fehlen von Stahlfasern im Bereich der Betonabplatzungen

Es ist darauf zu schließen, dass die Betonabplatzungen hätten verhindert bzw. minimiert werden können, wenn eine dementsprechende Verdichtung des Betons erfolgt und somit eine gleichmäßige Verteilung der Stahlfasern im Beton vorhanden gewesen wäre.

6.6.3 Versuchsauswertung - Versuchsreihe ANCON ACC 8x165 $n_{\text{Schrauben}} = 6$

Um den Einfluss der Einschraubtiefe in das Furnierschichtholz auf die maximale Höchstlast und den Verschiebungsmodul zu bestimmen, wurden im Vergleich zu der Versuchsserie ANCON ACC 8x205 $n_{\text{Schrauben}} = 6$ nun kürzere Schrauben (8x165) desselben Typs ANCON ACC verwendet. Für den ersten Probekörper wurde die geschätzte Höchstlast F_{est} mit 100 kN, wie bei den längeren Schrauben, angesetzt. Zu sehen war, dass bereits unter 70 % der geschätzten Höchstlast F_{est} es zu einem Lastabfall im Last-Verschiebungsdiagramm kam. Somit war die geschätzte Höchstlast viel zu hoch angesetzt. Ab dem folgenden Prüfkörper wurde diese auf 60 kN korrigiert.

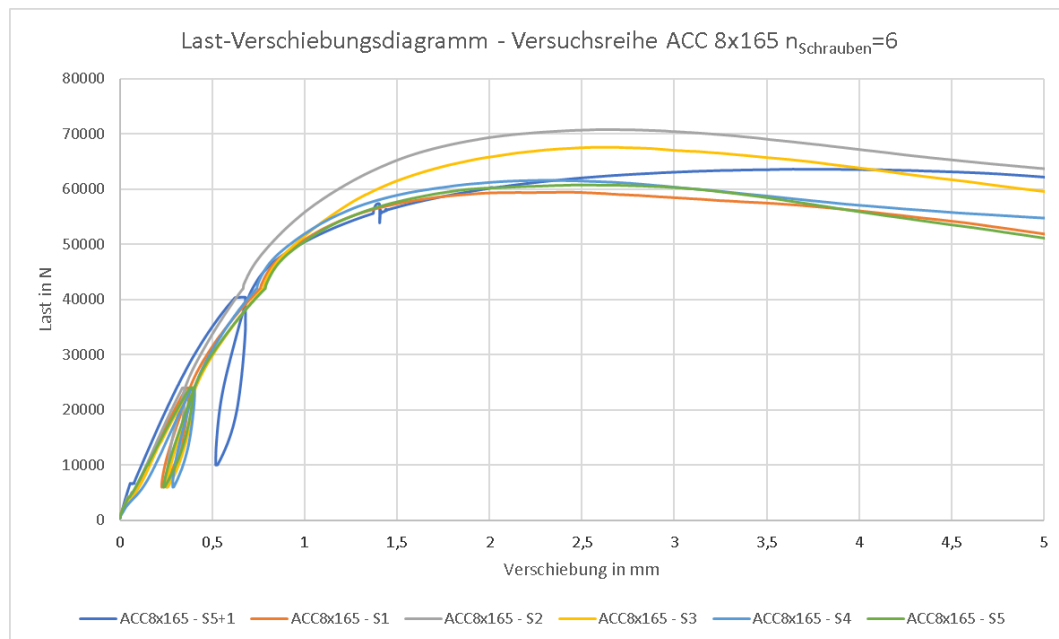


Abb. 63: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe ANCON ACC 8x165 $n=6$ Schrauben (3 Schraubenkreuze)

Das Versagensbild war ähnlich zu der Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155: Es konnten keine Betonabplatzungen oder äußerliche Schädigungen des LVL's beobachtet werden. Es kam zum Gewindeausziehen der Schrauben aus dem Holz, wobei es zu einer 6-7 mm großen Fuge/Spalt zwischen dem Furnierschichtholz-Träger und der Betonplatte kam.

Verglichen mit den längeren Schrauben, wird klar, dass die Einschraubtiefe in das Holz einen wesentlichen Einfluss auf die Höchstlast der Verbindung aufweist.



Abb. 64: Versagensbild Probekörper S2

Die Höchstlast wurde bei allen Probekörpern vor Erreichen einer Verschiebung von 4mm erreicht. Die Auswertung gemäß DIN EN14358 [40] kann den folgenden Tabellen entnommen werden:

Tab. 16: Versuchsreihe ACC 8x165 - Übersicht Scherkraft und Verschiebungsmodul je Schraube

Probe Nr.	Betondicke mm	Schraubenanzahl <i>n</i>	Schraubenanordnung [°]	Scherkraft je Schraubenkreuz		Verschiebungsmodul je Schraubenkr.		Rohdichte LVL kg/m ³	Bruchbeschreibung
				<i>F_{max}</i> kN	<i>ln(F_{max})</i> kN	<i>k_s</i> kN/mm	<i>ln(f_{tor})</i> kN/mm		
1-0	69	6	45-135	21,20	3,05	20,63	3,03	519	Schraubenauszug aus LVL
1-1	74	6	45-135	19,80	2,99	21,99	3,09	519	Schraubenauszug aus LVL
1-2	74	6	45-135	23,60	3,16	23,60	3,16	519	Schraubenauszug aus LVL
1-3	70	6	45-135	22,53	3,11	20,51	3,02	519	Schraubenauszug aus LVL
1-4	71	6	45-135	20,53	3,02	22,58	3,12	519	Schraubenauszug aus LVL
1-5	72	6	45-135	20,27	3,01	20,35	3,01	519	Schraubenauszug aus LVL

Tab. 17: Versuchsreihe ACC 8x165 - Statistische Auswertung gemäß EN 14358 [40] Scherkraft und Verschiebungsmodul

	<i>F_{max}</i>	<i>ln(F_{max})</i>	<i>k_s</i>	<i>ln(k_s)</i>
Mittelwert (MW)	21,3	3,1	21,61	3,1
Minimum	19,8	3,0	20,4	3,0
Maximum	23,6	3,2	23,6	3,2
Standardabweichung (S)	1,5	0,068	1,3	0,061
Variationskoeff. = S/MW	0,069	0,050	0,061	0,050
ks(n)-Faktor gem. EN 14358, Tab. 1	2,34	2,34	2,34	2,34

Charakt. Festigkeit gem. EN14358	<i>F_{max,k}</i>	18,16 kN	<i>K_{ser}</i>	21,61 kN/mm
----------------------------------	--------------------------	-----------------	------------------------	--------------------

6.6.4 Versuchsauswertung – Versuchsreihe Kerventiefe 20mm

Für den ersten Prüfkörper wurde die geschätzte Höchstlast F_{est} mit 100 kN angesetzt. Es stellte sich heraus, dass dieser Wert viel zu hochgegriffen war, da es bereits bei 45 kN zu einem Schubversagen (sprödes Versagen) des Furnierschichtholz-Trägers kam. Anzumerken ist für den ersten Prüfkörper S5+1, dass bei 35 kN plötzlich eine Fehlermeldung der Prüfmaschine kam. Die Prüfung musste vorzeitig abgebrochen werden und anschließend wurde der Versuch von 0 beginnend erneut gestartet. Der erste Prüfkörper S5+1 ist im Last-Verschiebungsdiagramm bezeichnet als Probekörper S5+1 (1) für den ersten Durchgang und S5+1 (2) für den zweiten Durchgang. Für die nächsten Prüfkörper wurde die geschätzte Höchstlast F_{est} auf 40 kN gesenkt.

Um das Schubversagen nicht zu verhindern, wurden die Stahlplatten zur Lasteinleitung jeweils 50mm von der Beton-UK entfernt, angeordnet.

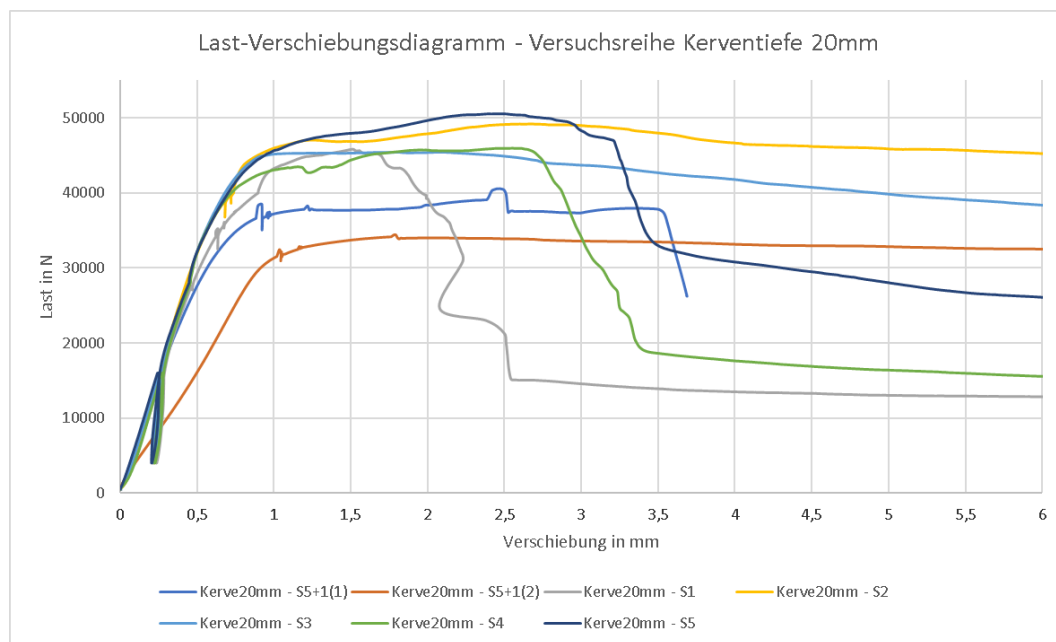


Abb. 65: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe Kerventiefe 20mm

Im Zuge dieser Versuchsserie wurden unterschiedliche Versagensbilder beobachtet, wobei der Beton bei allen Prüfkörpern dieser Versuchsserie unbeschadet blieb. Die beiden aufgetretenen Versagensfälle waren zu einem das Druckversagen des LVL und zum zweiten das Schubversagen des LVL (für unterschiedliche Versagensfälle bei Kerfenverbindungen siehe Kapitel 5.2.5).

Das Druckversagen des LVL konnte bei den Probekörpern S5+1, S2 und S3 und das Schubversagen des LVL bei den Probekörpern S1, S4 und S5 beobachtet werden.

Die Differenzierung der beiden unterschiedlichen Versagensfälle lässt sich auch gut im Last-Verschiebungsdiagramm beobachten: Da es sich beim Schubversagen um ein sprödes Versagen handelt, fällt die Last bei Erreichen der maximalen Schubspannung im LVL abrupt ab. Beim Druckversagen handelt es sich im Gegensatz zum Schubversagen um ein duktileres Versagen, bei dem die jeweilige Last-Verschiebungskurve nach Erreichen der maximalen Höchstlast F_{max} flach abfällt.

Weiters lässt sich erkennen, dass die Last-Verschiebungskurven bei Verbindungsmittel Kerfe bis zum Versagen fast ident sind hinsichtlich der Steigung der Kurve (des Verschiebungsmoduls) und nicht so große Streuungen wie bei Verbindungsmittel Schraube aufweisen!!



Abb. 66: Druckversagen Probekörper S3



Abb. 67: Schubversagen Probekörper S4

Die Höchstlast wurde bei allen Probekörpern vor Erreichen einer Verschiebung von 3mm erreicht.

Die Auswertung gemäß DIN EN14358 [40] kann den folgenden Tabellen entnommen werden:

Tab. 18: Versuchsreihe Kerntiefe 20mm - Übersicht Scherkraft und Verschiebungsmodul je Kerne

Probe Nr.	Beton- dicke mm	Schrauben- anzahl <i>n</i>	Schrauben- anordnung [°]	Scherkraft je Kerne		Verschiebungs- modul je Kerne		Roh- dicke LVL kg/m ³	Bruchbeschreibung
				F_{max} kN	$\ln(F_{max})$ kN	k_s kN/mm	$\ln(f_{tor})$ kN/mm		
1-0	70	1	90	40,58	3,70	60,19	4,10	519	Druckversagen LVL
1-1	72	1	90	45,83	3,82	65,15	4,18	519	Schubversagen LVL
1-2	74	1	90	49,20	3,90	70,28	4,25	519	Druckversagen LVL
1-3	72	1	90	45,44	3,82	66,99	4,20	519	Druckversagen LVL
1-4	72	1	90	45,96	3,83	67,88	4,22	519	Schubversagen LVL
1-5	75	1	90	50,56	3,92	66,87	4,20	519	Schubversagen LVL

Tab. 19: Versuchsreihe Kerntiefe 20mm - Statistische Auswertung gemäß EN 14358 [40] Scherkraft und Verschiebungsmodul

	F_{max}	$\ln(F_{max})$	k_s	$\ln(k_s)$
Mittelwert (MW)	46,3	3,8	66,23	4,2
Minimum	40,6	3,7	60,2	4,1
Maximum	50,6	3,9	70,3	4,3
Standardabweichung (S)	3,5	0,077	3,4	0,052
Variationskoeff. = S/MW	0,075	0,050	0,051	0,050
ks(n)-Faktor gem. EN 14358, Tab. 1	2,34	2,34	2,34	2,34

Charakt. Festigkeit gem. EN14358	$F_{max,k}$	38,57 kN	K_{ser}	66,23 kN/mm
---	-------------	-----------------	-----------	--------------------

Der Verschiebungsmodul K_{ser} und die Höchstlast F_{max} für Kerfen werden grundsätzlich auf die Kerfenbreite bezogen. Die Kerfenbreite ergibt sich für unsere Probekörper gleich der LVL-Breite 63mm. Somit ergibt sich für den Verschiebungsmodul K_{ser} bezogen auf einen Laufmeter Kerne ein Wert von 1051,27 kN/mm/m und für die Höchstlast F_{max} ein Wert von 612,22 kN/m.

6.6.5 Versuchsauswertung – Versuchsreihe Kervertiefe 30mm

Um den Einfluss der Kervertiefe auf den Verschiebungsmodul und die Höchstlast zu bestimmen, wurde neben der Kervertiefe 20mm auch eine Versuchsreihe mit einer Kervertiefe von 30mm untersucht.

Für den ersten Prüfkörper S5+1 wurde die geschätzte Höchstlast etwas höher angesetzt als bei der Versuchsserie Kervertiefe 20mm, weil aus zahlreicher Literatur ([12],[13]) gelesen werden kann, dass die Kervertiefe sehr wohl einen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbindung aufweist. Die geschätzte Höchstlast wurde für den ersten Prüfkörper S5+1 mit 70 kN festgelegt. Jedoch hat sich nach der ersten Prüfung herausgestellt, dass diese etwas zu hoch gewählt wurde, sodass die geschätzte Höchstlast für die darauffolgenden Prüfungen mit 60 kN definiert wurde.

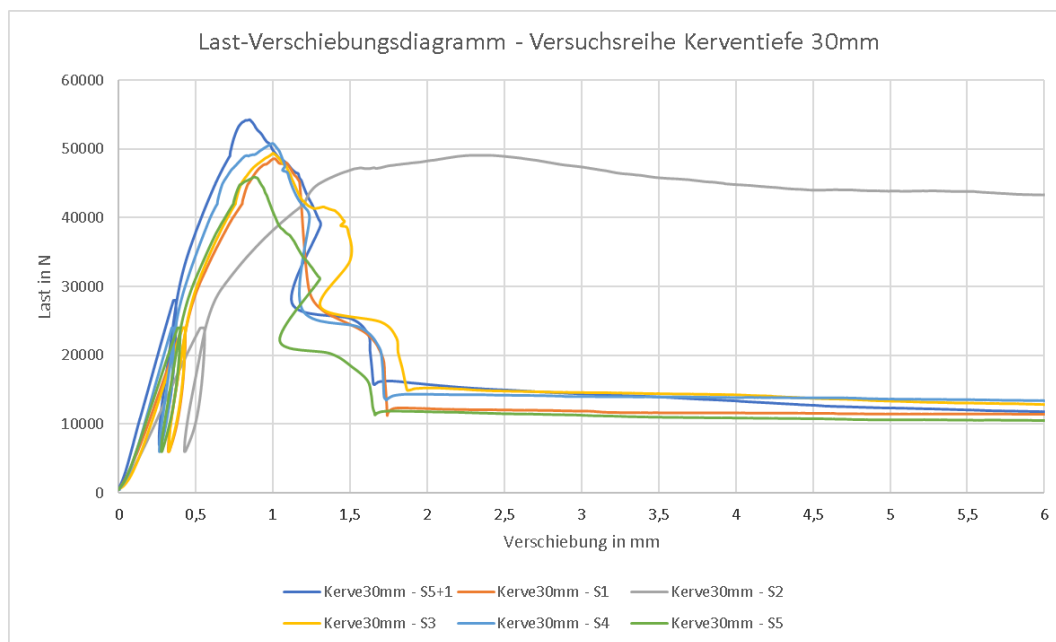


Abb. 68: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe Kervertiefe 30mm

Wie bereits bei der Versuchsreihe Kervertiefe 20mm (siehe Kapitel 6.6.4) angemerkt, kann bereits aus dem Last-Verschiebungsdiagramm herausgelesen werden, ob das Versagen spröde (plötzlicher Abfall der Last) oder duktil (nach Erreichen der Höchstlast flaches Abfallen der Kurve) eintrat. Im Zuge der Prüfung dieser Versuchsserie wurden erneut zwei unterschiedliche Versagensformen festgestellt. Zum einen trat bei allen Probekörpern, außer bei Probekörper S2, ein Schubversagen des LVL's auf und zum zweiten trat bei dem Probekörper S2 ein Druckversagen des LVL's mit anschließender Kombination aus Betondruckversagen an der Kervenflanke und Beton-Schubversagen bei ca. 7,5mm Verschiebung, wobei nicht die gesamte Kerbe über deren Länge versagte. Auffallend ist, dass bei der Kervertiefe 30mm es zu nur einem Druckversagen des Furnierschichtholzes kam, aufgrund der größeren Fläche der Kervenflanke und der dadurch resultierenden geringeren Druckspannungen im LVL.



Abb. 69: Probekörper S2 nach Prüfung



Abb. 70: Probekörper S2 - Kerbe nach Prüfung

Die Höchstlast wurde bei allen Probekörpern vor Erreichen einer Verschiebung von 2,5mm erreicht.

Die Auswertung gemäß DIN EN14358 [40] kann den folgenden Tabellen entnommen werden:

Tab. 20: Versuchsreihe Kervertiefe 30mm - Übersicht Scherkraft und Verschiebungsmodul je Kerve

Probe Nr.	Beton- dicke mm	Schrauben- anzahl <i>n</i>	Schrauben- anordnung [°]	Normal- verteilt		Log.- normalver- teilt		Roh- dichte LVL kg/m³	Bruchbeschreibung
				F_{max} kN	$\ln(F_{max})$ kN	k_s kN/mm	$\ln(f_{tor})$ kN/mm		
1-0	70	1	90	54,26	3,99	79,53	4,38	519	Schubversagen LVL
1-1	75	1	90	48,59	3,88	60,61	4,10	519	Schubversagen LVL
1-2	75	1	90	49,08	3,89	47,65	3,86	519	Druckversagen LVL+Beton
1-3	72	1	90	49,38	3,90	66,96	4,20	519	Schubversagen LVL
1-4	68	1	90	50,80	3,93	78,15	4,36	519	Schubversagen LVL
1-5	73	1	90	45,91	3,83	65,27	4,18	519	Schubversagen LVL

Tab. 21: Versuchsreihe Kervertiefe 30mm - Statistische Auswertung gemäß EN 14358 [40] Scherkraft und Verschiebungsmodul

	F_{max}	$\ln(F_{max})$	k_s	$\ln(k_s)$
Mittelwert (MW)	49,7	3,9	66,36	4,2
Minimum	45,9	3,8	47,7	3,9
Maximum	54,3	4,0	79,5	4,4
Standardabweichung (S)	2,8	0,055	11,8	0,188
Variationskoeff. = S/MW	0,056	0,050	0,178	0,050
ks(n)-Faktor gem. EN 14358, Tab. 1	2,34	2,34	2,34	2,34

Charakt. Festigkeit gem. EN14358	$F_{max,k}$	43,60 kN	K_{ser}	66,36 kN/mm
---	-------------	-----------------	-----------	--------------------

Wird der Verschiebungsmodul und die Höchstlast, wie bereits bei der Versuchsreihe Kervertiefe 20mm, auf die Breite der Kerve bezogen, ergibt sich für den Verschiebungsmodul der Kervenverbindung ein Wert von 1053,33 kN/mm/m und für die Höchstlast ein Wert von 692,06 kN/m.

6.7 Gegenüberstellung der Prüfergebnisse

6.7.1 Verbindungsmittel Schraube

In der folgenden Abb. 71 sind alle Last-Verschiebungskurven der experimentellen Untersuchung mit Verbindungsmittel Schraube in einem Last-Verschiebungsdiagramm zusammengefasst. Aus Gründen der besseren Übersicht wurden die einzelnen Versuchsreihen mit unterschiedlichen Linienfarben (rot, blau und grün) versehen, wobei keine versuchsreiheninterne Unterscheidung gewählt wurde. Dieselben Linienfarben wurden auch in Abb. 72 verwendet, um den Vergleich zwischen den beiden Abbildungen besser zu ermöglichen.

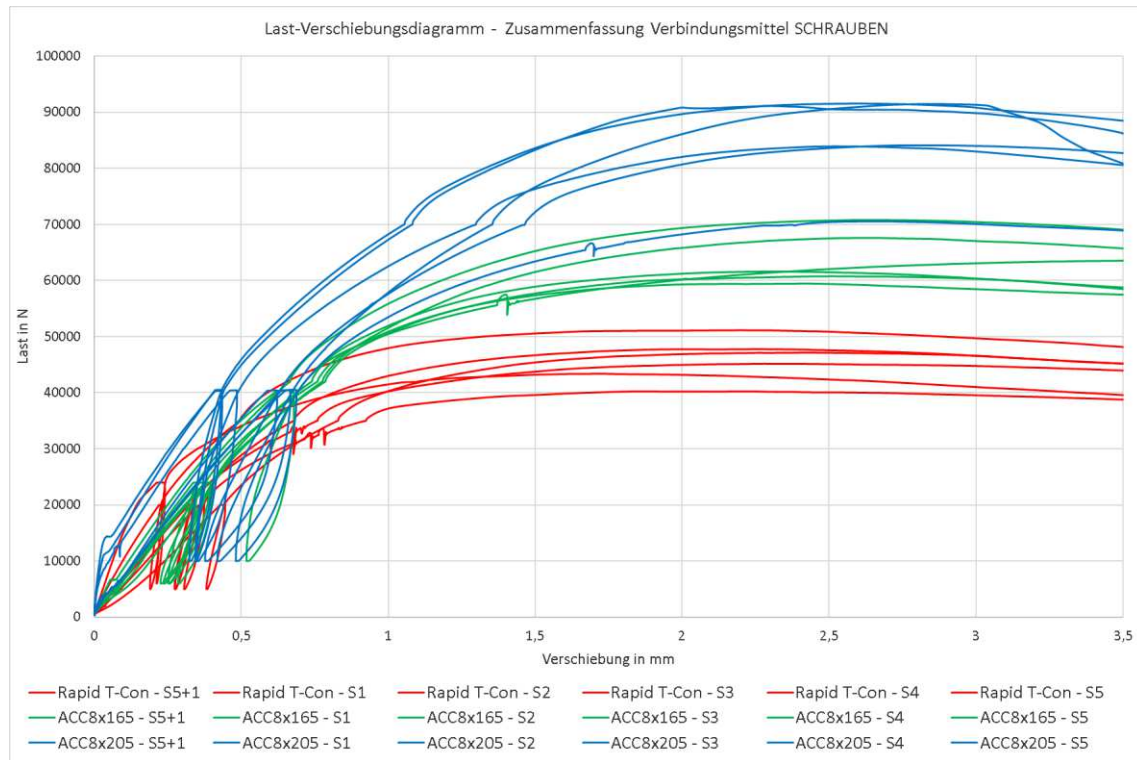


Abb. 71: Zusammenfassung der Last-Verschiebungsdiagramme für Verbindungsmittel Schraube

Ein direkter Vergleich kann zwischen den beiden Versuchsreihen ACC 8x165 und ACC 8x205 getroffen werden, da idente Schraubenanordnungen mit selber Schraubenanzahl vorherrschen. Auf den ersten Blick ist klar, dass aufgrund der längeren Einschraubtiefe in das LVL bei ACC 8x205 höhere Höchstlasten erreicht werden, als bei der ACC 8x165. $F_{max,k}$ wird dadurch um 23,3 % erhöht bei einem Gewindelängenunterschied von nur 30mm gegenüber der ACC 8x165. Neben der höheren Traglast erfährt auch der Verschiebungsmodul bei der Serie ACC8x205 eine Erhöhung gegenüber der Serie ACC8x165 um 6,4 %.

Aufgrund der Tatsache, dass die Rapid T-Con 8x155 Schraube und die ACC 8x165 Schraube dieselbe Gewindelänge von 100mm aufweisen, werden nun diese beiden Versuchsreihen gegenübergestellt. Obwohl bei der Versuchsreihe Rapid T-Con nur drei Schrauben und bei der Versuchsreihe ACC 8x165 drei Schraubenpaare (sechs Schrauben) zur Anwendung kamen, brachte die doppelte Anzahl an Schrauben eine Erhöhung von nur 44,9 % der charakteristischen Höchstlast $F_{max,k}$ im Verhältnis von Schraubenkreuz zu einzelner Schraube. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die drei druckbeanspruchten Schrauben innerhalb der drei Schraubenpaare nur einen gewissen Anteil der Schubkraftübertragung übernehmen. Aus diesem Grund muss darauf geachtet werden, in welchem Zusammenhang (einsinnige oder gekreuzte Verschraubung) eine Schraubenanzahl definiert wird. Trotz der halben Anzahl an Schrauben bei der Versuchsreihe Rapid T-Con gegenüber

den Versuchsreihen Ancon ACC, fällt der Verschiebungsmodul K_{ser} bei der Versuchsreihe Rapid T-Con am höchsten aus trotz doppelter Schraubenanzahl und längerer Gewindelänge bei ACC 8x205. Der Unterschied beträgt zu ACC 8x165 17,8 % und zu ACC 8x205 10,7 %.

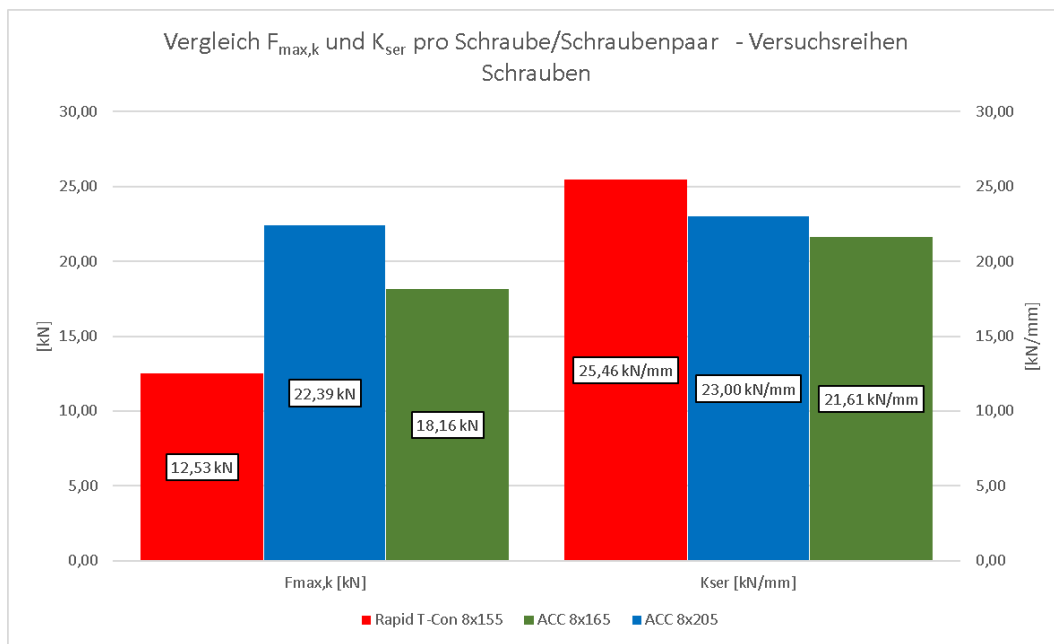


Abb. 72: Vergleich der charakteristischen Höchstlasten und Verschiebungsmodule gemäß EN 14358 für die Versuchsreihen mit Verbindungsmittel Schraube

6.7.2 Verbindungsmittel Kerve

Im Zuge der experimentellen Untersuchung wurden zwei Versuchsreihen mit Verbindungsmittel Kerve untersucht, welche sich durch unterschiedliche Kervertiefen unterscheiden. In der folgenden Abb. 73 sind alle Last-Verschiebungskurven der experimentellen Untersuchung mit Verbindungsmittel Kerve in einem Last-Verschiebungsdiagramm zusammengefasst. Aus Gründen der besseren Übersicht wurden die beiden Versuchsreihen mit unterschiedlichen Linienfarben (rot und blau) versehen, welche sich ebenfalls in Abb. 74 wiederfinden, sodass ein besserer Vergleich untereinander bewerkstelligt werden kann.

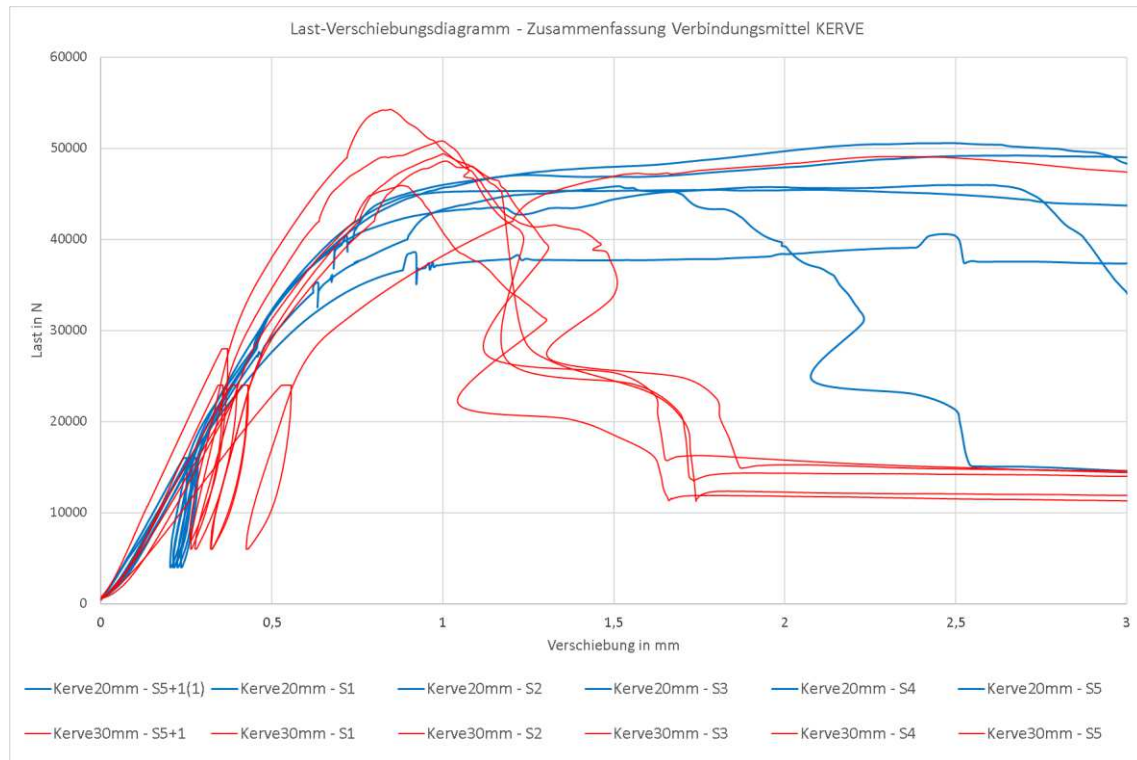


Abb. 73: Zusammenfassung der Last-Verschiebungsdiagramme für Verbindungsmittel Kerve

Der Verschiebungsmodul K_{Ser} weist bei beiden Versuchsreihen Kervertiefe 20mm und 30mm beinahe denselben Wert auf, wobei die charakteristische Höchstlast $F_{max,k}$ bei der Versuchsreihe Kervertiefe 30mm um 13 % höher ausfällt als bei der Versuchsreihe mit Kervertiefe 20mm. Auffallend ist dabei, dass bei der Steigerung der Traglast der Versagensfall Schubversagen LVL maßgebend wird, da bei der Versuchsreihe Kervertiefe 30mm fünf Mal Schubversagen LVL und nur einmal Druckversagen LVL, hingegen bei der Versuchsreihe Kervertiefe 20mm das Schubversagen LVL und Druckversagen LVL gleich oft stattgefunden hat. Dies hat den Grund, dass aufgrund der Erhöhung der Kervertiefe zwar die Kontaktfläche Beton-LVL größer wird und somit geringere Druckspannungen an der Kervenflanke entstehen können, jedoch bleibt die Abscherfläche des LVL ident, welche sich aus der Kervenbreite (in unserem Fall Kervenbreite = Trägerbreite LVL) und der Vorholzlänge zusammensetzt, sodass das Schubversagen maßgebend wird und somit öfters eintritt. Aus diesen Überlegungen ist daher Vorsicht geboten hinsichtlich der Wahl der Kervengeometrie, da sprödes Versagen, wie es beim Schubversagen der Fall ist, grundsätzlich vermieden werden soll, da keine Vorankündigung des Versagens stattfindet. Aus diesen Überlegungen wurden bereits zahlreiche Untersuchungen ([12], [13], [33]) geführt, welche zu der Aussage führen, dass ab einer gewissen Vorholzlänge, das Schubversagen des LVL praktisch umgangen werden kann (siehe Kapitel 5.2.5). Daher sollte bereits bei der Vordimensionierung der HBV-Decke mit Kervenverbindungen darauf geachtet werden, dass durch entsprechende Wahl der Kervengeometrie, ein Schubversagen des Holzes vermieden wird.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass alle Furnierlagen des verwendeten Furnierschichtholzes des Herstellers Stora Enso in eine Richtung weisen, nämlich in die Längsrichtung des LVL-Trägers. Wären einzelne Lagen quer dazu angeordnet, würde dies verursachen, dass die Schubkraftübertragung in Bezug auf das Schubversagen verbessert werden würde, sodass höhere Traglasten dadurch erreicht werden könnten.

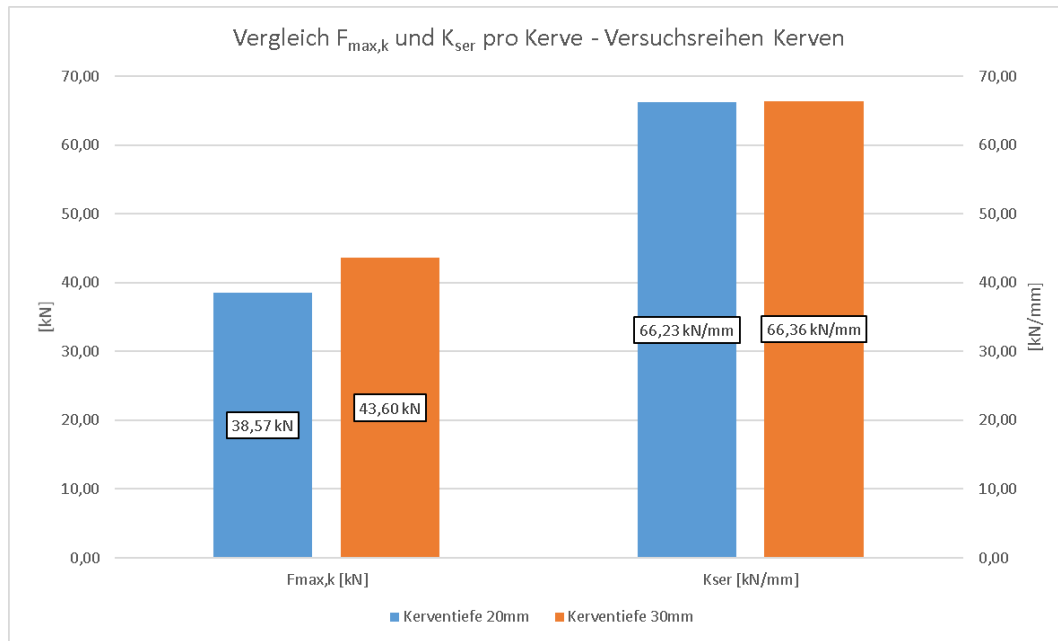


Abb. 74: Vergleich der charakteristischen Höchstlasten und Verschiebungsmodule gemäß EN 14358 für die Versuchsreihen mit Verbindungsmittel Kerbe

6.7.3 Verbindungsmittel Kerbe vs. Schraube

Um den Unterschied einer mechanischen Verbindung mittels Schrauben und einer Verbindung über Formschluss im direkten Zusammenhang festzustellen, werden in der folgenden Abb. 75 alle Versuchsreihen, die im Zuge der experimentellen Untersuchung geprüft wurden, in einem Last-Verschiebungsdiagramm zusammengefasst, wobei eine optische Differenzierung durch unterschiedliche Stricharten zwischen Kerbenverbindungen und Schraubenverbindungen erfolgt.

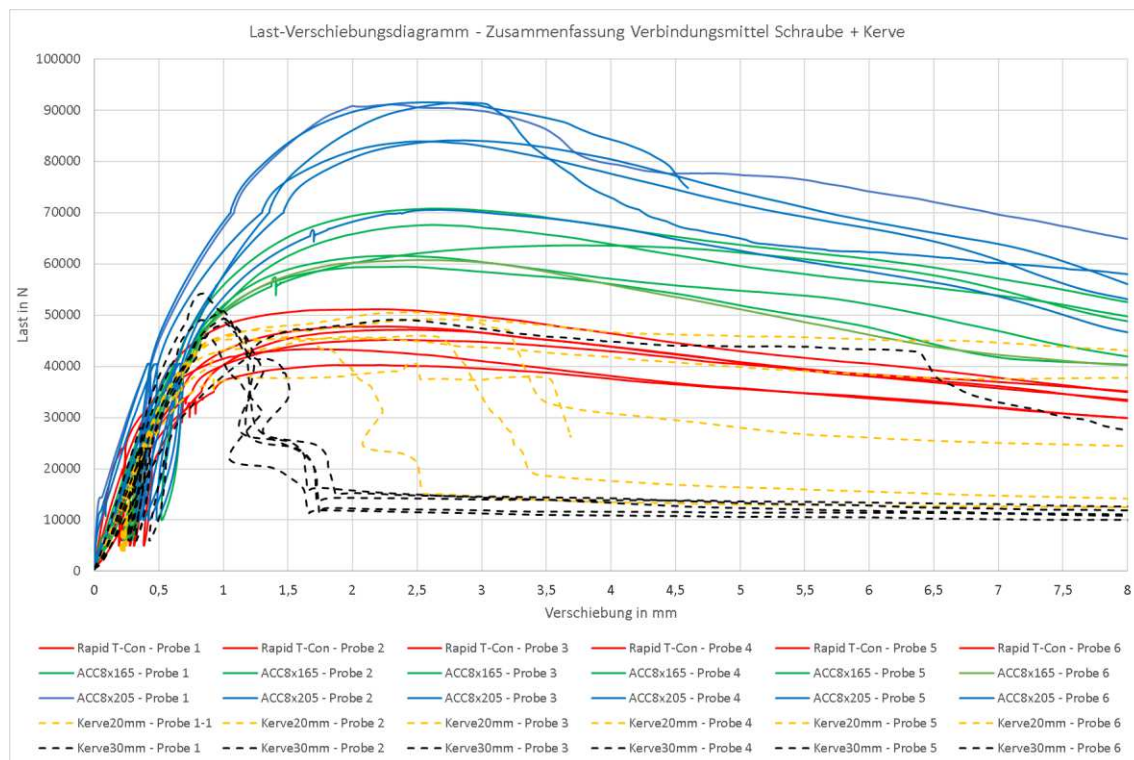


Abb. 75: Zusammenfassung aller Versuchsreihen zu einem Last-Verschiebungsdiagramm

Bei allen Prüfungen wurde die Höchstlast vor Erreichen der in EN 26891 [38] vorgegebenen maximalen Verschiebung von 15mm erreicht, sodass die Höchstlast für diese experimentelle Untersuchung bei allen Prüfungen als Traglast bezeichnet werden kann. Aus diesem Grund werden auch alle Last-Verschiebungsdiagramme nur bis zu einer gewissen Verschiebung dargestellt, welche bereits das Erreichen der Höchstlast/Traglast beinhalten.

In Abb. 75 lässt sich erkennen, dass die Probekörper mit Kerfenverbindungen wesentlich geringere Traglasten als die Probekörper mit der kreuzweisen Verschraubung ACC 8x165 und ACC 8x205 aufweisen. Diese Werte beziehen sich jedoch auf den gesamten Prüfkörper, wobei bei den Versuchsserien mit Kerfen jeweils ein Verbindungspunkt, nämlich die einzelne Kerfe, und bei den Versuchsserien mit Schrauben jeweils drei Verbindungspunkte vorhanden sind.

Wenn der Vergleich auf der Ebene eines einzelnen Verbindungspunktes erfolgt (siehe Abb. 76), ist zu erkennen, dass die einzelne Kerfe wesentlich höhere Traglasten und Verschiebungsmodule, als die einzelne Schraube (Rapid T-Con) bzw. ein Schraubenpaar (ACC) erreichen. Im Vergleich zu den Versuchsreihen mit Schrauben weisen beide Kerfenvarianten, Kerfentiefe 20mm und 30mm, um in etwa einen Faktor 3 höhere Traglasten und Verschiebungsmodule auf. In dem folgenden Diagramm sind alle Prüfergebnisse bezogen auf einen einzelnen Verbindungspunkt zusammengestellt, sodass ein direkter Vergleich untereinander möglich wird:

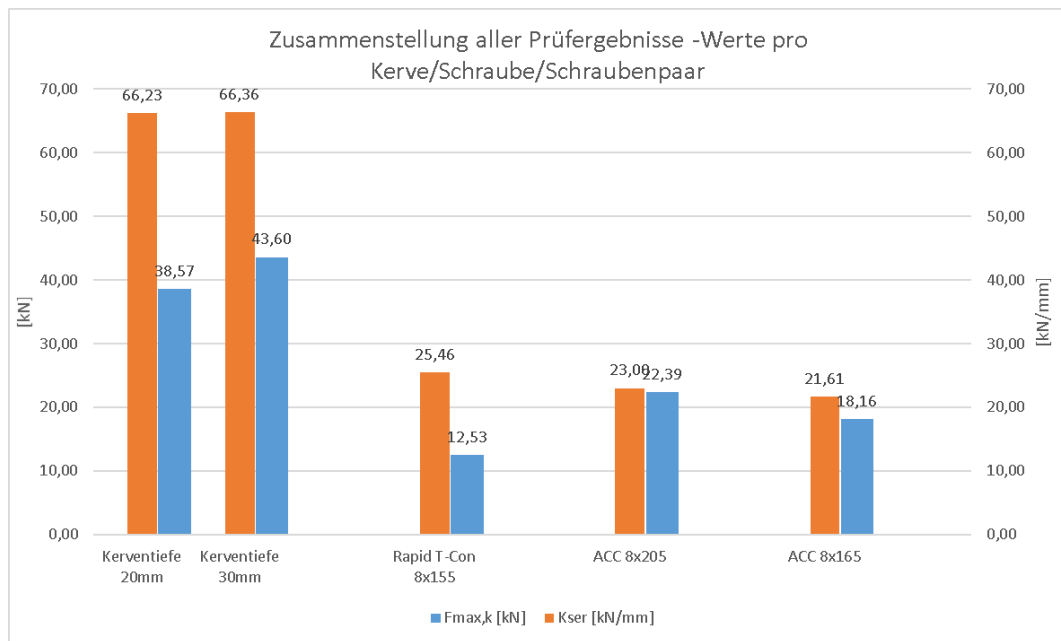


Abb. 76: Zusammenstellung aller Prüfergebnisse für den Verschiebungsmodul und die Traglast für einen einzelnen Verbindungspunkt (Kerfe, Schraube, Schraubenpaar)

Ein weiteres wichtiges Unterscheidungsmerkmal zwischen den beiden Verbindungsmittelarten ist, dass bei den Prüfungen mit Schraubverbindungen es zu keinem plötzlichen (spröden) Versagen im Gegensatz zu den Kerfenverbindungen, bei denen das Schubversagen des LVL maßgebend war, kam.

6.8 Vergleich der Prüfergebnisse mit Formelapparaten aus Zulassungen/Normen

6.8.1 Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 $n_{\text{Schrauben}} = 3$ (ETA-18/0829)

Wie bereits in Kapitel 5.1.3 angeführt, sind in der jeweiligen Schraubenzulassung Formeln angegeben, welche die Bestimmung des Verschiebungsmoduls K_{ser} und der Höchstlast $F_{max,k}$ ermöglichen. Um die Prüfergebnisse mit den Berechnungsformeln zu vergleichen, werden in diesem

Abschnitt die jeweiligen Formeln aus der ETA-18/0829 [29] (siehe Kapitel 5.1.3) angewendet und den Ergebnissen aus den Scherversuchen gegenübergestellt. Für die Auswertung der angegebenen Formeln in ETA-18/0829 [29] werden lediglich die Rohdichte des verwendeten LVL und die Gewindelänge der verwendeten Schrauben benötigt.

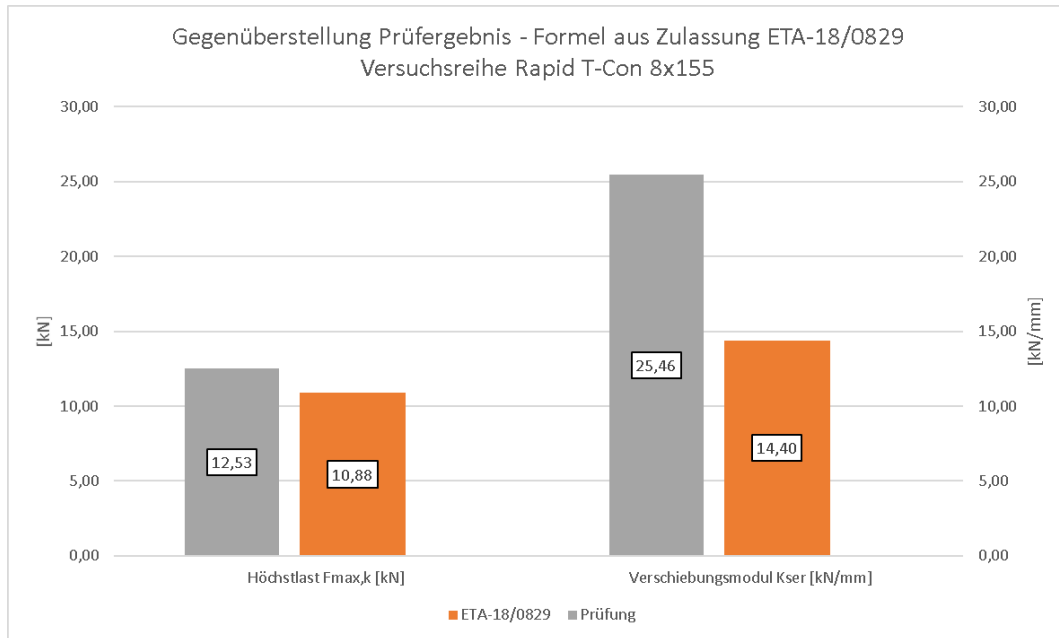


Abb. 77: Gegenüberstellung der Prüfergebnisse für Versuchsreihe Rapid T-Con (pro Schraube) mit der jeweiligen Schraubenzulassung ETA-18/0829 [29]

Hinsichtlich der Höchstlast bildet die Zulassung ETA-18/0829 [29] eine ziemlich gute Näherung für die erhaltenen Prüfergebnisse, wobei die Formel gemäß Zulassung auf der sicheren Seite liegt. In Bezug auf den Verschiebungsmodul muss angemerkt werden, dass die Streuung (siehe Tab. 13) bei den Probekörpern der Versuchsreihe Rapid T-Con doch relativ groß ist im Vergleich zu den anderen Versuchsreihen, sodass ziemlich unterschiedliche Verschiebungsmodule ermittelt wurden. Auch hier liegt der errechnete Verschiebungsmodul bei allen Prüfungen dieser Serie unter den Prüfergebnissen, wobei der Unterschied im Gegensatz zur Höchstlast weitaus höher ausfällt wie in Abb. 77 zu erkennen.

6.8.2 Versuchsreihe Ancon ACC 8x205 $n_{\text{Schrauben}} = 6$ (ETA-18/1144)

Wie bereits in Kapitel 5.1.4 angeführt, beinhaltet die Zulassung für Ancon ACC Verbundschrauben ETA-18/1144 [31] dieselben Formelapparate wie in ETA 18/0829 [29] angeführt. Aus diesem Grund sind erneut lediglich die Rohdichte des verwendeten LVL und die Gewindelänge erforderlich, um die angegebenen Formeln auszuwerten.

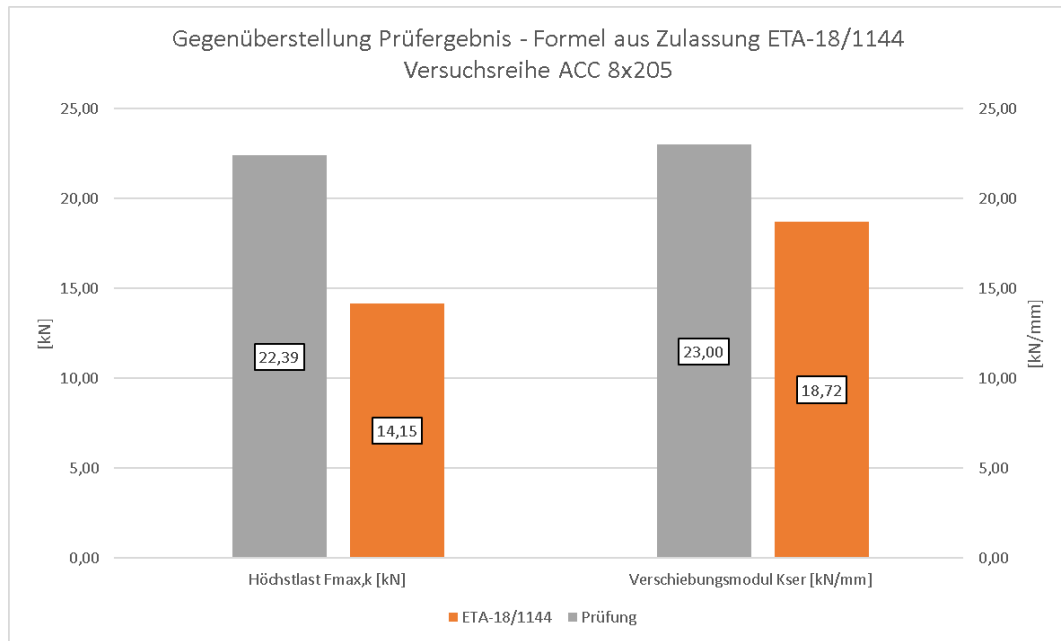


Abb. 78: Gegenüberstellung der Prüfergebnisse für Versuchsreihe ACC 8x205 (pro Schraubenpaar) mit der jeweiligen Schraubenzulassung ETA-18/1144 [31]

Auffallend ist, dass der Formelapparat aus der Zulassung ETA-18/1144 [31] sowohl die Schubfestigkeit, als auch den Verschiebungsmodul (diesen jedoch weniger), deutlich unterschätzt.

6.8.3 Versuchsreihe Ancon ACC 8x165 $n_{\text{Schrauben}} = 6$ (ETA-18/1144)

Es werden analog zu der Versuchsreihe ACC 8x205 die Zulassung ETA-18/1144 [31] angewendet. Wie bereits bei ACC 8x205 angemerkt, werden auch hier die Prüfergebnisse deutlich unterschätzt, sodass die angegebenen Formeln in der Zulassung ETA-18/1144 [31] unwirtschaftlich sind, jedoch auf der sicheren Seite liegen.

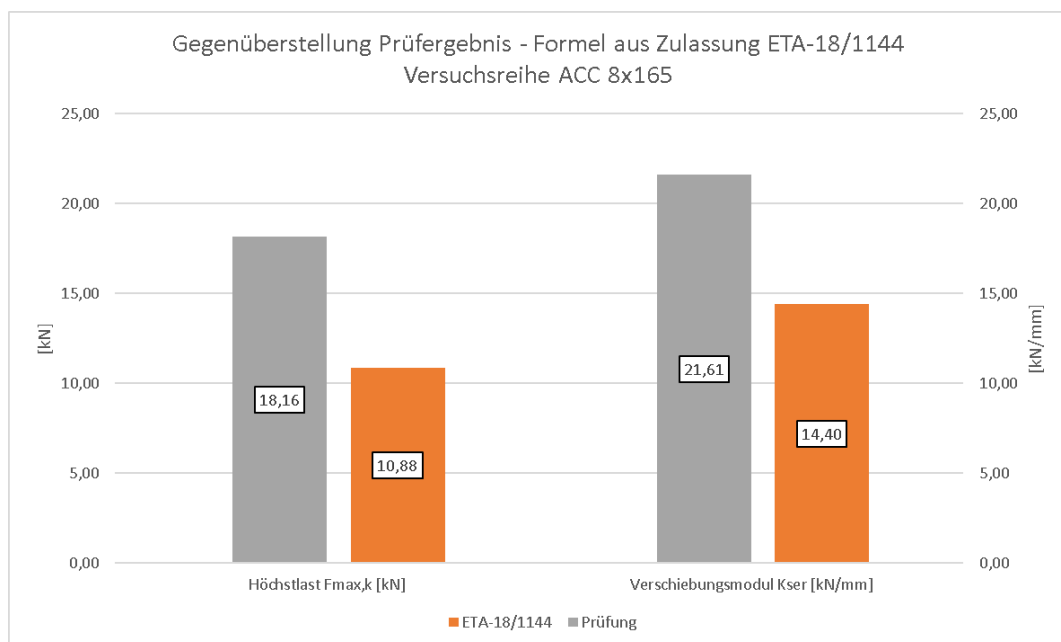


Abb. 79: Gegenüberstellung der Prüfergebnisse für Versuchsreihe ACC 8x165 (pro Schraubenpaar) mit der jeweiligen Schraubenzulassung ETA-18/1144 [31]

6.8.4 Versuchsreihe Kervertiefe 20mm + 30mm

Da Kerfenverbindungen in der Holz-Beton-Verbundbauweise derzeit noch nicht normengerecht geregelt sind, werden im Anschluss die angegebenen Formelapparate in Kapitel 2.3, welche zukünftig im Eurocode EN1995:2022 in der sogenannten Technical Specification verankert sein werden [8], verwendet. Es werden die Widerstände der angeführten Versagensfälle von Kerfenverbindungen berechnet und mit den Prüfergebnissen und deren Versagensbildern verglichen. Es werden jene Widerstände berechnet, welche im Zuge der Prüfungen dieser Versuchsreihen überschritten wurden und somit zu einem Versagen führten.

Tab. 22: Widerstände nach Beanspruchung aufgeteilt für die Versuchsreihen Kervertiefe 20+30mm

F_{Rk} [N]	Kervertiefe 20mm	Kervertiefe 30mm
Druckversagen Beton	31500 N	47250 N
Schubversagen LVL	51660 N	51660 N
Druckversagen LVL	44100 N	66150 N

Wie bereits in Kapitel 6.7.2 angegeben, wurde beim Übergang der Prüfung von Kervertiefe 20mm auf 30mm ein Trend von Druckversagen LVL in Richtung Schubversagen des LVL festgestellt. Diese Beziehung kann sehr deutlich auch aus Tab. 22 herausgelesen werden. Da das Schubversagen des LVL definiert wird über die Abscherfläche, welche sich über die Kerfenbreite und der Vorholzlänge definiert, die jedoch bei Erhöhung der Kervertiefe dadurch keine Auswirkungen erfährt, bleibt der Widerstand für das Schubversagen im LVL gleich. Das Druckversagen des LVL hängt jedoch in erster Linie von der Kerfenbreite und der Kervertiefe ab. Eine Erhöhung der Kervertiefe von 20mm auf 30mm bedeutet gleichzeitig auch eine 50%-ige Erhöhung des Widerstandes gegen Druckversagen des LVL.

6.9 Vergleich der Prüfergebnisse mit anderen experimentellen Untersuchungen

6.9.1 Versuchsserie Rapid T-Con 8x155 n=3 vs DA Rädler Rapid T-Con 8x205 n=4

Im Zuge der Diplomarbeit Rädler [42] wurden innerhalb der experimentellen Untersuchung ebenfalls Kleinteil-Scherversuche mit Furnierschichtholz und Stahlbeton durchgeführt. Diese beinhalten unter anderem eine Versuchsserie, welche mit Rapid T-Con 8x205mm Schrauben durchgeführt worden sind. Der Aufbau dieser Versuchsserie wird in folgender Abbildung dargestellt:

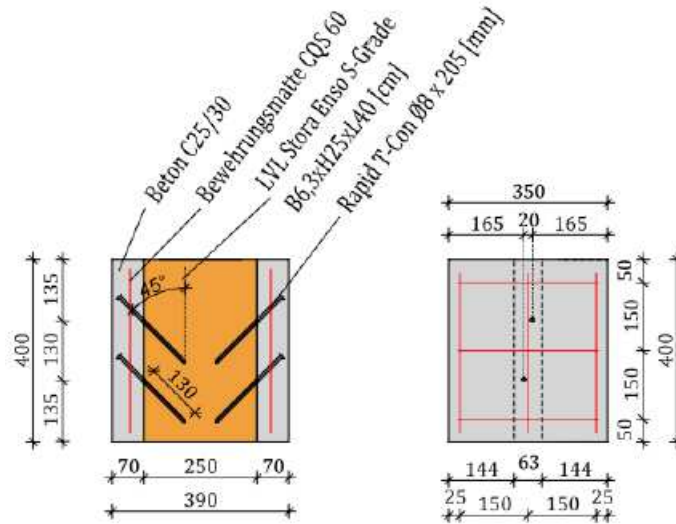


Abb. 80: DA Rädler – Versuchsaufbau [42]

Wie in Abb. 80 zu erkennen, wurden im Zuge der experimentellen Untersuchung der DA Rädler [42] zwei Scherfugen zu je zwei Schrauben, die unter 45° verschraubt wurden, verwendet. Die Gegenüberstellung der beiden Schraubenvarianten hinsichtlich den Werten aus deren Zulassung ETA-18/0829 [29] ist in folgender Tabelle angegeben (Werte pro Schraube):

Tab. 23: Gegenüberstellung verwendeter Schrauben - experimentelle Untersuchung und DA Rädler [42]

Rapid T-Con	8x155	8x205 (DA Rädler)	%
Gewindelänge [mm]	100,00	130,00	30,00
Rohdichte LVL (feucht) [kg/m ³]	519,18	521,16	0,38
Schubfestigkeit F_v [kN] nach ETA-18/0829	10,89	14,20	30,40
Verschiebungssmodul K_{ser} [kN/mm] nach ETA-18/0829	14,40	18,72	30,00

Die letzte Spalte in Tab. 23 zeigt den prozentuellen Unterschied zwischen den beiden Spalten 8x155 und 8x205 auf, sodass im Folgenden die vorhandenen Ergebnisse, auf die Gewindelänge bezogen, umgerechnet werden und die beiden Versuchsserien miteinander verglichen werden können.

In der folgenden Tabelle erfolgt die Gegenüberstellung der beiden Prüfergebnisse aus der experimentellen Untersuchung und DA Rädler [42]:

Tab. 24: Gegenüberstellung Prüfergebnisse pro Schraube – experimentelle Untersuchung und DA Rädler [42]

Rapid T-Con	8x155	8x205 (DA Rädler)	%
Schubfestigkeit F_v [kN] nach Prüfergebnis	12,53	17,88	42,70
Verschiebungssmodul K_{ser} [kN/mm] nach Prüfergebnis	25,46	21,66	-14,93

Zu erkennen ist, dass im Zuge der eigenen Versuchsdurchführung ein viel höherer Verschiebungssmodul resultiert trotz kürzerer Einbindetiefe in das Holz, als bei der experimentellen Untersuchung bei DA Rädler [42]. Werden die beiden Werte für den Verschiebungssmodul aus den beiden Prüfungen der eigenen Untersuchung und DA Rädler [42] zurückgerechnet auf einheitliche Gewindelänge ($l_{eff} = 100\text{mm}$), bedeutet dies einen 44,93 % höheren Wert für K_{ser} bei der experimentellen Untersuchung innerhalb dieser Arbeit. Hinsichtlich der Schubfestigkeit erreicht allerdings die Prüfung nach DA Rädler [42] einen höheren Wert als bei der eigenen experimentellen Untersuchung, nämlich 12,7 % bezogen erneut auf die einheitliche Gewindelänge von 100mm.

6.9.2 Versuchsserien Kerven

Kudla [13] hat in seiner Auswertung seiner experimentellen Untersuchung mehrere, in der Vergangenheit durchgeführten, Scherversuche mit Kerven zusammengefasst (siehe Abb. 81):

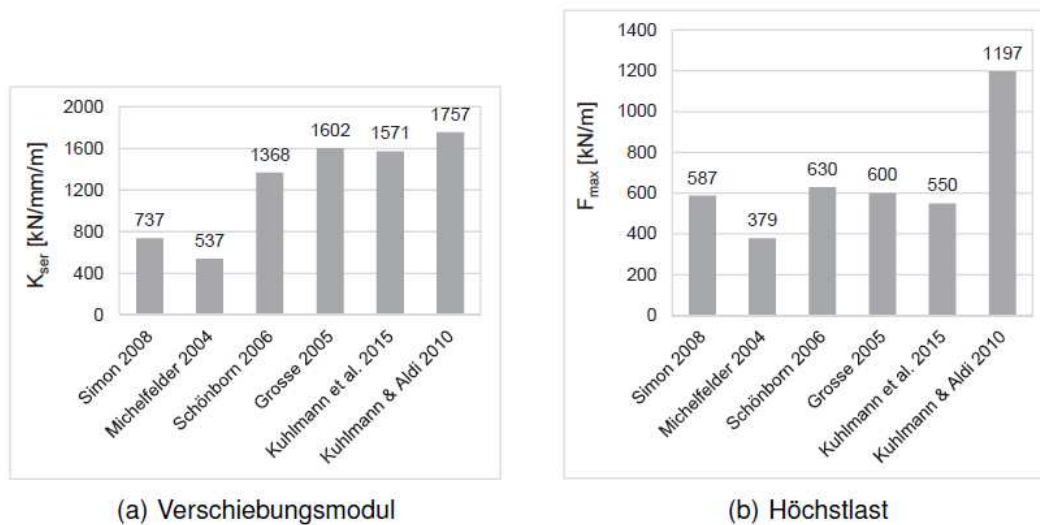


Abb. 81: Vergleich der Prüfergebnisse mit Werten pro Kerve und pro 1 m Breite [13]

Da sowohl die Prüfkörper, als auch die Kervengeometrie bei allen Versuchen unterschiedlich waren, fällt ein direkter Vergleich auf den ersten Blick relativ schwer.

Alle Versuchsreihen besitzen dieselbe Kervenlänge, nämlich 200mm (ident zu der experimentellen Untersuchung dieser Arbeit), jedoch unterscheiden sich die anderen Kervenparameter bzw. die verwendeten Materialien voneinander. Daher sind in der folgenden Tabelle die jeweiligen Kervenparameter und Materialien angegeben:

Tab. 25: Kervenparameter der durchgeführten Scherversuche mit Kerven [13]

Parameter	Betongüte	Holzgüte	l_K [mm]	t_V [mm]	l_V [cm]	α [°]
Simon [16]	C 25/30	GL 28h	200	20	250	100
Michelfelder [22]	C 20/25	Brettstapel S7 (C16)	200	20	250	90
Schönborn [20]	C 25/30	GL 24h	150 / 200	20	360	100
Grosse [45]	C 35/45	Brettstapel S10 (C24)	200	20	250	90 / 100
Kuhlmann & Aldi [1]	C 30/37	GL 32h	200	40	400	90

Es werden nun die Prüfergebnisse aus Abb. 81 mit den eigenen Prüfergebnissen (KERVE20 + KERVE30) zusammengestellt in ein gemeinsames Diagramm, sodass der Vergleich untereinander erleichtert wird. Die Ergebnisse der eigenen Versuche sind im Diagramm rechts mit einem schwarzen Rahmen und einer Füllfläche hinterlegt zwecks besserer Unterscheidung von den restlichen Prüfergebnissen (siehe Abb. 82):

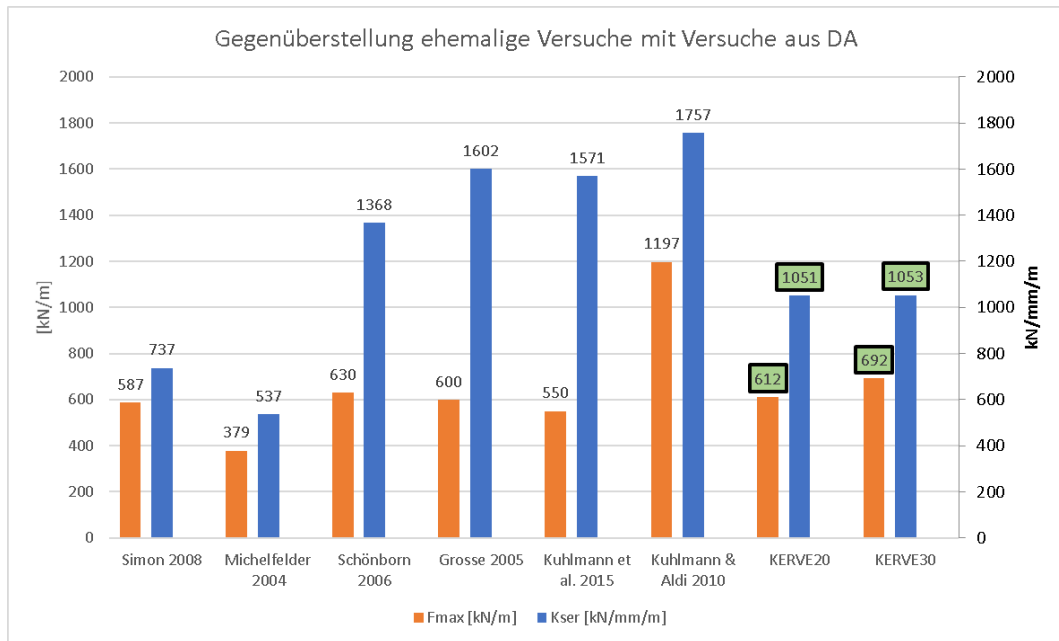


Abb. 82: Zusammenstellung aller Prüfergebnisse aus Kudla [13] mitsamt Versuchsreihen Kerventiefe 20+30mm

Wird nun Abb. 82 mit Tab. 25 verglichen, kann festgestellt werden, dass die maximale Traglast aller Versuchsreihen, einschließlich der eigenen Versuchsreihen, in etwa den gleichen Wert aufweisen. Ausgenommen ist dabei das Prüfergebnis von Kuhlmann & Aldi 2010, welches im Schnitt die doppelte Höchstlast erreicht im Vergleich zu den restlichen Versuchsreihen. Dies ist darauf zurückzuführen, da bei dieser Serie zum einen eine Kerventiefe von 40mm angewendet wurde, und zum anderen die Vorholzlänge mit einem Wert von 400mm. Weiters weist das verwendete Brettschichtholz GL32h die höchsten Festigkeitseigenschaften aus Tab. 25 auf. Hinsichtlich des Verschiebungsmoduls weisen die Versuche aus Michelfelder 2004 und Simon 2008 die am nächsten zu den in dieser Arbeit gewählten Kervenparameter auf, sodass ein Vergleich am ehesten mit diesen beiden Versuchsdurchführungen stattfinden kann. Im Vergleich zu den genannten Versuchsreihen weisen die Versuchsreihen Kerventiefe 20+30mm einen weitaus höheren Verschiebungsmodul auf. Da sich der Verschiebungsmodul im linear elastischen Bereich zusammensetzt, sind die Aspekte der Festigkeitseigenschaften der verwendeten Materialien maßgebend, sodass die höheren Werte auf die Festigkeitseigenschaften des Furnierschichtholzes zurückzuführen sind.

7 FE-Modellierung der Scherversuche

Zur Validierung der experimentellen Untersuchung wurden FE-Modelle erstellt, durch welche nähere Informationen beziehungsweise genauere Aussagen zu der Versagensform bei den Prüfungen gewonnen werden können. Diese FE-Modelle sollen auch für die zukünftige Modellierung solcher Holz-Beton-Verbundkörper als Hilfestellung dienen und dem Anwender aufzeigen, welche Möglichkeiten es gibt, die einzelnen Verbindungsmittel bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mittels der Finiten Elemente Methode nachzubilden und zu simulieren.

Dabei wurde das FE-Programm ABAQUS verwendet, welches sich unterteilt in:

- Preprocessor (ABAQUS CAE): Hier werden die Geometrie, die Materialeigenschaften und die Randbedingungen (Auflagerbedingungen,...) und Lasten definiert, welche in einem input-file gespeichert werden. Dieses wird dem Solver übergeben.
- Solver (ABAQUS Standard/Explicit): Hier wird die Simulation durchgeführt, indem die jeweiligen Gleichungssysteme gelöst werden. Das Ergebnis wird in einem output-file gespeichert. Dieses wird dem Postprocessor übergeben.
- Postprocessor (ABAQUS CAE): Hier werden die Ergebnisse dargestellt.

Im Anschluss an die Versuche wurden die FE-Modelle mit den Prüfergebnissen verglichen und, falls notwendig, auch bereichsweise angepasst.

In der folgenden Abbildung ist das Hauptfenster des verwendeten FE-Programmes ABAQUS CAE dargestellt:

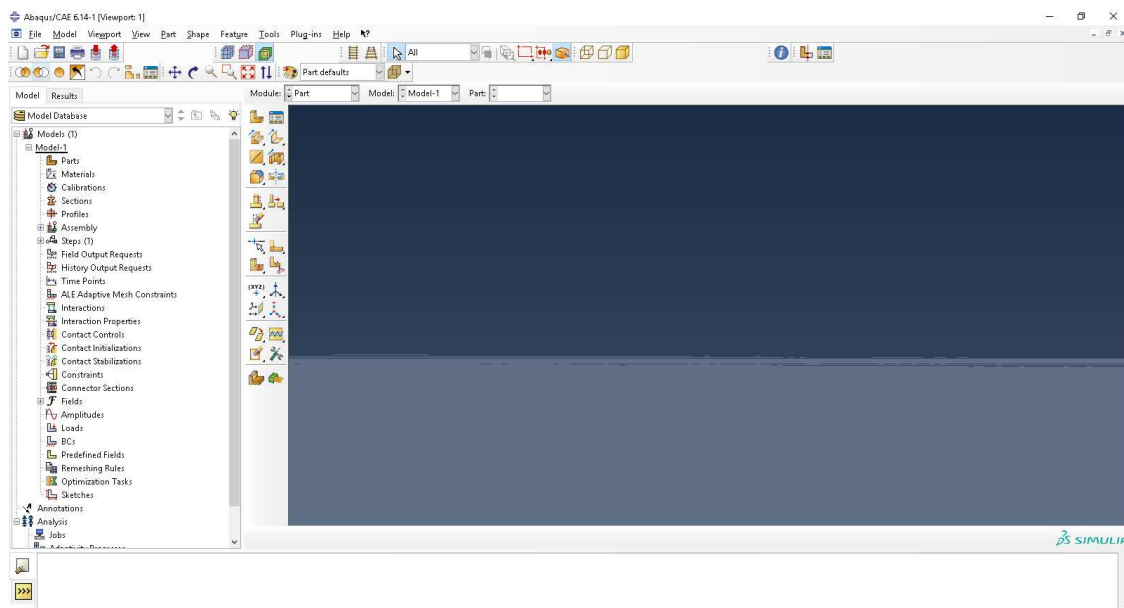


Abb. 83: Hauptfenster ABAQUS CAE

Das FE-Programm ist grundsätzlich aufgebaut aus einem Modellbaum, in welchem die einzelnen Module aufgelistet sind. Jedes Modul verfügt über eine eigene Werkzeugfläche, die es ermöglicht, unterschiedliche Aktionen/Anpassungen in dem jeweiligen Modul durchzuführen. Die Module werden unterteilt in (die in Klammer gesetzten Module wurden für die FE-Modellierung der Kleinteilscherversuche nicht benötigt und werden hier nicht näher erläutert):

- Part: dient der Geometriedefinition der einzelnen Bauteile
- Property: Dient der Definition der Materialeigenschaften
- Assembly: dient dem Zusammenbau der einzelnen Parts zum Gesamtbauteil
- Step: dient der Definition von unterschiedlichen Lastfällen bzw. Verschiebungsrandbedingungen
- Interaction: dient der Definition von Kontakteigenschaften zwischen unterschiedlichen Bauteilen („Parts“)

- Load: dient der Definition von Lasten
- Mesh: dient der Vernetzung
- (Optimization)
- Job: dient der Erstellung der Berechnungsdatei
- Visualization: dient der Darstellung von Ergebnissen
- (Sketch)

Im Zuge der theoretischen Untersuchung dieser Arbeit wurden für die Versuchsreihen einsinnige Verschraubung und Kervenverbindungen exemplarisch FE-Modelle mithilfe des FE-Programmes ABAQUS CAE erstellt, welche die Prüfung so gut wie möglich abbilden sollen. In den folgenden Unterkapiteln werden die einzelnen Module und deren Auswirkung auf die Modellierung näher erläutert.

7.1 Modul Part

In diesem ersten Abschnitt werden die einzelnen Geometrien definiert, wobei das Bauteil LVL, Beton und die Schrauben jeweils als ein eigene „Parts“ betrachtet werden. Alle Bauteile wurden als dreidimensionale Volumenkörper modelliert. Falls möglich, wurden aus Symmetriegründen nur ein Halbmodell der Prüfkörper modelliert, welches zu einer geringeren Rechenzeit führt, aufgrund von geringerer Knoten- bzw. Elementanzahl. Diese Vereinfachung wurde bei allen Versuchsserien angewendet bis auf die Versuchsserien mit der gekreuzten Verschraubung, da keine Symmetrie in der Geometrie vorliegt, aufgrund der nicht symmetrischen Schraubenanordnung. Die Tellerkopfschraube bei den Versuchsreihen mit Kerbe wurde innerhalb der FE-Modellierung nicht modelliert, da diese nur zur Lagesicherung verwendet wurde und keine Funktion der Lastabtragung trägt. Die Eigenschaft der Tellerkopfschraube wurde allerdings insofern berücksichtigt, dass die gesamte Betonplatte an deren Oberseite und das Furnierschichtholz an deren Unterseite gegen horizontale Verschiebungen gehalten wird.

Folgende Parameter wurden für alle Bauteile im Modul Part definiert:

Tab. 26: Definition der angewendeten Eigenschaften im Modul Part

Modeling Space:	3D
Type:	Deformable
Base Feature:	Solid - Extrusion

7.2 Modul Property

Anschließend an die Geometriefestlegung wurden die Materialeigenschaften der einzelnen Materialien (Stahlfaserbeton, Furnierschichtholz, Stahl) definiert und den jeweiligen Bauteilen (Betonplatte, LVL-Träger, Schraube) zugeordnet. Dabei wurden die richtungsabhängigen Festigkeitseigenschaften des Furnierschichtholzes berücksichtigt, indem dem LVL-Träger eine richtungsbezogene Orientierung der Materialeigenschaften hinzugefügt wurde. Allen verwendeten Materialien wurde einerseits ein elastisches Materialverhalten und andererseits ein plastisches Materialverhalten hinzugefügt. Zusätzlich dazu wurde das Eigengewicht der Materialien berücksichtigt (außer bei Schrauben – Eigengewicht vernachlässigbar).

Für den Stahlfaserbeton wurde die Arbeitslinie aus Abb. 23 verwendet. Für die Schraube wurde ein trilinearer Verlauf gewählt, wobei für den E-Modul 210 GPa gewählt wurde:

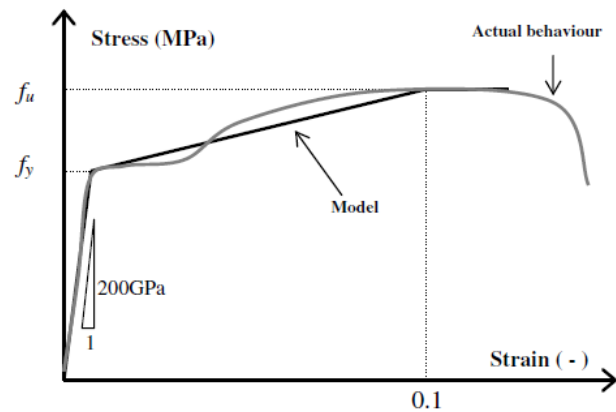


Abb. 84: Schematische Darstellung der gewählten Arbeitslinie für die Schraube [41]

Für das LVL wurde eine bilineare Arbeitslinie definiert, wobei die obere Schranke des linear-elastischen Bereiches mit der Druckspannung des LVL begrenzt wurde:

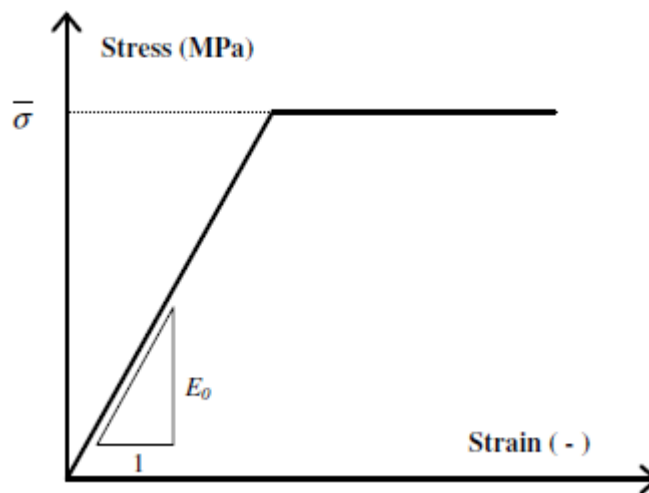


Abb. 85: Schematische Darstellung der gewählten Arbeitslinie für das LVL [41]

7.3 Modul Assembly

Im Modul Assembly wurden die einzelnen Grundbausteine zusammengesetzt zum fertigen Prüfkörper. Im Bereich, wo die Schrauben sich mit dem LVL und dem Beton überlappen, wurde das LVL und der Beton mit den Schrauben geschnitten, sodass nun die Parts LVL und Beton im Bereich der Schraubendurchdringung ausgenommen wurden.

7.4 Modul Step

Im Modul Step können mehrere Steps definiert werden, wobei jeder Step eine unterschiedliche Belastung auf das System oder eine Änderung in den Verschiebungsrandbedingungen beinhalten kann. Im Zuge der Modellierung der Kleinteilscherversuche wird neben dem vordefinierten Step Initial (Auflagerrandbedingungen) zusätzlich ein Step Lastaufbringung hinzugefügt, welcher die Belastung aus der Prüfmaschine beinhaltet. Die Lastaufbringung gemäß DIN EN 26891 [38] wurde an dieser Stelle nicht berücksichtigt. Aus Gründen der Vereinfachung wurde ein linear ansteigender Verlauf der aufzubringenden Last definiert.

Anzumerken sei, dass in dem Modul Step die Ausgabe, der für den Benutzer relevanten Ergebnisse, ausgewählt werden kann.

7.5 Modul Interaction

Den wohl entscheidendsten Einfluss auf die Ergebnisse der Simulation hat das Modul Interaction. Daher wird dieser Abschnitt ausführlicher erläutert.

In diesem Modul werden die Kontakteigenschaften zwischen unterschiedlichen Oberflächen, Materialien, Punkten definiert. Das Modul Interaction wurde in Anlehnung an [41] bearbeitet. In [41] wurde analog zu dieser Arbeit versucht, die experimentelle Untersuchung durch FE-Modellierung abzubilden. Es handelte sich dabei ebenfalls um ähnliche Probekörper wie bei dieser Arbeit der Fall ist, jedoch wurden Dübel zur Schubkraftübertragung verwendet und der Probekörper wurde symmetrisch aufgebaut aus zwei Scherfugen, sodass die Last mittig am Holz positioniert wurde. Aus diesem Grund mussten an einzelnen Bereichen zusätzliche Adaptierungen zu [41] getroffen werden, um das Verhalten von Kervenverbindungen und Schraubverbindungen realitätsgetreu abzubilden.

7.5.1 Interaction – Versuchsserien Verbindungsmittel Schrauben

Die Kontakteigenschaften zwischen dem Beton und den Schrauben und dem Beton und dem LVL wurden in Anlehnung an [41] gewählt. Diese wurden mithilfe direktem „Kontakt“, welches tangentiales und normales Verhalten beinhaltet, hergestellt. Dabei wurde das Tangentiale Verhalten (entlang der Oberfläche des jeweiligen „Parts“) als Reibung mit einem Reibungskoeffizienten definiert. Insgesamt wurden zwei Kontakteigenschaften dieser Art hinzugefügt:

- Kontakt Beton-LVL: Reibungskoeffizient $\mu = 0,57$
- Kontakt Beton-Schraube: Reibungskoeffizient $\mu = 0,90$

Anfangs wurde auch der Kontakt LVL-Schraube mit dieser Kontaktart modelliert, jedoch erwies sich dies als nicht so steife Verbindung wie in den Prüfergebnissen. Stattdessen wurde für den Kontakt zwischen dem LVL und den Schrauben „Cohesive Behavior“ (zu Deutsch: kohäsives Verhalten) in Kombination mit einem Versagen „Damage“ angewendet. Die Kontakteigenschaft „Cohesive Behavior“ definiert die Steifigkeit der Verbindung im linear-elastischen Bereich. Um ein plastisches Verhalten bzw. ein Versagen der Verbindung zu erhalten, wurde die Kontakteigenschaft „Damage“ hinzugefügt. Dort werden die maximalen Normalspannungen und Schubspannungen der Verbindung definiert, in unserem Fall entlang der Oberfläche der Schraube. Dieses Verhalten soll sozusagen das Gewinde der Schraube im Holz simulieren.

7.5.2 Interaction – Versuchsserien Verbindungsmittel Kerbe

Um das Schubversagen von Holz im FE-Programm ABAQUS zu modellieren, wurde das LVL in zwei Parts geteilt:

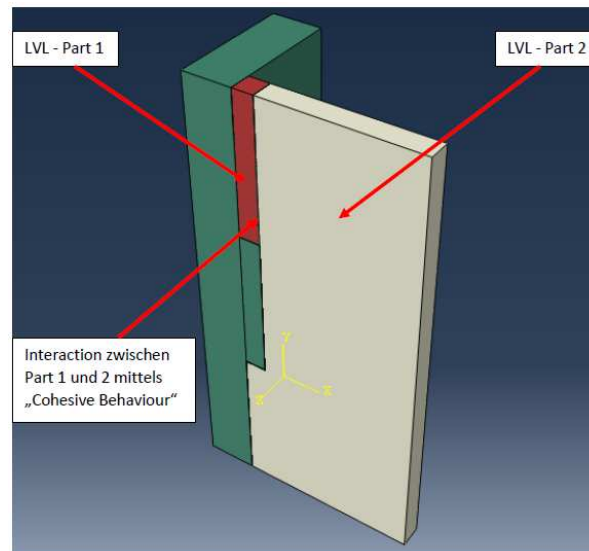


Abb. 86: Aufteilung des LVL's auf zwei Parts bei Versuchsreihen mit Kervenverbindung

Diese wurden im Modul Interaction mittels „Cohesive Behavior“ miteinander verbunden. Weiters wurden neben der kohäsiven Verbindung eine Schädigung der Verbindung über „Damage“ definiert, in welcher die maximalen Normal- und Schubspannungen der Verbindung der beiden Parts geregelt werden. Wenn diese während der Berechnung erreicht werden, bedeutet dies ein Abscheren des LVL's entlang der Kerbe (Schubversagen LVL).

Der Kontakt zwischen dem Furnierschichtholz und der Betonplatte wurde, wie in Kapitel 7.5.1 bereits angeführt, wieder mit direktem Kontakt, welches Tangentiales und Normales Verhalten beinhaltet, festgelegt.

7.6 Modul Load

In dem Modul Load werden die Belastung und die Auflagerrandbedingungen definiert. Die Belastung wurde als Flächenlast auf den Gesamthirnholzquerschnitt des LVL's angesetzt. Dort wo aus Symmetriegründen nur ein Halbmodell modelliert wurde, wurden zusätzliche Symmetrie-Auflagerrandbedingungen gesetzt, um trotz Halbmodell ein symmetrisches Modell abzubilden.

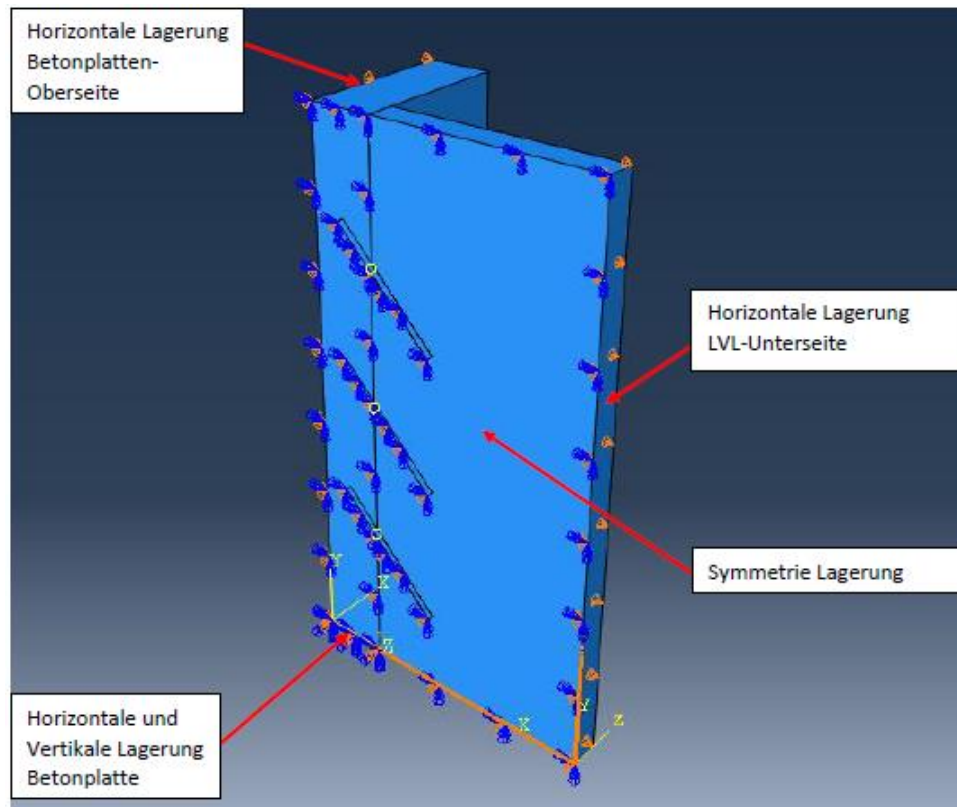


Abb. 87: Darstellung Auflagerrandbedingungen (Versuchsreihe: einsinnige Verschraubung)

Die Belastung wurde, wie bereits angemerkt, als Flächenlast auf die Hirnholzoberseite des Furnierschichtholzes aufgebracht. Die Last wird in einzelne Lastinkremente mit einem linearen Verlauf auf das System aufgebracht. Die Lastaufbringung gemäß DIN EN 26891 [38] wurde, aufgrund der zu hohen Rechenzeit, an dieser Stelle nicht berücksichtigt.

7.7 Modul Mesh

Im Modul Mesh geschieht die Vernetzung des FE-Modells. Für unsere Modelle mit Verbindungsmittel Schrauben wurde ein Netz mit Tetraeder-Elementen gewählt, für die Modelle mit Verbindungsmittel Kerbe wurde ein Netz mit Hexaeder-Elementen gewählt. Dies hat den Grund, dass eine Vernetzung der Schrauben mit deren Umgebung nur mit Tetraeder-Elementen möglich ist, da aufgrund des Einschraubwinkels von 45° bzw. 135° keine Hexaeder-Elemente verwendet werden können. Im Bereich der Verbindungsmittel Schrauben bzw. Kerben wurde das FE-Netz feiner/engmaschiger gewählt, sodass die Rechengenauigkeit in diesen entscheidenden Bereichen zunimmt.

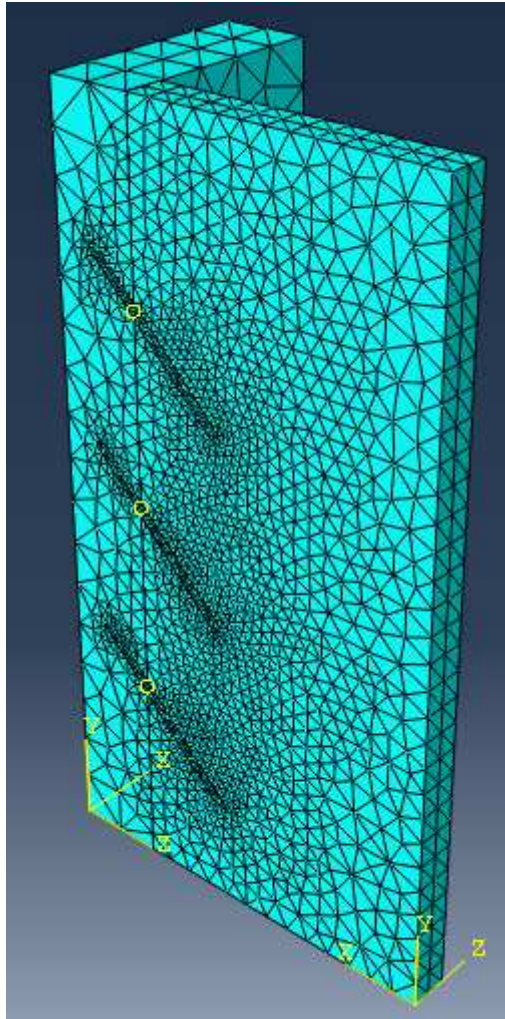


Abb. 88: FE-Netz Versuchsreihe einsinnige Verschraubung

7.8 Modul Job

Im Modul Job wird die FE-Berechnung gestartet, wo auch etwaige Fehler oder Warnungen, die während der Berechnung auftreten, angezeigt werden.

7.9 Modul Visualization

Im letzten hier zu erwähnenden Modul Visualization werden die Ergebnisse angezeigt. Durch Kombination mehrerer Verläufe, wie die Vertikalverschiebung eines beliebig gewählten Punktes und der Lastaufbringung, kann ein Last-Verschiebungsdiagramm mit den jeweiligen Werten in Excel exportiert werden und anschließend mit den Ergebnissen aus der Prüfung verglichen werden.

8 Gegenüberstellung FE-Modelle mit Versuchen

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse aus den Kleinteil-Scherversuchen verglichen mit jenen aus der FE-Modellierung mithilfe ABAQUS CAE. Insbesondere wird hier auf den Vergleich der einzelnen Last-Verschiebungsdiagramme eingegangen, da aus diesen die Höchstlast als auch der Verschiebungsmodul resultiert.

Exemplarisch werden zum einen die Versuchsreihe mit der einsinnigen Verschraubung Rapid T-Con 8x155 und zum anderen die beiden Versuchsreihen mit Verbindungsmittel Kerfe näher untersucht.

8.1 Gegenüberstellung mit Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155

In der folgenden Abbildung wird das Last-Verschiebungsdiagramm aus Abb. 57 verknüpft mit der Last-Verschiebungskurve aus dem FE-Modell. Dabei wird die Kurve aus dem FE-Modell mit einer schwarzen strichlierten Linie und die Kurve aus den Prüfergebnissen mit durchgezogenen Linien dargestellt, zwecks deutlicherer Darstellung.

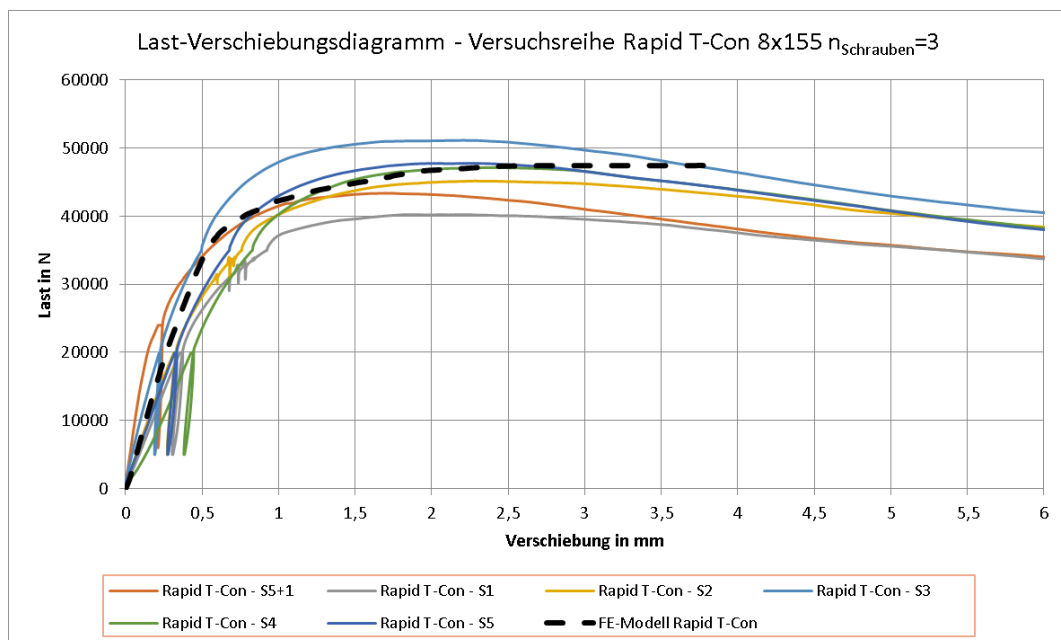


Abb. 89: Vergleich Versuchsserie Rapid T-Con 8x155 $n_{\text{Schrauben}}=3$ mit FE-Modell

Zu sehen ist, dass das FE-Modell die tatsächlichen Versuche in allen Bereichen hinsichtlich Steifigkeit und maximaler Traglast sehr genau abbildet. Da es sich bei der ausgespielten Last aus dem FE-Modell um die aufgebrachte Last und nicht um die Last zufolge Kontaktpressung handelt, fällt die Kurve nach Erreichen der Höchstlast nicht ab, sondern bleibt ab diesem Wert konstant, bei immer größer werdender Verschiebung.

Das „Versagensbild“ (Verformungen) des FE-Modells sieht wie folgt aus:

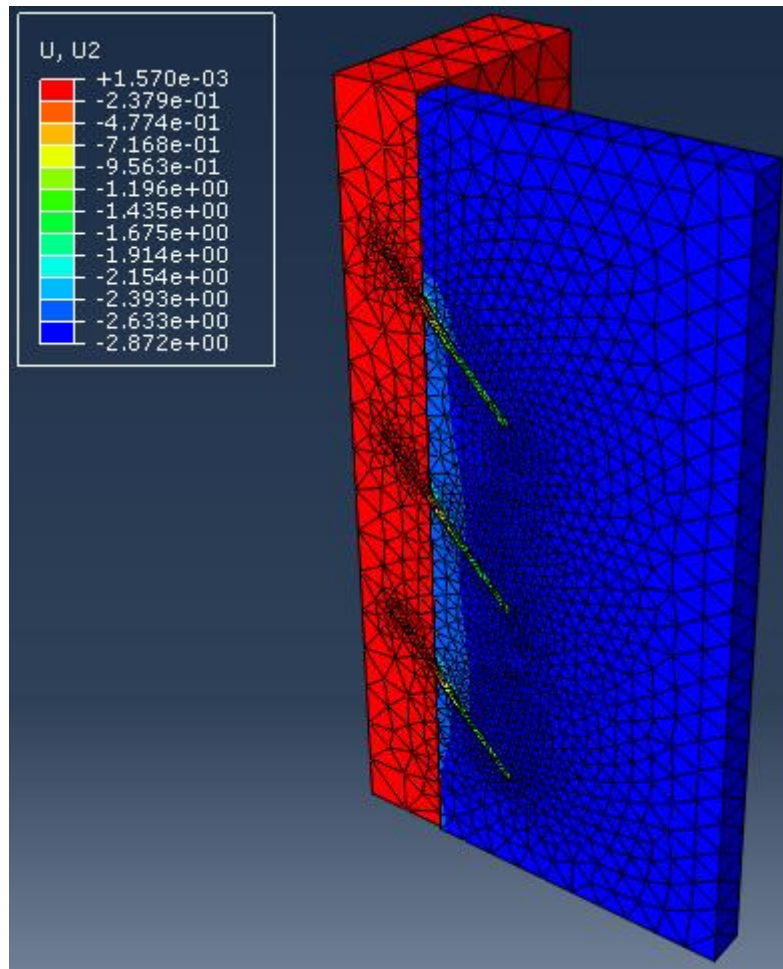


Abb. 90: Auszug aus FE-Modellierung - Verschiebungen U2 (vertikale Verschiebungen) [mm] bei Erreichen der maximalen Traglast

Wie in den Prüfungen, kommt es auch innerhalb der FE-Simulation zu einem Herausziehen der Schrauben aus dem Holz, wobei die Schrauben sich zufolge der Abscherkraft minimal verbiegen. Der Schraubenanteil im Beton bleibt hingegen in seiner Ursprungslage erhalten und erhält keine bzw. vernachlässigbar kleine Relativverschiebungen.

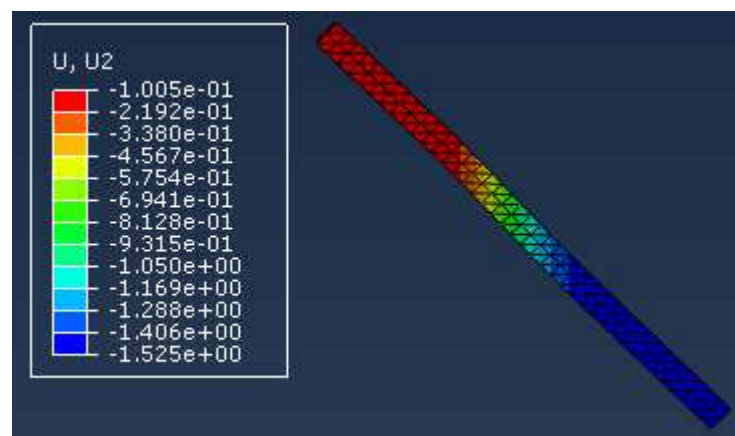


Abb. 91: Auszug aus FE-Modellierung – Vertikale Verformungen [mm] bei Erreichen der Höchstlast an Schraube

In Abb. 91 lässt sich dieser Umstand sehr gut erkennen. Die Farbe blau symbolisiert dabei eine vertikale Verschiebung (parallel zur Verbundfuge) von etwa 1,5mm.

In den folgenden Abbildungen sind die Normalspannungen und die Schubspannungen im Bereich der obersten Schraube im Prüfkörper dargestellt:

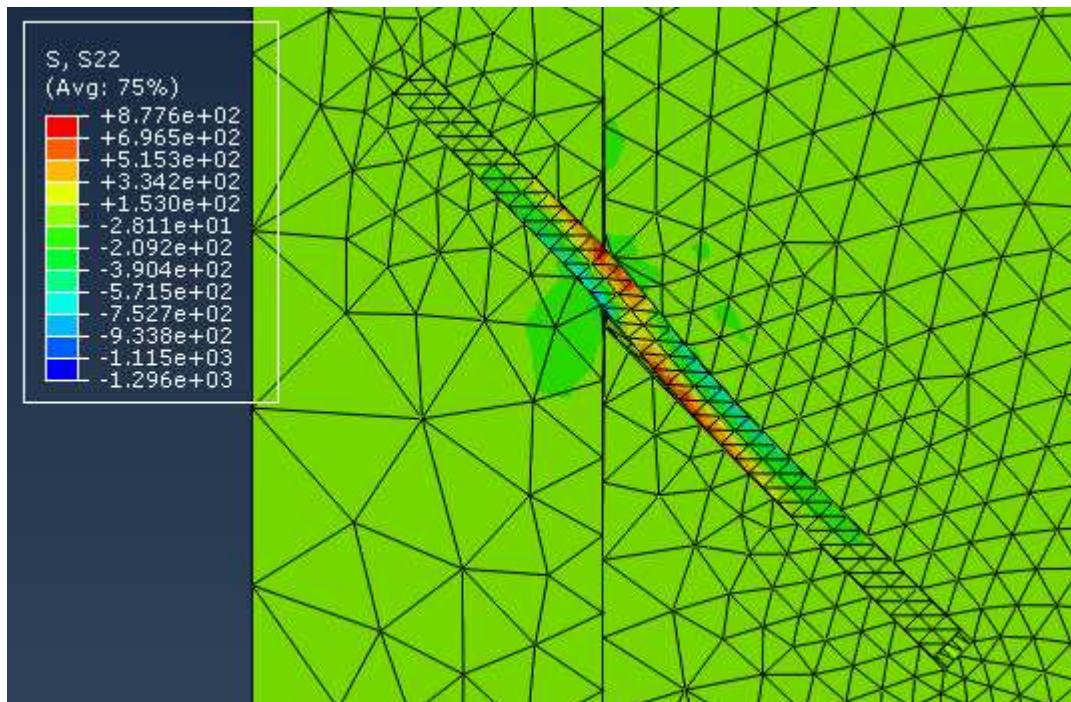


Abb. 92: Normalspannung σ_{yy} [N/mm²] im Bereich der obersten Schraube

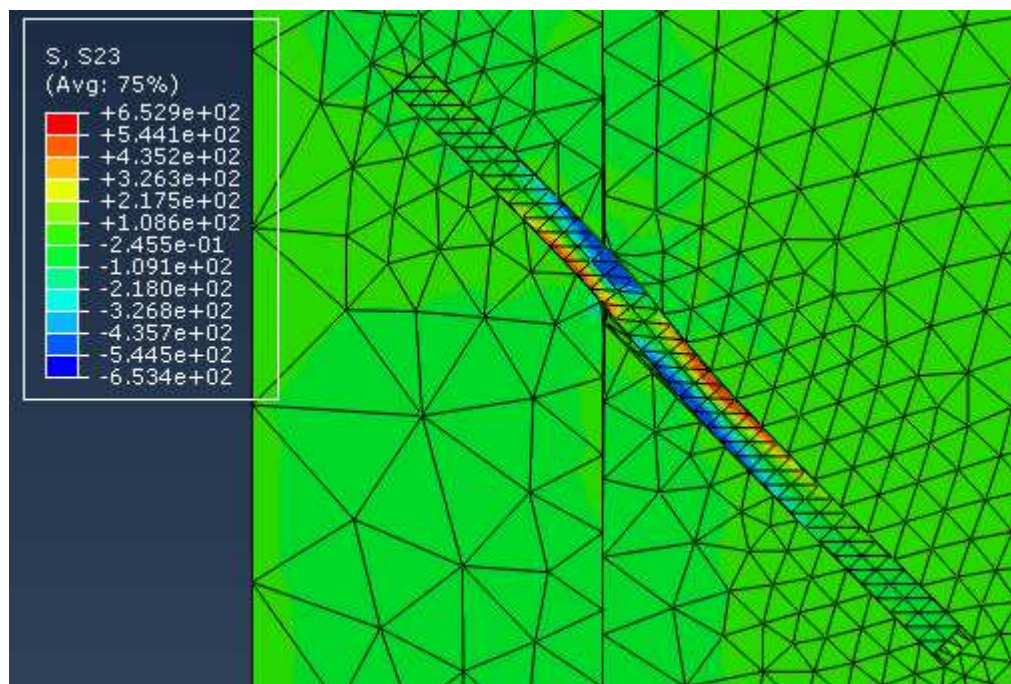


Abb. 93: Schubspannung σ_{yz} [N/mm²] im Bereich der obersten Schraube

8.2 Gegenüberstellung mit Versuchsreihe Kervertiefe 20mm

In der folgenden Abbildung wird das Last-Verschiebungsdiagramm aus Abb. 65 verknüpft mit der Last-Verschiebungskurve aus dem FE-Modell Kerve20mm. Dabei wird die Kurve aus dem FE-Modell mit einer schwarzen strichlierten Linie und die Kurve aus den Prüfergebnissen mit durchgezogenen Linien dargestellt, zwecks deutlicherer Darstellung.

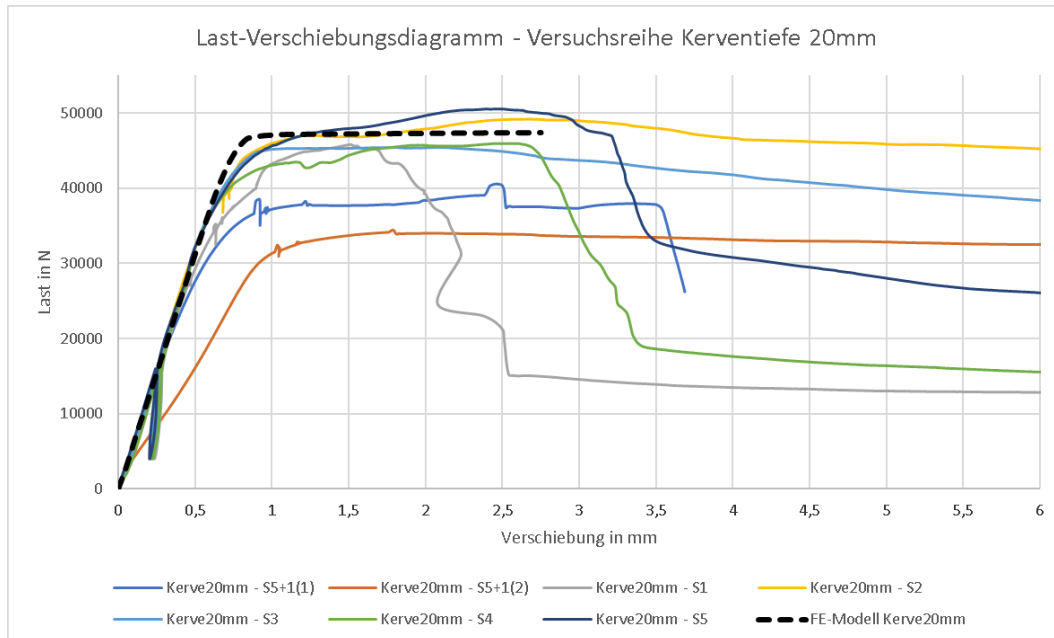


Abb. 94: Vergleich Versuchsserie Kervertiefe 20mm mit FE-Modell

Es lässt sich gut erkennen, dass das FE-Modell die Ergebnisse aus den Scherversuchen sehr gut abbildet. Neben dem Verschiebungsmodul kann auch die Traglast dementsprechend gut simuliert werden. Lediglich der Übergang vom ideal-elastischen Bereich zum Versagen geschieht im FE-Modell sehr spröde. Dies hat den Grund, dass die einzelnen Lastinkremente, welche auf den Prüfkörper im FE-Modell angesetzt werden, in sehr schnellen Zeitschritten nacheinander erfolgen, so dass die Möglichkeit einer Ausbildung eines plastischen Überganges unterbunden wird.

In den folgenden Abbildungen sind die Verformungen kurz vor dem Schubversagen des LVL und das eigentliche Schubversagen dargestellt.

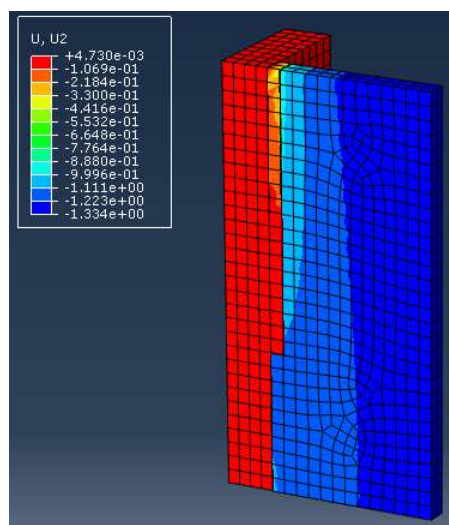


Abb. 95: Auszug aus FE-Modell: Vertikale Verschiebungen [mm] kurz vor Schubversagen

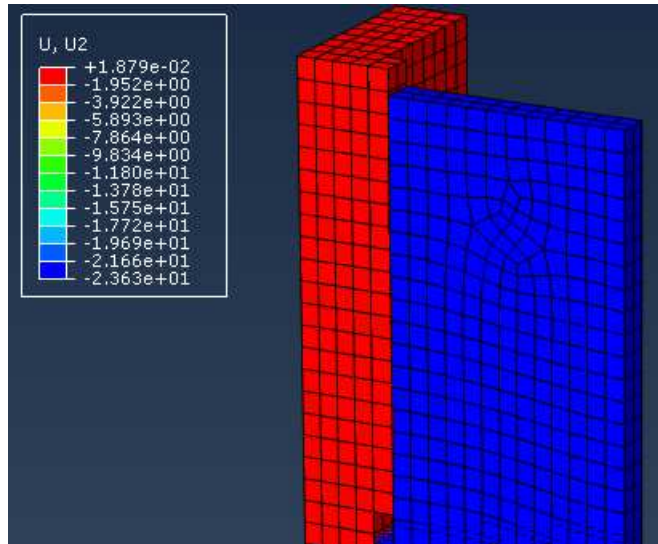


Abb. 96: Auszug aus FE-Modell: Darstellung des Schubversagens LVL

Im FE-Modell lassen sich auch jegliche resultierende Spannungsverläufe anzeigen. In der folgenden Abb. 97 ist die Normalspannung σ_{yy} vor und nach dem Schubversagen dargestellt. Vor dem Schubversagen herrscht eine Normalspannung an der Kervenflanke von etwa 20 N/mm^2 vor. Zu diesem Zeitpunkt sind sowohl die Betondruckfestigkeit (25 N/mm^2), als auch die Druckfestigkeit des LVL (35 N/mm^2) noch nicht erreicht. Schön zu erkennen ist der Abfall der Normalspannung bei Überschreiten der Schubfestigkeit des LVL, aufgrund dessen, dass das Furnierschichtholz entlang der Abscherfläche nun in zwei Teile geteilt wurde und nur ein Bruchteil der aufgetragenen Last auf die Kervenflanke einwirkt (bedingt durch Reibung über die Abscherfläche).

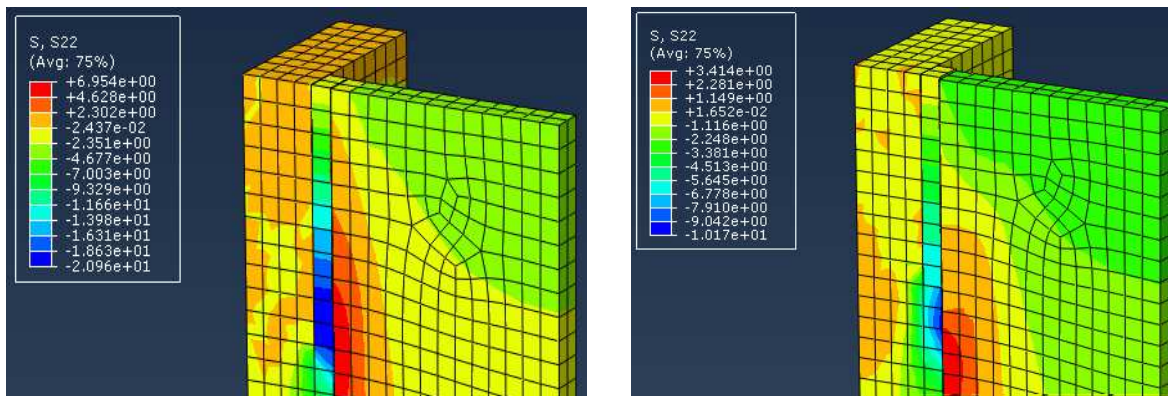


Abb. 97: Auszug aus FE-Modell: Darstellung Normalspannung σ_{yy} [N/mm^2] vor und nach Schubversagen

8.3 Gegenüberstellung mit Versuchsreihe Kervertiefe 30mm

Um die Plausibilität des FE-Modells Kerve20mm zu überprüfen, wurde für das FE-Modell Kerve 30mm lediglich die Geometrie (ohne Änderung von Steifigkeiten und Festigkeitseigenschaften) an die jeweilige Versuchsreihe angepasst, indem die Kervertiefe um 10mm erhöht wurde.

In der folgenden Abbildung wird das Last-Verschiebungsdiagramm aus Abb. 68 verknüpft mit der Last-Verschiebungskurve aus dem FE-Modell Kerve30mm. Dabei wird die Kurve aus dem FE-Modell mit einer schwarzen strichlierten Linie und die Kurve aus den Prüfergebnissen mit durchgezogenen Linien dargestellt, zwecks deutlicherer Darstellung.

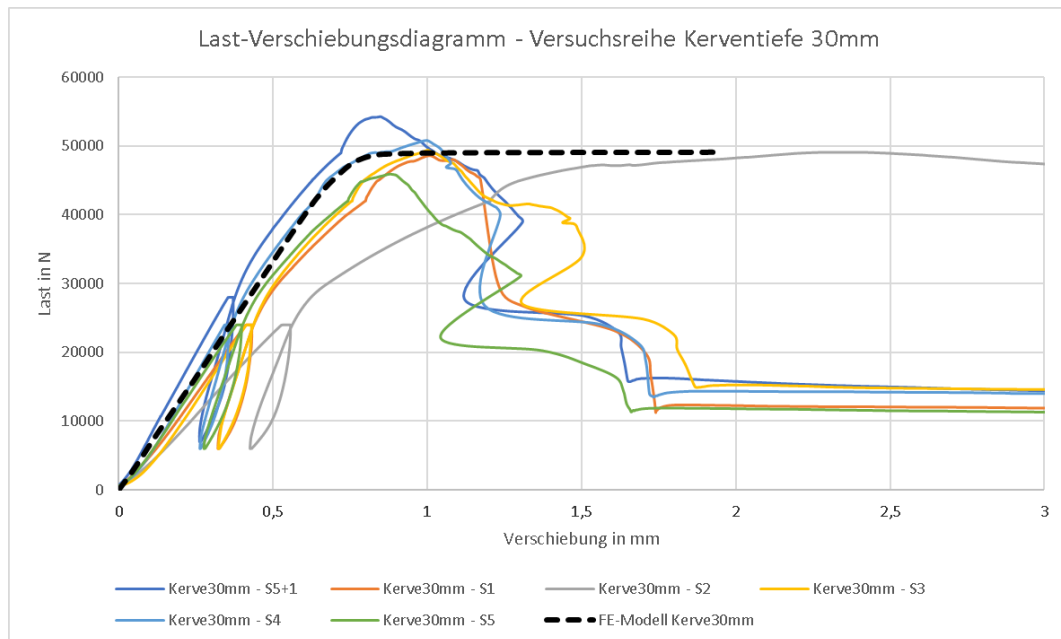


Abb. 98: Vergleich Versuchsreihe Kervertiefe 30mm mit FE-Modell

Es lässt sich gut erkennen, dass das FE-Modell die Prüfergebnisse sehr genau abbildet. Wie bereits in Kapitel 8.1 angeführt, handelt es sich bei der ausgespielten Last aus dem FE-Modell um die tatsächlich aufgebrachte Last und nicht um die Last zufolge Kontaktpressung auf das LVL. Demzufolge ist der Verlauf der strichlierten Linie aus dem FE-Modell so zu interpretieren, dass bei Erreichen der Traglast (=Knickpunkt von linearem Anstieg zur horizontal verlaufenden Linie) das Versagen auftritt.

In den folgenden Abbildungen sind die Verformungen kurz vor dem Schubversagen des LVL und das eigentliche Schubversagen dargestellt:

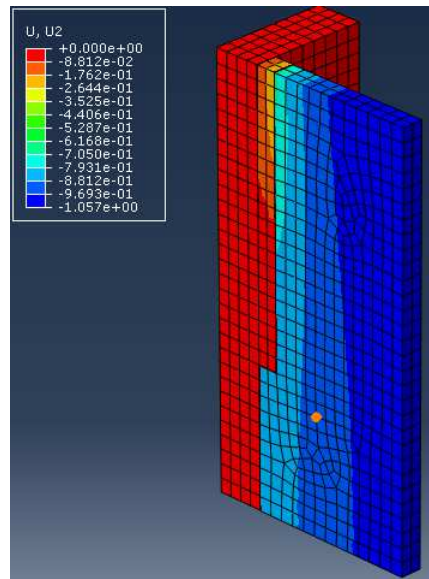


Abb. 99: Auszug aus FE-Modell – Vertikale Verschiebungen [mm] kurz vor Schubversagen

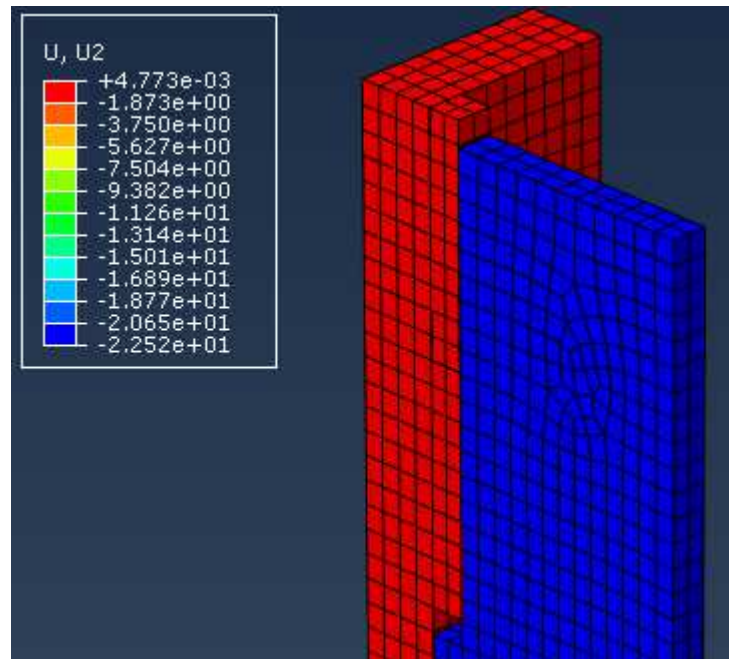


Abb. 100: Auszug aus FE-Modell – Darstellung des Schubversagens LVL

Analog zu Kapitel 8.2 werden nun die jeweiligen Normalspannungen σ_{yy} vor und nach dem Schubversagen im Bereich der Kerwenflanke dargestellt.

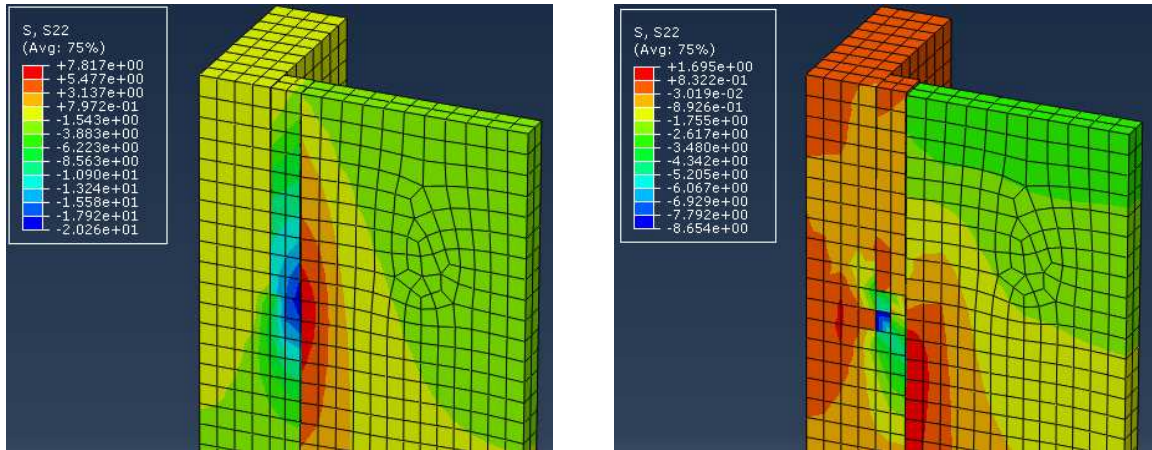


Abb. 101: Auszug aus FE-Modell: Darstellung Normalspannung σ_{yy} [N/mm²] vor und nach Schubversagen

Werden die Abb. 101 und die Abb. 97 gegenübergestellt, kann beobachtet werden, dass sich die Druckspannungen auf der Kervenflanke der Versuchsreihe Kervertiefe 30mm im Gegensatz zur Kervertiefe 20mm aufgrund der größeren Auflagerfläche besser entlang der Kervertiefe verteilen können.

9 Zusammenfassung

Das Ziel dieser Arbeit war die Entwicklung einer neuen Generation von Holz-Beton-Verbunddecken mit den Ausgangsmaterialien Furnierschichtholz (LVL) und Stahlfaserbeton.

Furnierschichtholz kann als ein Hochleistungswerkstoff aus dem Holzbau eingestuft werden, wenn die Festigkeitseigenschaften näher betrachtet werden. Das Furnierschichtholz weist einen viel höheren Tragwiderstand auf, als die meisten anderen üblichen Holzgütern/-sorten. Durch das Furnierschichtholz sind schlankere Tragkonstruktionen möglich.

Unter Stahlfaserbeton handelt es sich um einen Beton, welchem Stahlfasern während des Mischvorganges zugefügt werden. Im Gegensatz zum sonst verwendeten Stahlbeton wird keine Betondeckung zufolge Stahlbewehrung benötigt, sodass das Eigengewicht der Betonplatte aus Stahlfaserbeton auf ein Minimum gebracht werden kann. Zeitgleich geschieht somit eine Reduzierung der Gesamthöhe der Verbunddecke, da die Aufbetonplatte lediglich ein gewisses Mindestmaß an Höhe gemäß Richtlinie für Holz-Beton-Verbunddecken [9] aufweisen muss. Da die Betonplatte in Holz-Beton-Verbunddecken optimal überdrückt bleibt, benötigt diese keine hohen Zugkräfte zu übertragen.

Um den Einfluss verschiedener Verbindungsmittel auf die Tragfunktion von Holz-Beton-Verbunddecken mit der Kombination von Furnierschichtholz und Stahlfaserbeton festzustellen, wurden innerhalb der experimentellen Untersuchung Kleinteil-Scherversuche durchgeführt, welche fünf unterschiedliche Versuchsreihen beinhalten. Es wurden dabei im Wesentlichen zwei Verbindungsmittelarten gegenübergestellt. Zum einen, Verbindungsmittel, die über mechanischen Verbund, den Schrauben, und zum anderen, Verbindungsmittel, die über Formschluss, den Kerven, fungieren. Innerhalb dieser beiden Hauptgruppen wurden weitere Differenzierungen hinsichtlich Schraubenanordnung, Schraubenlänge (Einbindetiefe) und Kerventiefe geführt. Das Ziel bei den Kervenverbindungen war, eine schraubenlose Verbindung herzustellen, sodass die Lastabtragung nur über direkten Kontakt erfolgt. Dennoch wurde eine Tellerkopfschraube in Kervenmitte verwendet, um etwaige Zugkräfte aus exzentrischer Lasteinleitung aufzunehmen. Diese wurde bewusst sehr klein (8,0x80mm) gewählt, sodass keine Lastübertragung der aufgebrachtten Scherkraft erfolgen kann und so praktisch eine „schraubenlose“ Verbindung simuliert wurde.

Die Ergebnisse der Versuchsreihen mit Schraubenverbindungen zeigen, dass die Schraubenanordnung entlang der Verbundfuge einen wesentlichen Einfluss auf die Traglast und den Verschiebungsmodul der Verbindung aufweisen. So bedeutet die doppelte Schraubenanzahl (gekreuzte Anordnung) nicht gleich den doppelten Widerstand der Verbindung. Durch die einsinnige Verschraubung konnte eine wesentlich steifere Verbindung, als mit der gekreuzten Verschraubung hergestellt werden. Die höhere Schraubenanzahl bei der gekreuzten Ausführung führte jedoch zu höheren Traglasten der Verbindung, da sich aufgrund der druckbeanspruchten Schraube eine Art Verkeilung im Furnierschichtholz ausbilden konnte, welche ein Herausziehen der Schrauben aus dem Holz verhindert. Im Gegensatz zu der gekreuzten Schraubenanordnung konnte man bei der einsinnigen Schraubenvariante einen frühzeitigen Gewindeauszug aus dem Furnierschichtholz beobachten, welches dazu führte, dass keine hohen Lasten aufgenommen werden konnten. Allerdings muss an dieser Stelle angemerkt werden, dass bei der Versuchsreihe mit einsinniger Verschraubung nur die halbe Anzahl an Schrauben im Vergleich zu den Versuchsreihen mit gekreuzter Verschraubung verwendet wurde.

Einen weiteren wesentlichen Aspekt bei der Tragfähigkeit von Schraubenverbindungen bei Holz-Beton-Verbunddecken spielt die Einschraubtiefe beziehungsweise die Gewindelänge der Verbundschraube im Holz. Dies konnte sehr gut bei den beiden Versuchsreihen mit der gekreuzten Schraubenanordnung, welche sich nur durch eine unterschiedliche Einschraubtiefe bzw. Gewindelänge im Holz unterscheiden, beobachtet werden. Diese wirkt sich auf die Traglast der Verbindung mehr aus, als auf die Steifigkeit der Verbindung. So führt eine Erhöhung der Gewindelänge von 100mm auf 130mm zu einer Steigerung der Höchstlast um 23,3 % und zu einer

Steigerung des Verschiebungsmoduls um 6,4 %. Die Laststeigerung zufolge der Erhöhung der Gewindelänge führte bei drei von sechs Prüfkörpern zu Betonabplatzungen, da zu diesem Zeitpunkt bereits höhere Lasten auf den Prüfkörper einwirkten, welche Zugspannungen in der Betonplatte induzierten. Im Bereich der Betonabplatzungen wurde der Stahlfaserbeton näher betrachtet. Es konnte festgestellt werden, dass in den Bereichen von Betonabplatzungen keine bis wenige Stahlfasern im Beton vorhanden waren. Dies kann auf mangelnde Verdichtung des Stahlfaserbetons in die einzelnen Schalungen zurückgeführt werden.

Die Ergebnisse der Versuchsreihen mit Kervenverbindungen zeigen, dass bei Holz-Beton-Verbunddecken grundsätzlich auch Verbindungen unter Formschluss die Schubkraft zwischen dem Holzträger und der Betonplatte übertragen können und, dass diese eine sehr große Konkurrenz den Schraubenverbindungen gegenüber darstellen. Innerhalb der Versuchsreihen mit Kervenverbindungen wurde der Einfluss der Kervertiefe auf die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindung untersucht. Dabei wurden Kervertiefen von 20mm und 30mm einander gegenübergestellt. Es erwies sich, dass die Erhöhung der Kervertiefe von 20mm auf 30mm keinen Einfluss auf den Verschiebungsmodul der Verbindung hat, da sich die Steifigkeit der Verbindung dadurch nicht ändert. Weiters führt die Erhöhung der Kervertiefe auf eine Steigerung der Traglast um 13%. Einen wesentlichen Aspekt spielen dabei die, bei den Prüfungen unterschiedlich aufgetretenen, Versagensbilder der beiden Versuchsreihen. Aufgrund der geringen Trägerbreite des verwendeten Furnierschichtholzes von 63mm konnte beobachtet werden, dass beim Übergang von Kervertiefe 20mm auf Kervertiefe 30mm das Schubversagen des Furnierschichtholzes zunahm. Der Grund dafür ist, dass zwar die Kontaktfläche an der Kervenflanke zufolge Erhöhung der Kervertiefe größer wird, jedoch die Abscherfläche die gleiche bleibt. Dies führt dazu, dass die Druckspannungen an der Kervenflanke im Beton und im Holz geringer werden, jedoch die Schubspannungen entlang der Vorholzlänge sich verhältnismäßig nicht ändern. An dieser Stelle muss angemerkt werden, dass bei dem verwendeten Furnierschichtholz alle Furnierlagen ausschließlich in die Längsrichtung des LVL-Trägers verlaufen. Dieser Umstand begünstigt das Schubversagen. Dies kann jedoch verbessert werden, indem Furnierschichtholz mit einzelnen Querlagen verwendet wird. Dadurch entsteht eine Art „bessere Verkeilung“ der Furnierlagen untereinander, sodass höhere Schubkräfte übertragen werden können.

Im Anschluss an die experimentelle Untersuchung der beiden Verbindungsmittelarten Schrauben und Kerven wurden diese gegenübergestellt und miteinander verglichen. Um einen direkten Vergleich zu ermöglichen, wurde jeweils ein einzelner Verbindungspunkt, bei den Prüfkörpern mit Kervenverbindung die einzelne Kerbe und bei den Prüfkörpern mit Schraubenverbindung, die einzelne Schraube (bei einsinniger Anordnung) bzw. ein Schraubenpaar (bei gekreuzter Anordnung) betrachtet. Diese Gegenüberstellung zeigte, dass sowohl die Höchstlast als auch der Verschiebungsmodul der Verbindung mit Kerven um fast einen Faktor 3 höher ist, als bei den Schraubenverbindungen. Diese Feststellung beruht in erster Linie auf der Tatsache, dass die Festigkeitseigenschaften des verwendeten Furnierschichtholzes im Vergleich zu Vollholz viel höher sind. Insbesondere wird dieser Effekt durch die hohe Druckfestigkeit des Furnierschichtholzes begünstigt.

Im Zuge der experimentellen Untersuchung konnten neben den Vorteilen des Furnierschichtholzes auch die Vorteile des Stahlfaserbetons bei Holz-Beton-Verbunddecken aufgezeigt werden. Durch den Einsatz von Stahlfaserbeton sind Aufbetonplatten in Stärken von nur 70mm möglich. Abgesehen von den Betonabplatzungen, welche durch die kreuzweise Anordnung der Schrauben induziert wurden, kam es zu keinem Betonversagen in erster Linie.

Zur Validierung der Prüfergebnisse wurden neben der experimentellen Untersuchung FE-Modelle mit dem FE-Programm ABAQUS CAE erstellt. Diese haben den Zweck die Lastabtragung innerhalb des Prüfkörpers näher zu beschreiben, sodass diese mit den Prüfergebnissen gegenübergestellt werden können. Die FE-Modelle wurden exemplarisch für die Versuchsreihen mit einsinniger Verschraubung und den beiden Versuchsreihen mit Kervenverbindungen erstellt. Die

genannten FE-Modelle sollen auch für etwaige weitere Untersuchungen als Grundlage dienen. Im Vergleich mit den Prüfergebnissen (Last-Verschiebungsdiagrammen) zeigten die FE-Modelle, dass sie eine sehr gute Abbildung der Realität darstellen und dass weitere Untersuchungen damit möglich sind, sei es durch Betrachten einzelner Spannungskomponenten, Verschiebungen oder einwirkender Kräfte.

Im Zuge der experimentellen Untersuchung wurden lediglich Kleinteil-Scherversuche durchgeführt, welche eine erste Aussage über die Abhängigkeit der Steifigkeit und der Traglast der Verbindung von unterschiedlichen Verbindungsmittelvarianten für Holz-Beton-Verbunddecken aus Furnierschichtholz und Stahlfaserbeton bieten. Im Hinblick auf weitere Untersuchungen bzw. Studien dieser Art von Hybridkonstruktionen bedarf es Bauteilversuchen, welche das tatsächliche statische System im eingebauten Zustand abbilden. Dadurch können neben der Schubkraft, welche bereits bei den Kleinteil-Scherversuchen auf die einzelnen Prüfkörper aufgebracht wurde, auch die eigentliche Belastung zufolge Eigengewicht, Aufbau und Nutzung auf das Gesamtbau teil aufgetragen werden. Somit kann das Zusammenwirken von Lasten normal zum Gesamtquerschnitt mit der Schubkraftübertragung in der Verbundfuge näher analysiert werden.

Literaturverzeichnis

- [1] RAUTENSTRAUCH, ; KARL, : Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise. In: Holz-Beton-Verbund: Innovationen im Bauweise - Beiträge aus Praxis und Wissenschaft
- [2] HOLSCHEMACHER, K. et al.: Holz-Beton-Verbundbauweise. Tagungsbericht Holzbauforum Leipzig
- [3] Holschemacher, K.; Rug, W.; Pluntke T.; Sorg-J.; Fischer F.: Holz-Beton-Verbund. 3. Holzbauforum Leipzig, 2001
- [4] Holz-Beton-Verbundsysteme- Überblick und Ausblick - Prof. Dipl.-Ing. Andreas Müller 25.02.2013
- [5] Tagungsband Karlsruher Tage 2018 – Holzbau – Forschung für die Praxis 04.-05. Oktober 2018
- [6] ÖNORM EN 1995-1-1: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten: 2015-06-15
- [7] ÖNORM EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: 2015-02-15
- [8] Schänzlin, J.; Bosch, G.; Hamm, P.: Ausblick auf die zukünftige Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken – VPI-Arbeitstagung vom 23./24.06.2017 in Baden-Baden
- [9] öbv-Richtlinie Holz-Beton-Verbunddecke - Ausgabe Mai 2019
- [10] ÖVBB-Richtlinie Faserbeton - Ausgabe Juli 2008
- [11] ÖNORM EN 14374: Holzbauwerke – Furnierschichtholz (LVL) – Anforderungen: Ausgabe 15.05.2016
- [12] Michelfelder, B.: Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken – Ausgabe 2006
- [13] Kudla, K.: Kernen als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken – Ausgabe 08.2017
- [14] Gerber, C.; Crews, K.; Shrestha, R.: Wood Solutions – Timber Concrete Composite Floors – Ausgabe 04.2016
- [15] Glaser, R.: Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen – Ausgabe März 2005
- [16] Rautenstrauch, K.; Grosse, M.; Lehmann, S.; Hartnack, R.: Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken (KEIN DATUM)
- [17] Grosse, M.; Hartnack, R.; Lehmann, S.; Rautenstrauch, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Teil 1: Kurzzeittragverhalten – Ausgabe 2003
- [18] DIN EN 1995-1-1/NA: Nationaler Anhang – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2013
- [19] Univ.-Prof.Dr.-Ing. Stefan Winter, „Teilprojekt 15, Flächen aus Brettstapeln, Brettspertholz und Verbundkonstruktionen“
- [20] <https://www.dataholz.eu/baustoffe/lagenwerkstoffe/furnierschichtholz.htm> (abgerufen am 15.07.2019)
- [21] Klotz, A.; Gapp, T.: Textilbeton – Modeerscheinung oder doch mehr? Vortrag von 2013
- [22] Holschemacher, K.; Klotz, S.; Köhler, S.: Verbunddecken aus Stahlfaserbeton und Holz – Ausgabe 2004
- [23] Wietek, B.: Faserbeton im Bauwesen – Erscheinungsjahr 2017
- [24] Wietek, B.: Stahlfaserbeton – Erscheinungsjahr 2008
- [25] ÖNORM B 4710-1: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität: 2018-01-01
- [26] Loebus, S.; Winter, S.: Zweiachsige Tragwirkung bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen – Entwicklung von Bemessungsverfahren und Konstruktionsdetails für zweiachsige Lastabtragung bei der Holz-Beton-Verbundbauweise – Erscheinungsjahr 2017
- [27] Marchi, L.; Scotta, R.; Pozza, L.: Experimental and theoretical evaluation of TCC connections with inclined self-tapping screws (veröffentlicht: 05.2017)
- [28] Kavaliauskas, S.; Kvedaras, A.; Valiunas, B.: Mechanical behaviour of timber-to-concrete connections with inclined screws (veröffentlicht: 10.2010)
- [29] Europäische Technische Bewertung ETA-18/0829 vom 15.02.2019
- [30] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung – Zulassungsnummer Z-9.1-845 vom 10.04.2014
- [31] Europäische Technische Bewertung ETA-18/1144 vom 28.02.2019
- [32] Boccadoro, L.: Timber-concrete composite slabs made of beech laminated veneer lumber with notched connection (Doctoral Thesis – Publication date 2016)

- [33] Schönborn, F.; Flach, M.; Feix, J.: Bemessungsregeln und Ausführungshinweise für Schubkerven im Holz-Beton-Verbundbau – Ausgabe 2011
- [34] EAD 130090-00-0303 – Wood-Concrete Composite Slab with dowel-type fasteners – December 2017
- [35] DIN 52182: Prüfung von Holz – Bestimmung der Rohdichte (September 1976)
- [36] ÖNORM EN 13183-2: 2002-07-01: Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz – Teil2: Schätzung durch elektrisches Widerstands-Messverfahren
- [37] ÖNORM EN 13183-1: 2004-02-01: Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz – Teil1: Bestimmung durch Darrverfahren
- [38] DIN EN 26891 – Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891: 1983) – Juli 1991
- [39] Augustin, M.; Flatscher, G.; Luggin, W.: Tabellenwerk zur Nachweisführung von Holzbauteilen nach ÖNORM EN 1995-1-1 und ÖNORM B1995-1-1 – 1. Auflage 2017
- [40] DIN EN 14358:2016-11 Holzbauwerke – Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte – November 2016
- [41] Dias, A.M.P.G.; Van de Kuilen, J. W.; Lopes, S.; Cruz, H.: A non-linear 3D FEM model to simulate timber-concrete joints (veröffentlicht online 2007: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0965997806001888>)
- [42] Rädler, P.: Ressourceneffiziente Holz-Beton-Verbund-Decken zum Einsatz bei Holzhochhäusern – November 2018
- [43] Grabner, F.: Entwicklung weitgespannter Holzrippendecken - Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens – März 2019
- [44] Schulz, M.: Stahlfasern: Eigenschaften und Wirkungsweisen – Ausgabe Juli 2007
- [45] ÖNORM B 1995-1-1: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten: 2019-06-01
- [46] ÖNORM B 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken: 2018-01-01
- [47] Produktdatenblatt LVL by Stora Enso Typ S vom 24.02.2017
- [48] SFS intec – Technische Dokumentation – Holz-Beton-Verbundsystem VB – 02.2016
- [49] Holschemacher, K.; Dehn, F.: Innovative Betone für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen – Ausgabe 2004

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Zusammengesetzte Querschnitte aus dem Mittelalter [2]	15
Abb. 2: Patent aus dem Jahre 1939 erlassen von Otto Schaub [3]	16
Abb. 3: Übersicht Holz-Beton-Verbunddecke mit Träger bzw. Platte aus Holz [4]	16
Abb. 4: Gegenüberstellung der Verschiebung bei einer Holz-Holz-Verbindung und einer Holz-Beton-Verbindung [8]	18
Abb. 5: Kerne als Verbindungsmittel und mögliche Versagensfälle [5]	19
Abb. 6: Drei mögliche Fälle des Verbunds zwischen Betonplatte und Holzträger: a, starrer Verbund b, nachgiebiger Verbund c, kein Verbund [14]	21
Abb. 7: Biegespannungen und Schubspannungen für die drei möglichen Verbundarten [15]	22
Abb. 8: Schnittgrößen bei HBV-Konstruktionen [14]	22
Abb. 9: Auszug aus ÖNORM EN 1995-1-1 [6]	24
Abb. 10: Aufteilung der HBV-Konstruktion in zwei Ersatzträger [12]	25
Abb. 11: schematische Darstellung der Steifigkeitszuordnung beim Schubanalogieverfahren [19]	26
Abb. 12: Modellierung einer Holz-Beton-Verbunddecke mithilfe eines Stabwerkmodells [8]	27
Abb. 13: Modellierung des Verbindungsmittels im Stabwerkmodell ohne Berücksichtigung der Gurtverformung [17]	28
Abb. 14: Modellierung des Verbindungsmittels im Stabwerkmodell mit Berücksichtigung der Gurtverformung [17]	28
Abb. 15: Furnierschichtholz [20]	30
Abb. 16: Festigkeitseigenschaften LVL by Stora Enso Typ S [47]	30
Abb. 17: willkürliche Verteilung der Stahlfasern im Beton [21]	32
Abb. 18: Wegfall der Betondeckung bei Anwendung von Stahlfaserbeton [22]	32
Abb. 19: Empfohlene Faserdosierung gemäß RL Faserbeton [10]	33
Abb. 20: Kombination aus Hakenform und Wellenform [44]	34
Abb. 21: Blechfaser mit Prägungen [44]	34
Abb. 22: Spannungs-Dehnungslinie des Faserbetons für den rechnerischen Nachweis der Tragsicherheit [10]	36
Abb. 23: Spannungs-Dehnungslinie des Faserbetons unter Verwendung von nichtlinearer Finite-Elemente [10]	36
Abb. 24: Schubkraftübertragung bei senkrecht angeordneten Schrauben - Lochleibungsversagen [15]	37
Abb. 25: einsinnige und gekreuzte/paarweise Verschraubung [48]	38
Abb. 26: Einsinnig angeordnete zugbeanspruchte Schraube unter 45° in einer HBV-Decke [26]	38
Abb. 27: Mechanisches Modell zur Lastabtragung für einsinnige und gekreuzte Schrauben in Anlehnung an ÖNORM EN 1995-1-1 [27]	39
Abb. 28: Drei mögliche Versagensfälle von Holz-Beton-Verbundschrauben [27]	40
Abb. 29: Bedeutung der Parameter <i>heff, 1</i> und <i>heff, 2</i> bei gekreuzter Verschraubung [27]	41
Abb. 30: Geometrieparameter Schmid Schrauben RAPID® T-Con [29]	41
Abb. 31: Darstellung ANCON ACC Verbundschraube [31]	42
Abb. 32: schematische Darstellung einer HBV-Konstruktion mit Kernen [32]	43
Abb. 33: Lastabtragung mittels Fachwerkmodell bei Kernenverbindung [13]	44
Abb. 34: Abhebende Lagesicherung durch Schraube in Kerne [13]	44
Abb. 35: Wichtigsten Kenngrößen einer Kernenverbindung [13]	44
Abb. 36: Experimentelle Untersuchung – Abhängigkeit von Vorholzlänge zu Verschiebungsmodul [12]	45
Abb. 37: Variation des Neigungswinkels der Kernenflanke und deren resultierender Lastabtrag [12]	46
Abb. 38: Mögliche Versagensfälle einer HBV-Konstruktion mit Kernen in der Schubfuge [32]	46
Abb. 39: Zuschnitt LVL und Zusammenbau Schalung	49
Abb. 40: Versuchsserie Rapid T-Con 8x155 einsinnige Verschraubung (3 Schrauben)	51
Abb. 41: Anordnung Schrauben unter 45° und anschließendes Betonieren	51
Abb. 42: Versuchsserie ANCON ACC 8x205 45/135° 3 Schraubenpaare (6 Schrauben gesamt)	52
Abb. 43: Anordnung Schrauben 45°/135° und anschließendes Betonieren	52
Abb. 44: Versuchsserie Ancon ACC 8x165 45/135° 3 Schraubenpaare (6 Schrauben gesamt)	53
Abb. 45: Versuchsserie Kerventiefe 20mm	54
Abb. 46: Anordnung Kerne mit Kerventiefe 20mm und anschließendes Betonieren	54
Abb. 47: Versuchsserie Kerventiefe 30mm	55
Abb. 48: Anordnung Kerne mit Kerventiefe 30mm und anschließendes Betonieren	55

Abb. 49: Widerstandsmethode nach ÖNORM EN 13183-2 [36] am Probekörper S4 der Versuchsreihe Kervertiefe 30mm.....	57
Abb. 50: Verwendete Stahlfasern im Stahlfaserbeton	58
Abb. 51: Wegaufnehmer auf beiden Seiten des LVL's mittig in einem Abstand von 30mm von der Beton-UK verschraubt	59
Abb. 52: Prinzipskizze - Versuchsaufbau	60
Abb. 53: Prüfkörper mit installierten Wegaufnehmern und Prüfkörperhaltevorrichtung in der Prüfmaschine.....	60
Abb. 54: Belastungsverfahren gemäß EN26891 [38]	61
Abb. 55: Idealisiertes Last-Verschiebungs-Diagramm gemäß EN 26891 [38].....	61
Abb. 56: Verteilungsfunktionen Einwirkung E und Widerstand R für das semiprobabilistische Sicherheitskonzept [39].....	62
Abb. 57: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 $n_{\text{Schrauben}}=3$	64
Abb. 58: Probekörper S2 nach Prüfung (keine äußerlichen Schäden, nur Gewindeauszug der Schrauben aus dem Holz).....	65
Abb. 59: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe SFS VB 8x205 $n=6$ Schrauben (3 Schraubenkreuze)	67
Abb. 60: Schubkraftübertragung bei HBV-Decken [49].....	67
Abb. 61: Versagensbilder Prüfkörper S5+1.....	68
Abb. 62: Fehlen von Stahlfasern im Bereich der Betonabplatzungen	69
Abb. 63: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe ANCON ACC 8x165 $n=6$ Schrauben (3 Schraubenkreuze)	70
Abb. 64: Versagensbild Probekörper S2	71
Abb. 65: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe Kervertiefe 20mm.....	72
Abb. 66: Druckversagen Probekörper S3	73
Abb. 67: Schubversagen Probekörper S4	73
Abb. 68: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe Kervertiefe 30mm.....	75
Abb. 69: Probekörper S2 nach Prüfung.....	76
Abb. 70: Probekörper S2 - Kerne nach Prüfung.....	76
Abb. 71: Zusammenfassung der Last-Verschiebungsdiagramme für Verbindungsmittel Schraube	78
Abb. 72: Vergleich der charakteristischen Höchstlasten und Verschiebungsmodul gemäß EN 14358 für die Versuchsreihen mit Verbindungsmittel Schraube	79
Abb. 73: Zusammenfassung der Last-Verschiebungsdiagramme für Verbindungsmittel Kerne	80
Abb. 74: Vergleich der charakteristischen Höchstlasten und Verschiebungsmodul gemäß EN 14358 für die Versuchsreihen mit Verbindungsmittel Kerne	81
Abb. 75: Zusammenfassung aller Versuchsreihen zu einem Last-Verschiebungsdiagramm.....	81
Abb. 76: Zusammenstellung aller Prüfergebnisse für den Verschiebungsmodul und die Traglast für einen einzelnen Verbindungspunkt (Kerne, Schraube, Schraubenpaar)	82
Abb. 77: Gegenüberstellung der Prüfergebnisse für Versuchsreihe Rapid T-Con (pro Schraube) mit der jeweiligen Schraubenzulassung ETA-18/0829 [29].....	83
Abb. 78: Gegenüberstellung der Prüfergebnisse für Versuchsreihe ACC 8x205 (pro Schraubenpaar) mit der jeweiligen Schraubenzulassung ETA-18/1144 [31].....	84
Abb. 79: Gegenüberstellung der Prüfergebnisse für Versuchsreihe ACC 8x165 (pro Schraubenpaar) mit der jeweiligen Schraubenzulassung ETA-18/1144 [31].....	84
Abb. 80: DA Rädler – Versuchsaufbau [42].....	86
Abb. 81: Vergleich der Prüfergebnisse mit Werten pro Kerne und pro 1 m Breite [13].....	87
Abb. 82: Zusammenstellung aller Prüfergebnisse aus Kudla [13] mitsamt Versuchsreihen Kervertiefe 20+30mm	88
Abb. 83: Hauptfenster ABAQUS CAE.....	89
Abb. 84: Schematische Darstellung der gewählten Arbeitslinie für die Schraube [41].....	91
Abb. 85: Schematische Darstellung der gewählten Arbeitslinie für das LVL [41]	91
Abb. 86: Aufteilung des LVL's auf zwei Parts bei Versuchsreihen mit Kernenverbindung.....	93
Abb. 87: Darstellung Auflagerrandbedingungen (Versuchsreihe: einsinnige Verschraubung)	94
Abb. 88: FE-Netz Versuchsreihe einsinnige Verschraubung	95
Abb. 89: Vergleich Versuchsserie Rapid T-Con 8x155 $n_{\text{Schrauben}}=3$ mit FE-Modell.....	96
Abb. 90: Auszug aus FE-Modellierung - Verschiebungen U2 (vertikale Verschiebungen) [mm] bei Erreichen der maximalen Traglast	97
Abb. 91: Auszug aus FE-Modellierung – Vertikale Verformungen [mm] bei Erreichen der Höchstlast an Schraube	97
Abb. 92: Normalspannung σ_{yy} [N/mm ²] im Bereich der obersten Schraube	98

Abb. 93: Schubspannung σ_{yz} [N/mm ²] im Bereich der obersten Schraube	98
Abb. 94: Vergleich Versuchsserie Kervertiefe 20mm mit FE-Modell.....	99
Abb. 95: Auszug aus FE-Modell: Vertikale Verschiebungen [mm] kurz vor Schubversagen	99
Abb. 96: Auszug aus FE-Modell: Darstellung des Schubversagens LVL.....	100
Abb. 97: Auszug aus FE-Modell: Darstellung Normalspannung σ_{yy} [N/mm ²] vor und nach Schubversagen	100
Abb. 98: Vergleich Versuchsserie Kervertiefe 30mm mit FE-Modell.....	101
Abb. 99: Auszug aus FE-Modell – Vertikale Verschiebungen [mm] kurz vor Schubversagen	102
Abb. 100: Auszug aus FE-Modell – Darstellung des Schubversagens LVL.....	102
Abb. 101: Auszug aus FE-Modell: Darstellung Normalspannung σ_{yy} [N/mm ²] vor und nach Schubversagen	103

Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Furnierschichtholz - Modifikationsbeiwert k_{mod} gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 [6].....	31
Tab. 2: Furnierschichtholz – Verformungsbeiwert k_{def} gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 [6].....	31
Tab. 3: Biegezugfestigkeitsklassen nach Richtlinie Faserbeton [10].....	35
Tab. 4: Faserbetonklassen T (f_{eqku} -Nachweis der Tragsicherheit) gemäß Richtlinie Faserbeton [10].	35
Tab. 5: Faserbetonklassen G (f_{eqks} -Nachweis der Gebrauchstauglichkeit) gemäß Richtlinie Faserbeton [10].....	35
Tab. 6: Festigkeitseigenschaften gemäß ETA-18/0829 [29].....	42
Tab. 7: Festigkeitseigenschaften gemäß ETA-18/1144 [31].....	43
Tab. 8: Ermittlung Rohdichte LVL gemäß DIN 52182 [35].....	56
Tab. 9: Feuchtegehalt LVL bestimmt mit Widerstandsmethode gemäß ÖNORM EN 13183-2 [36].....	57
Tab. 10: Holzfeuchte nach Darrtrocknen gemäß ÖNORM EN 13183-1 [37].....	58
Tab. 11: Festigkeitseigenschaften des verwendeten Stahlfaserbeton [10], [25].....	58
Tab. 12: Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 - Übersicht Scherkraft und Verschiebungsmodul je Schraube.....	66
Tab. 13: Versuchsreihe Rapid T-Con 8x155 - Statistische Auswertung gemäß EN14358 [40] - Scherkraft und Verschiebungsmodul.....	66
Tab. 14: Versuchsreihe ACC 8x205 - Übersicht Scherkraft und Verschiebungsmodul je Schraube.....	68
Tab. 15: Versuchsreihe ACC 8x205 - Statistische Auswertung gemäß EN 14358 [40] - Scherkraft und Verschiebungsmodul.....	69
Tab. 16: Versuchsreihe ACC 8x165 - Übersicht Scherkraft und Verschiebungsmodul je Schraube.....	71
Tab. 17: Versuchsreihe ACC 8x165 - Statistische Auswertung gemäß EN 14358 [40] Scherkraft und Verschiebungsmodul.....	71
Tab. 18: Versuchsreihe Kerventiefe 20mm - Übersicht Scherkraft und Verschiebungsmodul je Kerbe ..	74
Tab. 19: Versuchsreihe Kerventiefe 20mm - Statistische Auswertung gemäß EN 14358 [40] Scherkraft und Verschiebungsmodul.....	74
Tab. 20: Versuchsreihe Kerventiefe 30mm - Übersicht Scherkraft und Verschiebungsmodul je Kerbe ..	77
Tab. 21: Versuchsreihe Kerventiefe 30mm - Statistische Auswertung gemäß EN 14358 [40] Scherkraft und Verschiebungsmodul.....	77
Tab. 22: Widerstände nach Beanspruchung aufgeteilt für die Versuchsreihen Kerventiefe 20+30mm ..	85
Tab. 23: Gegenüberstellung verwendeter Schrauben - experimentelle Untersuchung und DA Rädler [42].....	86
Tab. 24: Gegenüberstellung Prüfergebnisse pro Schraube – experimentelle Untersuchung und DA Rädler [42].....	86
Tab. 25: Kervenparameter der durchgeführten Scherversuche mit Kernen [13].....	87
Tab. 26: Definition der angewendeten Eigenschaften im Modul Part.....	90