

Diploma Thesis

# **Experimental and numerical investigations on the load-bearing behavior of timber-concrete-composite floors**

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

---

DIPLOMARBEIT

## **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Vollholzbalken-Beton-Verbunddecken**

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

von

**Christoph Dessulemoustier-Bovekercke BSc**

Matr.Nr.: 51804755

unter der Anleitung von

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

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

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

Wien, im März 2021

---



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Eidesstattliche 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 und alle verwendeten Hilfsmittel, insbesondere die zugrunde gelegte Literatur, genannt habe.

---

Ort, Datum

---

Unterschrift

# Danksagung

Mein besonderer Dank gilt Herrn Dipl.-Ing. Müllner sowie Herrn Associate Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Fadaei für ihre Betreuung und die Möglichkeit, über dieses Thema meine Abschlussarbeit verfassen zu dürfen. Auch möchte ich mich dafür bedanken, dass ich durch die Möglichkeit der Mitarbeit am Institut den Forschungs- und Lehralltag kennen lernen durfte. Ich hoffe, dass diese Arbeit Herrn Dipl.-Ing. Müllner bei seiner Dissertation hilft und wünsche Ihm weiterhin viel Erfolg dabei.

Herrn Dipl.-Ing. Engelhart von der Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH gilt mein besonderer Dank, denn ohne ihn wäre dieses Forschungsprojekt nicht möglich gewesen. Ich wünsche ihm noch viel Erfolg bei der weiteren Entwicklung seines Deckensystems und hoffe, dass ihn diese Arbeit dabei unterstützt.

Auch sei an dieser Stelle all jenen gedankt, die mich damals dazu ermutigt haben, mein Masterstudium an der TU zu machen, es war definitiv die richtige Entscheidung.

Ich möchte mich bei all den Lehrenden bedanken, die es mir ermöglicht haben, mein Fachwissen, vor allem in den Vertiefungen die für mich von Interesse sind, enorm zu erweitern.

Herrn Dipl.-Ing. Gottschlich möchte ich dafür danken, dass ich während dem Studium in seiner Kanzlei tätig sein durfte und somit eine Verknüpfung zwischen Theorie und Praxis herstellen konnte.

Es sei all jenen gedankt, die sich die Zeit genommen haben, um die Arbeit Korrektur zu lesen.

# Kurzfassung

Holz-Beton-Verbund-Decken (HBV-Decken) haben in den letzten Jahren an Bedeutung gewonnen. Sie erfüllen das Bedürfnis nach ökologischeren Bauweisen und ermöglichen gleichzeitig die Ausführung schlanker und weit gespannter Decken mit architektonisch ansprechender Untersicht. In diesem Zusammenhang wurde von der Vollholzhybriddecken Engelhart GmbH eine neue HBV-Decke entwickelt. Das Besondere dieses Systems besteht darin, dass die Verbindung zwischen Vollholzbalken und Beton über vernagelte Schubleche und -kerven mit kontinuierlich veränderlicher Schubkerventiefe  $h_n$  und geneigten Flanken hergestellt wird. Diese Verbindungsmittel wurden in derartiger Form noch nicht abschließend wissenschaftlich untersucht. Die Betonschicht soll in etwa in der gleichen Höhe wie die Holzschicht ausgeführt werden. Dies stellt eine weitere Besonderheit dar, da hierbei von einer gängigen Konstruktionsregel abgewichen wird. Aus diesem Grund ist eine wissenschaftlich fundierte Bemessung des Systems zur Zeit nicht möglich.

Daher ist es Ziel dieser Diplomarbeit, ein Bemessungskonzept sowie Vorbemessungstabellen für dieses Deckensystem zu erarbeiten.

Dafür wird mittels experimenteller Methoden das Verformungs- und Tragverhalten der eingesetzten Verbindungsmittel untersucht und anhand von Vier-Punkt-Biegeversuchen das Verformungs- und Tragverhalten des Deckensystems analysiert. Anschließend werden die Erkenntnisse der experimentellen Methoden in numerische Simulationsmodelle eingearbeitet und die Versuche nachgerechnet. Durch den Vergleich mit den Versuchsergebnisse werden die Ergebnisse der numerischen Simulationsmodelle validiert.

Es konnte gezeigt werden, dass die hier untersuchte HBV-Decke durch ein Stabwerksmodell für einen baupraktisch relevanten Durchbiegungsbereich von  $w < L/300$  ausreichend genau abgebildet werden kann und, dass eine Berücksichtigung des Rissverhaltens des Betons sowie der Nicht-Linearitäten der Verbindungsmittel in dem genannten Bereich keine wesentlich genaueren Ergebnisse liefert. Das somit entwickelte Stabwerksmodell besteht aus zwei horizontal übereinander liegenden Stäben, die jeweils die Beton- bzw. Holzschicht abbilden. Die horizontalen Stäbe werden durch vertikale Starrstäbe verbunden und auf der Höhe der Verbundfuge werden letztere über eine Dehnfeder gekoppelt. Für dessen Federkonstante werden die Verschiebungsmoduln  $K_S$  der Verbindungsmittel eingearbeitet. Für die in dieser Arbeit behandelten Schubkerven mit einer Schubkerventiefe von  $h_n = 4 \text{ cm}$  ergibt sich ein Verschiebungsmodul von  $K_S = 4,69 \text{ kN/mm/mm}$ . Für die Nägel mit 3,3 mm Durchmesser ergibt sich ein Verschiebungsmodul von  $K_S = 1,54 \text{ kN/mm}$ . Basierend auf aus dem Stabwerksmodell ermittelten Schnittgrößen kann somit eine Bemessung der Systemkomponenten erfolgen.

# Abstract

Timber-concrete-composite-ceilings (TCC-ceilings) have received more attention recently, since they do not only meet the need for more ecological construction methods but also enable implementing slim and wide-span ceilings with an architecturally appealing soffit. In this context, a new TCC-ceiling was developed by Vollholzhybriddecken Engelhart Ltd. The connection between wood and concrete is established via nailed metal sheets and shear notches with continuously variable height and sloping sides which makes this new system special. Fasteners in this form have not yet been scientifically investigated in their entirety. The concrete layer should be implemented at about the same height as the wood layer, which deviates from a common construction rule, making this another novelty. For this reason, a scientifically secured dimensioning of the system is currently not possible.

Therefore, this diploma thesis aims to not only develop a dimensioning concept but also to create preliminary dimensioning tables for this ceiling system.

For this purpose, deformation and load-bearing behavior of the fasteners is investigated by using experimental methods. Additionally, the deformation and load-bearing behavior of the ceiling system is analyzed by using four-point bending tests. The results of the experimental methods are to be incorporated afterwards into numerical simulation models followed by recalculation of the tests. By comparing the results of the numerical simulation models and from the four-point-bending tests, the numerical simulation models can be validated.

Results showed that load-bearing-behavior of the TCC-ceiling can be mapped with sufficient accuracy using a framework model for a deflection range of  $w < L / 300$ . Moreover, considering the cracking behavior of the concrete and the non-linearities of the fasteners doesn't provide significantly more precise results. The framework model developed in this thesis consists of two horizontally stacked rods, each of which depicts the concrete or wood layer, the horizontal rods are connected by vertical rigid rods and at the level of the composite joint they are coupled via an expansion spring for whose spring constant the displacement modules  $K_s$  of the fasteners are incorporated. For the shear notches treated in this work with a notch depth of  $h_n = 4 \text{ cm}$ , a displacement module of  $K_s = 4.69 \text{ kN} / \text{mm} / \text{mm}$  can be given. For the nails with a diameter of 3,3 mm a displacement module of  $K_s = 1.54 \text{ kN} / \text{mm}$  can be given. The framework model enables dimensioning of system components by determining internal forces.

# Inhaltsverzeichnis

Abkürzungs- und Symbolverzeichnis.....	9
<b>1 Einleitung .....</b>	<b>14</b>
1.1 Problemstellung .....	14
1.2 Methodik .....	14
1.3 Abgrenzung.....	15
<b>2 Grundlagen und Stand der Technik.....</b>	<b>16</b>
2.1 Holz-Beton-Verbunddecken .....	16
2.1.1 Definition.....	16
2.1.2 Geschichtliche Entwicklung .....	16
2.1.3 Verbindungsmittel .....	17
2.1.4 Wirtschaftlichkeit .....	18
2.1.5 Berechnungsbeispiel.....	19
2.2 Holz-Beton-Verbunddecke der Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH .....	20
2.2.1 Ursprung: die Dippelbaumdecke .....	20
2.2.2 Beschreibung der Decke.....	22
2.2.3 Der Fertigungsprozess .....	23
2.2.4 Integrierte Systemkomponenten .....	25
2.3 Forschungsfragen .....	25
<b>3 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten des Deckensystems.....</b>	<b>29</b>
3.1 Elastizitätsmodulbestimmung der Holzträger .....	29
3.2 Bestimmung von Betonwürfeldruckfestigkeiten.....	34
3.3 Tragverhalten der Schubverbindungselemente zum Zeitpunkt $t = 0$ (Kleinbauteilversuche).....	35
3.3.1 Einleitung .....	35
3.3.2 Auswertung der Kleinbauteilversuche: Versuchsreihe „B“.....	39
3.3.3 Auswertung der Kleinbauteilversuche: Versuchsreihe „K“ .....	43
3.3.4 Auswertung der Kleinbauteilversuche: Versuchsreihe „B+K“ .....	46
3.4 Tragverhalten des Deckensystems zum Zeitpunkt $t = 0$ (Großbauteilversuche).....	50
3.4.1 Einleitung .....	50
3.4.2 Versuchsergebnisse für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“).....	53
<b>4 Numerische Untersuchung zum Tragverhaltens des Deckensystems.....</b>	<b>57</b>
4.1 Einleitung.....	57
4.2 Nagelverbindung.....	57
4.3 Schubkerven.....	58

4.4	Kombinierte Verbindung aus Schubkernen und vernagelten Schublechen .....	63
4.5	Simulationsmodell für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“)	65
4.5.1	Rissverhalten der Stahlbetonschicht: .....	65
4.5.2	Nichtlinearität der Verbindungsmittel .....	67
4.5.3	Simulationsmodell .....	68
4.6	Bemessungskonzept für den Zeitpunkt $t = 0$ .....	69
4.6.1	Stabwerksmodell zur Ermittlung der Schnittgrößen .....	70
4.6.2	Bemessung für den Zeitpunkt $t = 0$ .....	72
4.7	Zusammenführung von experimentellen und numerischen Untersuchungen im Rahmen der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) .....	80
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>83</b>
5.1	Vorbemessungstabellen .....	83
5.2	Zusammenfassung der Forschungsergebnisse .....	85
5.3	Ausblick .....	89
	Abbildungsverzeichnis .....	90
	Tabellenverzeichnis .....	92
	Literaturverzeichnis .....	93
	Anhang A .....	95



# Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

## Abkürzungen und Bezeichnungen

$A_{Gi}, B_{Gi}, C_{Gi}, D_{Gi}$	Markierung wesentlicher Punkte (Großbauteilversuche)
AQ	Bezeichnung für Bewehrungsmatten deren Längs- und Querdrat den selben Abstand und Durchmesser haben
B	Probekörperbezeichnung der Kleinbauteilversuche bei welchen vernagelte Schubleche als Verbindungsmittel zum Einsatz kommen
B+K	Probekörperbezeichnung der Kleinbauteilversuche bei welchen vernagelte Schubleche und Schubkerven als Verbindungsmittel zum Einsatz kommen
B2	Anforderung an die Expositionsclassen des Betons
BG	Berechnungsparameter für Simulation von Großbauteilversuchen
FEM	Finite Elemente Methode
G	Großbauteilversuchsreihe
GK	Größtkorn
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HBV	Holz-Beton-Verbund
II	Zustand II: Beton ist in der Zugzone gerissen
K	Probekörperbezeichnung der Kleinbauteilversuche bei welchen Schubkerven als Verbindungsmittel zum Einsatz kommen
KLH	Kreuzlagenholz (Firmenbezeichnung)
RRS	stark reduziertes Schwinden (Eigenschaft Beton)
SLS	serviceability limit state, gleichbedeutend mit GZG
ULS	ultimate limit state, gleichbedeutend mit GZT

## Indizes

d	design
E	Einwirkung
k	charakteristisch
mean	Mittelwert
n	Anzahl
p	Probekörper
R	Widerstand (resistance)
sim	Simulation
rech	rechnerisch

x	in Stablängsrichtung
o	oben
u	unten
g	ständige Einwirkung
gr	Grenzwert
q	veränderliche Einwirkung
c	Beton (concrete)
s	Betonstahl
erf	erforderlich
vor	vorhanden
M	Material
H	Holz

### Baustoffkenngrößen

$\mu_{d,gr}$	-	Grenzwert des dimensionslosen Bemessungsmoments
$E$	N/mm <sup>2</sup>	Elastizitätsmodul (allgemein)
$f_{c,0,d}$	N/mm <sup>2</sup>	Designwert der Druckfestigkeit des Holzes in Faserrichtung
$f_{c,0,k}$	N/mm <sup>2</sup>	charakteristische Druckfestigkeit des Holzes in Faserrichtung
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{cd}$	kN/cm <sup>2</sup> , N/mm <sup>2</sup>	Designwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
$f_{m,k}$	N/mm <sup>2</sup>	charakteristische Biegezugfestigkeit des Holzes
$f_{t,0,k}$	N/mm <sup>2</sup>	charakteristische Zugfestigkeit des Holzes in Faserrichtung
$f_{v,d}$	N/mm <sup>2</sup>	Designwert der Schubspannungsfestigkeit des Holzes
$f_{v,k}$	N/mm <sup>2</sup>	charakteristische Schubspannungsfestigkeit des Holzes
$f_{yd}$	kN/cm <sup>2</sup> , N/mm <sup>2</sup>	Designwert der Streckgrenzenfestigkeit des Betonsstahls
$G$	N/mm <sup>2</sup>	Schubmodul (allgemein)

### Geometrische Größen

$\Delta u$	mm	Realtivverschiebung (allgemein)
$a$	mm	Abstand zwischen Krafteinleitung und Auflagerpunkt (E-Modulbestimmung Holzträger)
$A$	mm <sup>2</sup>	Fläche (allgemein)
$A_n$	mm <sup>2</sup>	Schubkervnenfläche

$b$	mm, cm	Breite (allgemein)
$b_n$	mm	Schubkervbreite
$d$	mm	Durchmesser
$d_1$	cm	Abstand des Schwerpunkts der Bewehrung zur Unterkante des Stahlbetonträgers
$h$	mm, cm	Trägerhöhe (allgemein)
$h_n$	mm	Schubkervtiefe
$I$	mm <sup>4</sup>	Flächenmoment 2. Grades (allgemein)
$L$	m, mm	Spannweite
$l_1$	mm	Abstand zwischen zwei Messpunkten (Elastizitätsmodulbestimmung Holzträger)
$l_n$	mm	Schubkervlänge
$l_s$	mm	Vorholzlänge
$l_v$	mm	Abstand zwischen zwei Schubkerven
$u$	mm	Verformung (allgemein)
$w$	mm	Durchbiegung (allgemein)
$z$	mm	Normalabstand von der Schwerachse zum äußersten Punkt des Querschnitts

### Kraftbezogene Größen

$\mu_d$	-	dimensionsloses Bemessungsmoment
$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	Spannung (allgemein)
$\tau_{xy}$	N/mm <sup>2</sup>	Spannung in Abscherebene der Schubkerven
$\zeta$	-	bezogener innerer Hebelsarm
$E$	N/mm <sup>2</sup>	E-Modul (allgemein)
$E_0$	N/mm <sup>2</sup>	Biege-Elastizitätsmodul in Faserrichtung bei einer Referenzfeuchte $u_{ref}$
$EA$	N/mm <sup>2</sup>	Dehnsteifigkeit (allgemein)
$EI$	N/mm <sup>2</sup>	Biegesteifigkeit (allgemein)
$E_{m,global}(u_{ref})$	N/mm <sup>2</sup>	globaler Biege-Elastizitätsmodul bei einer Referenzfeuchte von $u_{ref}$
$E_{m,local}(u_{ref})$	N/mm <sup>2</sup>	lokaler Biege-Elastizitätsmodul bei einer Referenzfeuchte von $u_{ref}$
$F$	kN	Kraft (allgemein)
$F_{V,Ed}$	kN	berechnete Abscherrkraft für eine Kerne
$F_{max}$	kN	maximal aufnehmbare Last (Versuchsdurchführungen)
$F_{Rd}$	kN	zulässige Kraft je Schubkerne nach CEN/TC 250 N 2330 [1]

$F_{est}$	kN	geschätzte Traglast der Versuchskörper
$g$	kN/m, kN/m <sup>2</sup>	ständige Einwirkungen
$GA$	N/mm <sup>2</sup>	Schubsteifigkeit (allgemein)
$K$	N/mm	Verschiebungsmodul des Verbindungsmittel (allgemein)
$K_s$	N/mm	Verschiebungsmodul des Verbindungsmittel nach ÖNORM EN 26891 [2] ermittelt
$K_{s,EC5}$	N/mm	Verschiebungsmodul des Verbindungsmittel nach ÖNORM EN 1995-1-1 [3] ermittelt
$M$	kNm	Biegemoment (allgemein)
$M-y$	kNm	gleichbedeutend mit $M$
$N$	kN	Normalkraft (allgemein)
$p$	kN/m, kN/m <sup>2</sup>	allgemeine Einwirkungen
$q$	kN/m, kN/m <sup>2</sup>	veränderliche Einwirkungen
$q$	kN/m <sup>2</sup>	Flächenlast
$V$	kN	Querkraft (allgemein)
$V-z$	kN	Querkraft (gleichbedeutend mit $V$ )

### Sonstige Größen

$\alpha$	-	Fourierkoeffizient in Abhängigkeit von der 1. Eigenfrequenz $f_1$
$\eta$	%	Ausnutzung
$\gamma$	-	Teilsicherheitsbeiwert (allgemein)
$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	Massendichte
$\zeta$	-	modaler Dämpfungsgrad (Lehr'sches Dämpfungsmaß)
$a_{rms}$	m/s <sup>2</sup>	Effektivwert der Schwingbeschleunigung
$f$	-	Faktor
$f_1$	Hz	1. Eigenfrequenz
$f_i$	-	Funktion
$g$	m/s <sup>2</sup>	Erdbeschleunigung
$k_{mod}$	-	Modifikationsfaktor zur Lasteinwirkungsdauer
$m$	kg/m <sup>2</sup>	Flächenmasse
$M^*$	kg	modale Masse
$s_y$	ln(kN)	Standardabweichung (logarithmisch normalverteilte Auswertung)
$t$	Tage	Zeitpunkt, wobei $t = 0$ auf die 28 Tage Festigkeit des Betons bezogen ist. Untersuchungen zu diesem Zeitpunkt meinen immer das Kurzzeittragverhalten, die Änderung der Steifigkeit infolge viskoelastischer Effekte wird bei $t = 0$ nicht berücksichtigt.

$u$	M-%	Holzfeuchte
$u_{ref}$	M-%	Referenzfeuchtegehalt des Holzes
$\bar{y}$	kN	Mittelwert (logarithmisch normalverteilte Auswertung)

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Die Klimakrise, ausgelöst durch anthropogene Treibhausgase, bedrohen unseren Planeten auf eine nie dagewesene Weise. Die Bauindustrie und insbesondere die Betonherstellung tragen einen großen Anteil dazu bei. Holz-Beton-Verbund-Decken (HBV-Decken) ermöglichen es durch ihren geringeren Betonanteil gegenüber Stahlbetondecken und durch das vom Holz gebundene CO<sub>2</sub>, Treibhausgase einzusparen. Zudem wird die Ausführung schlanker und weit gespannter Decken, mit architektonisch ansprechender Untersicht möglich. In diesem Zusammenhang wurde eine neue HBV-Decke entwickelt, welche in dieser Arbeit näher untersucht werden soll. Die genannte Decke stellt eine Weiterentwicklung der traditionellen Verbunddecke aus Beton und Dipelbäumen zu einer modernen HBV-Decke dar.

Sie unterscheidet sich zu anderen HBV-Systemen dadurch, dass Vollholzbalken und Stahlbeton über vernagelte Schubleche und Schubkerven mit veränderlicher Schubkerventiefe  $h_n$  und gerundeten Flanken verbunden werden. Eine Verbindungsmittelkombination die so noch nicht eingesetzt wurde und dessen Tragverhalten noch nicht abschließend erforscht wurde. Auch wird bei diesem Deckensystem die Betonschicht in etwa gleicher Dicke wie die Holzschicht ausgeführt und damit von einer gängigen Konstruktionsregel abgewichen. Diese Aspekte führen dazu, dass zum jetzigen Zeitpunkt eine wissenschaftlich fundierte Bemessung des Deckensystems nicht möglich ist, wodurch der tatsächliche Einsatz in der Praxis erschwert wird.

## 1.2 Methodik

Ziel dieser Diplomarbeit ist es daher anhand von experimentellen und numerischen Untersuchungen ein Bemessungskonzept für die Tragfähigkeit des genannten Deckensystems zu entwickeln, damit die Decke Einzug am Markt erlangen kann.

Im experimentellen Teil der Arbeit werden zuerst Materialeigenschaften von Holz und Beton bestimmt. Anhand von Abscherversuchen wird das Verformungsverhalten, sowie die maximal aufnehmbare Kraft  $F_{max}$  der Verbindungsmittel ermittelt und anhand von Vier-Punkt-Biegeversuchen das tatsächliche Verformungsverhalten des Deckensystems aufgezeichnet.

Im numerischen Teil der Arbeit wird ein Simulationsmodell entwickelt mit dem sowohl vereinfacht das Rissverhalten des Betons als auch die Nicht-linearität der Verbindungsmittel berücksichtigt werden kann und zum anderen das bereits erwähnte Bemessungskonzept, welches auf einem (im Vergleich zum numerischen Simulationsmodell) vereinfachten Stabwerksmodell basiert. Um Bemessungskonzept und Simulationsmodell zu validieren, werden, unter Einarbeitung

der vorab erhobene Materialeigenschaften, die Vier-Punkt-Biege-Versuche nachgerechnet und die Ergebnisse der Berechnungsmodelle mit den Versuchsaufzeichnungen verglichen.

Im abschließend Teil der Arbeit werden, auf dem erarbeiteten Bemessungskonzept basierende, Vorbemessungstabellen für das Deckensystem gezeigt und die Forschungsergebnisse zusammengefasst. Mit den Vorbemessungstabellen soll ein effizienter Einsatz des Deckensystems in der Praxis ermöglicht werden.

### 1.3 Abgrenzung

Diese Arbeit beschäftigt sich grundsätzlich nur mit dem Tragverhalten des vorgestellten Deckensystems. Dafür wird die Kurzzeittragfähigkeit von Einfeldträgern untersucht. Die Auswirkung viskoelastischer Effekte (Langzeittragverhalten) wird aufgrund fehlender Erfahrungswerte nur vereinfacht - jedoch auf der sicheren Seite liegend - für die Vorbemessungstabellen berücksichtigt. Die Verbindungsmittelanordnungen, sowie Materialgüten werden nicht variiert. Jedoch können diese durch die vorgestellten Berechnungsmethoden beliebig adaptiert werden.

## 2 Grundlagen und Stand der Technik

### 2.1 Holz-Beton-Verbunddecken

#### 2.1.1 Definition

Im modernen Hochbau kann grundsätzlich die Anwendung im Neubau, sowie die Anwendung als Sanierungsmaßnahme unterschieden werden. Während sich die Anwendung als Sanierungsmaßnahme üblicherweise darauf beschränkt, dass in Tram- oder Dippelbaumdecken stiftförmige Verbindungsmittel eingebracht werden, welche den Schubverbund zwischen Beton und Holz gewährleisten, kommen im Neubau auch moderne Holzwerkstoffe wie Brettsperrholzplatten oder Brettstapeldecken zum Einsatz und zusätzlich zu den stiftförmigen Verbindungsmitteln werden auch Schubkerven eingesetzt um einen Schubverbund zu erzeugen. Für den Neubau kommen die in Abb. 2.1 gezeigten HBV-Decken üblicherweise zum Einsatz.

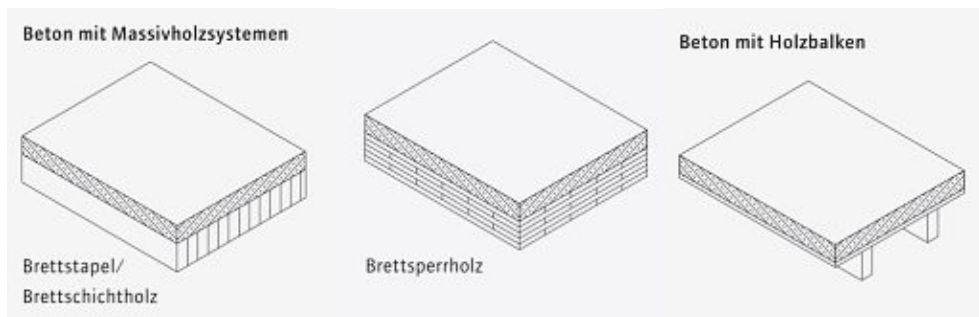


Abb. 2.1: gängige HBV-Decken [9]

Durch die Aufbringung einer Betonschicht kann die Steifigkeit eines einfachen Balkentragwerks um das zwei- bis vierfache erhöht werden. Gleichzeitig wird dadurch eine schubsteife Ebene erzeugt, die eine Horizontalaussteifung des Deckensystems ermöglicht [4]. Deshalb ist die nachträgliche Herstellung der Verbundbauweise gerade im Bestandsbau beliebt, um im Rahmen eines Dachgeschossausbaus die Widerstandsfähigkeit gegenüber Erdbebeneinwirkungen zu erhöhen.

#### 2.1.2 Geschichtliche Entwicklung

HBV-Konstruktionen wurden erstmals in den 1930er Jahren errichtet [5]. Im Vordergrund stand dabei Holz einzusparen [6]. Im Jahr 1939 wurden Deckensysteme patentiert, bei welchen Z- oder I-Eisen eingesetzt wurden um einen Schubverbund zwischen Holz und Beton herzustellen [5], wie in Abb. 2.2 dargestellt.



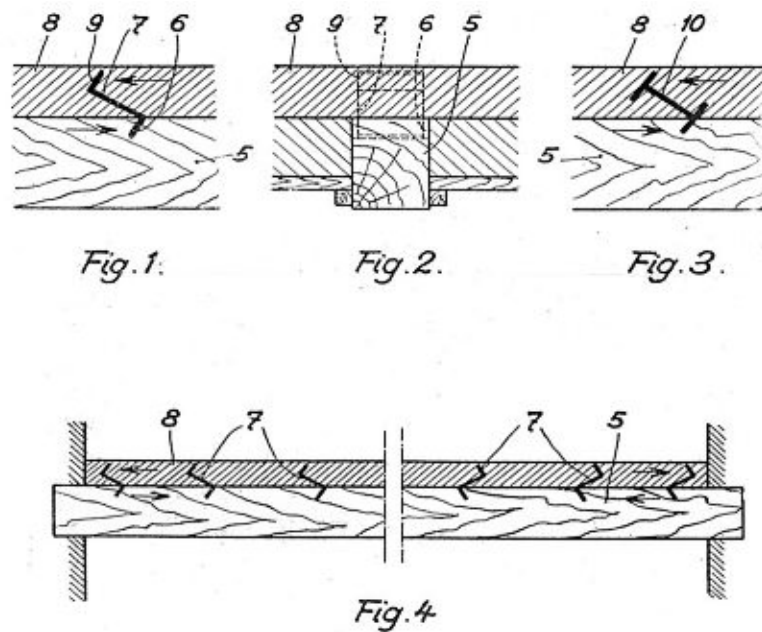


Abb. 2.2: Reichspatent einer Holz-Beton-Verbunddecke nach Otto Schaub [6]

Ab den 70er Jahren des vergangenen Jahrhunderts wurden neue Forschungen und Entwicklungen zu HBV-Decken vorangetrieben, womit der Weg zu den heute gängigen System geobnet wurde [5].

### 2.1.3 Verbindungsmittel

Die schubfeste Verbindung zwischen Holz und Beton ist maßgebend für die Effizienz des Verbundsystems. Je steifer die Verbindung ausfällt, umso leistungsfähiger wird das Deckensystem [7].

Bei der Ertüchtigung von Bestandstragwerken kommen üblicherweise stiftförmige Verbindungsmittel zum Einsatz diese werden in Abb. 2.3 dargestellt.

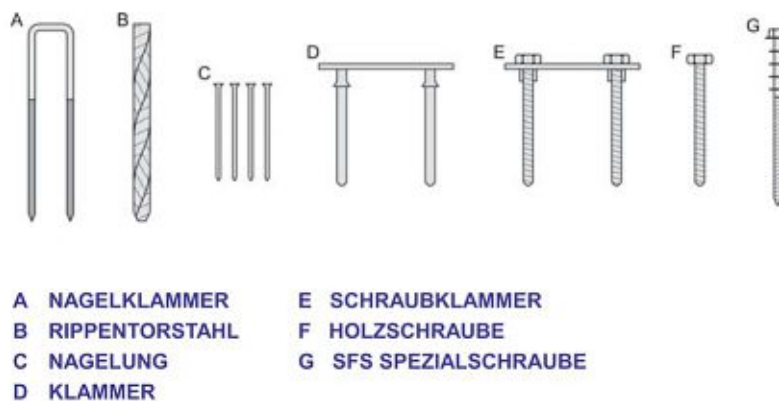


Abb. 2.3: stiftförmige Verbindungsmittel von HBV-Decken [8]

Als effizientestes und wirtschaftlichstes Verbindungsmittel sind jedoch Schubkerven zu nennen. Dies gilt auch unter Berücksichtigung des Nachteils, dass Schubkervensysteme standardmäßig nicht zugelassen sind, womit eine individuelle Dimensionierung durch den Projektstatiker erfolgen muss, wodurch zusätzliche Planungskosten anfallen. Als zugelassene Methode kommen einige Schraubenverbindungen sowie HBV-Schubverbinder infrage. HBV-Schubverbinder sind Lochbleche welche in die Holzkonstruktion eingeklebt werden. In Abb. 2.4 werden Schubverbindingssysteme der Firma KLH dargestellt. [7]

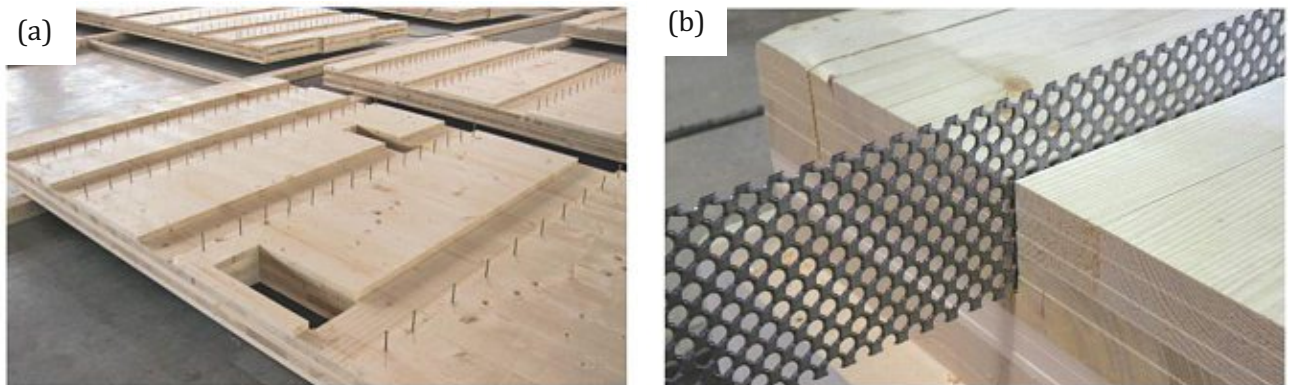


Abb. 2.4: weitere Verbindungsmittel von HBV-Decken [7]

(a) Schubkerven mit zusätzlichen Schrauben

(b) eingeklebte HBV-Schubverbinder

### 2.1.4 Wirtschaftlichkeit

Üblicherweise sind HBV-Decken erst bei Spannweiten ab  $L > 5m$  wirtschaftlich [9]. Die Firma KLH erzeugt HBV-Decken standardmäßig ab einer Spannweite von  $L > 6,5m$  [7]. Grundsätzlich können folgende Vor- und Nachteile genannt werden:

Tab. 2.1: Vor- und Nachteile von HBV-Decken[9]	
Vorteile	Nachteile
geringe Deckenstärke	gewerkeübergreifend: Holz-Massivbau
einfache Anschlussdetails	Feuchtigkeit und Bauzeit bei Vorortbeton
gute schalltechnische Eigenschaften des Grundelements	für kurze Spannweiten nicht wirtschaftlich
gute brandtechnische Eigenschaften, gegenüber der Vollholzdecken. Zusätzlich eine nicht brennbare Oberfläche an der Oberseite	
auch als Fertigteil realisierbar	

Als kosteneffizienteste Holz-Beton-Verbundbauweise ist die HBV-Decke mit Rippelementen zu nennen, diese kann bei hohen Spannweiten sogar mit Stahlbetondecken mithalten. Die günstigsten Verbindungsmittel sind Schubkerven. Die Betonage auf der Baustelle hat sich als

kostengünstiger erwiesen als HBV-Fertigteildecken im Werk herzustellen, oder Holz und Betonfertigteile miteinander zu verbinden [5].

Weiterhin ist zu beachten, dass bei Verbundkonstruktionen im Vergleich zu Stahlbetonkonstruktionen Eigengewicht eingespart werden kann und durch die Sichtbarkeit von Holzbalken eine architektonisch ansprechende Untersicht (siehe Abb. 2.5) erzeugt werden kann [4]. Durch die Einsparung von Eigengewicht gegenüber konventionellen Stahlbetondecken kann sich diese HBV-Bauweise günstig auf Fundamentdimensionen auswirken, wenn entsprechend viele Geschosse gebaut werden, wodurch der Einsatz im Hochhausbau interessant wird.



Abb. 2.5: Untersicht einer HBV-Decke [7]

### 2.1.5 Berechnungsbeispiel

Abschließend soll anhand eines Beispiels die Schlankheit von modernen HBV-Decken gezeigt werden. Dafür wird die von der Firma KLH vertriebene HBV-Decke herangezogen. Die Holzschicht besteht dabei aus KLH Elementen, der Schubverbund wird über durchgehende Schubkerven – welche durch Schrauben zusätzlich verstärkt sind – hergestellt. Es wird die Betongüte C50/60 eingesetzt und in jedem KLH-Element sind sechs Schubkerven vorhanden. Die Vorbemessungstabelle für dieses System wird in Tab. 2.2 dargestellt, wobei für die hier angegebenen Querschnitte eine zur Tragkonstruktion zusätzliche ständige Last von  $g_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ , sowie eine veränderliche Last von  $q_k = 3,80 \text{ kN/m}^2$  angesetzt werden darf. Alle Querschnitte erfüllen die Schwindungsanforderungen um in Deckenklasse I gemäß ÖNORM B 1955-1-1 [10] eigeordnet zu werden. Das Deckensystem wird in Abb. 2.6 dargestellt. [7]

Zu erkennen ist, dass durch dieses Deckensystem schlanke Querschnitte ausgeführt werden können, wie der Vergleich mit Stahlbetondecken zeigt. So ergeben sich für die HBV-Konstruktion

bei Spannweiten von 6,50 bis 9,00 m Deckenstärken  $h$  von 3,3% bis 3,6% der Spannweite  $L$ , während in der Literatur für Vordimensionierungen von Stahlbetondecken bei einer Spannweite von 4,30m bis 7,00m Deckenstärken mit 3,6 % bis 5,1 % der Spannweite  $L$  angegeben werden [11]. Daraus kann geschlossen werden, dass gerade bei größeren Spannweiten durch HBV-Konstruktionen schlankere Querschnitte gegenüber reinen Stahlbetondecken ausgeführt werden können.

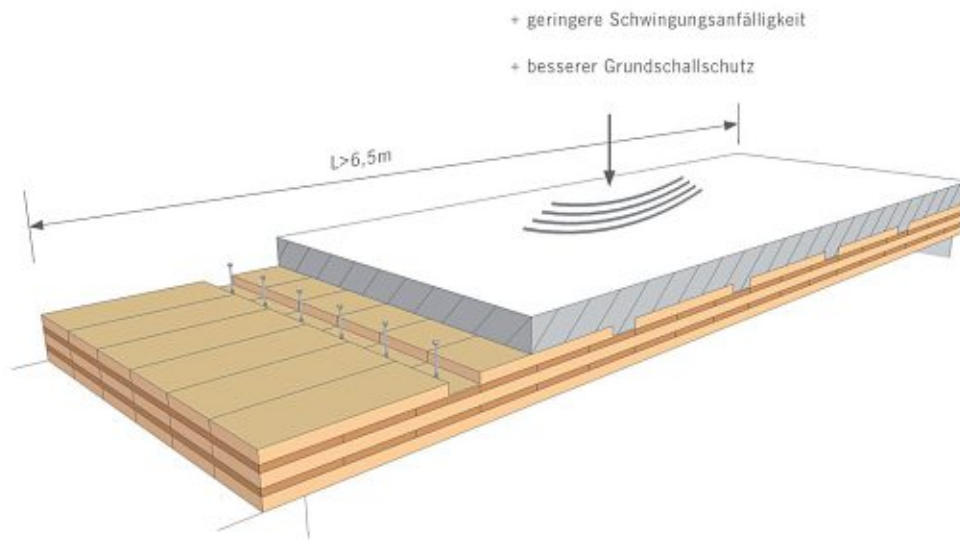


Abb. 2.6: HBV-Decke der Firma KLH [7]

Tab. 2.2: Vorbemessungstabelle für die in Abb. 2.6 gezeigte HBV-Decke [7]

	Spannweite $L$ Einfeldträger					
	6.50 m	7.00 m	7.50 m	8.00 m	8.50 m	9.00 m
Stärke Beton in mm	80	90	90	95	95	100
Stärke KLH in mm	160	160	180	180	200	200
Gesamthöhe $h$ in mm	240	250	270	275	295	300
Schlankheit $h/L$	3.6%	3.6%	3.6%	3.4%	3.5%	3.3%
Schwingungsanfälligkeit nach ÖNORM B 1955-1-1 [10]	Deckenklasse I					

## 2.2 Holz-Beton-Verbunddecke der Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH

### 2.2.1 Ursprung: die Dippelbaumdecke

Die traditionelle Dippelbaumdecke wurde bis etwa 1830 als Trenndecke in allen oberirdischen Geschossen eingesetzt. Das Deckensystem bestand dabei aus dreiseitig behauten Baumstämmen,



welche direkt nebeneinander verlegt und durch die so genannten „Dippel“ (Dübel) im Abstand von ca. 2 m miteinander verbunden wurden [12]. Ein typisches System wird in Abb. 2.7 gezeigt. Dieses Deckensystem zeichnete sich durch hohe Traglasten und gute Schallschutzaspekte aus. Aufgrund des hohen Materialverbrauchs, sowie der Notwendigkeit des Rücksprungs des Mauerwerks im Auflagerbereich, war dieses Deckensystem im Vergleich zu anderen Deckensystem bald nicht mehr wirtschaftlich konkurrenzfähig und wurde durch andere Systeme verdrängt, wie beispielweise Tramdecken und im späteren Verlauf auch Stahlbetondecken.

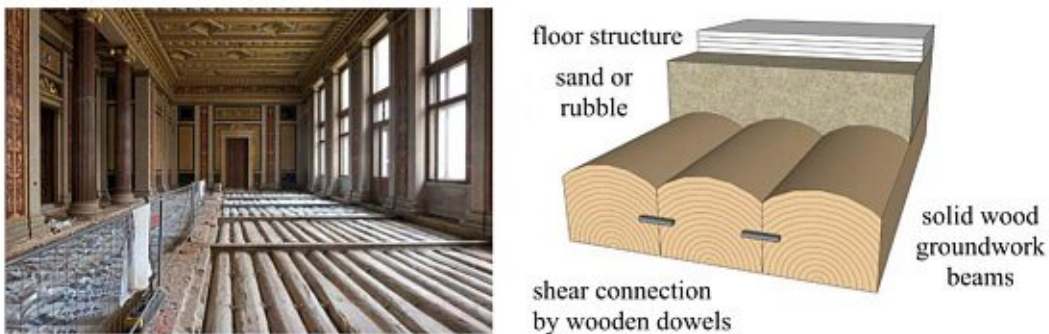


Abb. 2.7: traditionelle Dippelbaumdecke [13]

In den letzten Jahren wurde der Ruf nach Bauweisen aus erneuerbaren Materialien immer lauter [14], wodurch auch der Marktanteil an Holzbaukonstruktionen kontinuierlich wachsen konnte. In diesem Zusammenhang wird eine Renaissance und Weiterentwicklung der traditionellen Dippelbaumdecke durch das Unternehmen *Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH* in Kooperation mit dem *Institut für Architekturwissenschaften - Forschungsbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der Technischen Universität Wien* voran getrieben. Dafür wurde auch ein Patent [15] für das in Abb. 2.8 systematisch dargestellte System erwirkt.

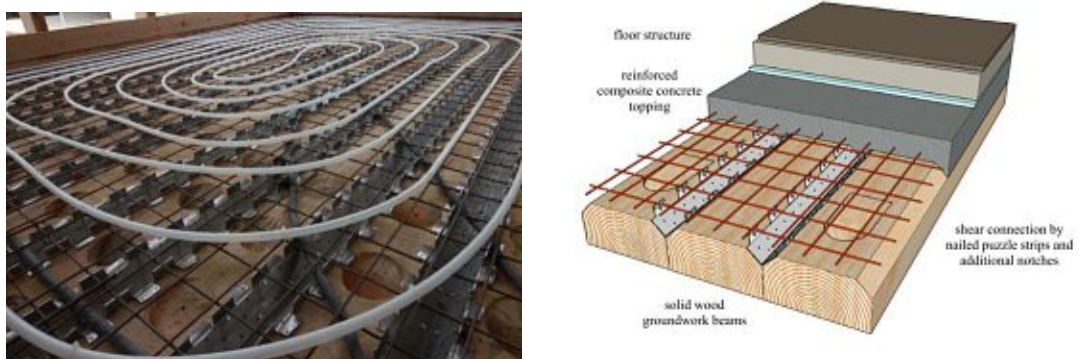


Abb. 2.8: Weiterentwicklung der traditionellen Dippelbaumdecke zur modernen Holz-Beton-Verbundkonstruktion [13]

### 2.2.2 Beschreibung der Decke

Das von *Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH* patentierte Deckensystem ähnelt auf den ersten Blick einer Dippelbaumdecke, auf welche eine Betonschicht aufgebracht wird. Der Unterschied zu dieser bestens bekannten Bauweise besteht darin, dass bei der hier betrachteten Bauweise neue (und keine bestehenden) Vollholzquerschnitte zum Einsatz kommen, der Schubverbund über Schubkerven und vernagelte Schubleche hergestellt wird, sowie ein Beton mit stark reduziertem Schwindverhalten (RRS) eingesetzt wird. Im Vergleich dazu besteht die übliche Bauweise von Dippelbaumdecken mit Aufbeton im Verbund darin, dass stiftförmige Verbindungsmittel in das Holz eingebracht werden, welche den Schubverbund zwischen Beton und Holz gewährleisten, wie in Abb. 2.9 dargestellt. Der Unterschied der Ertüchtigungsmaßnahme von bestehenden Dippelbaumdecken sowie dem neuen patentierten System wird nochmals durch den Vergleich von Abb. 2.9 mit Abb. 2.10 ersichtlich.

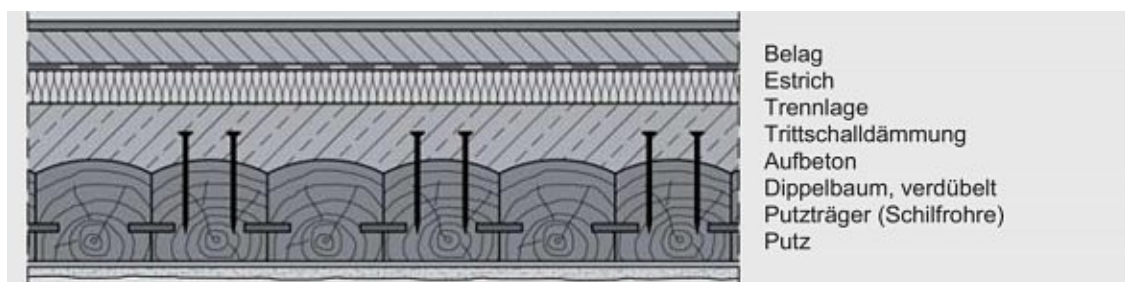


Abb. 2.9: Dippelbaumdecke mit Aufbeton im Verbund [8]

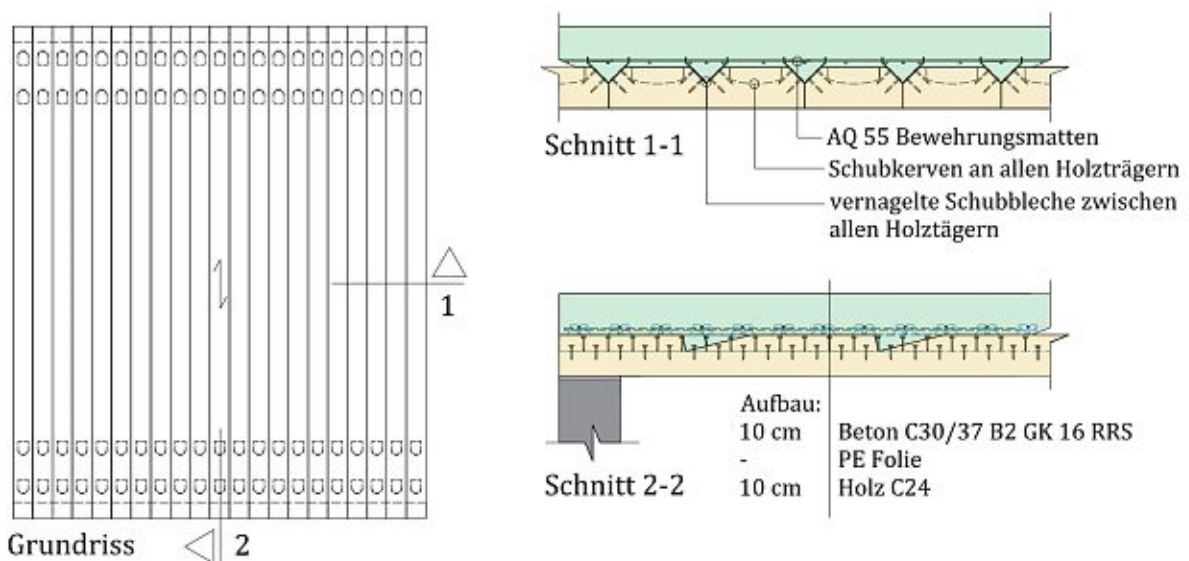


Abb. 2.10: patentierte HBV-Decke

Jeder Holzträger hat dabei zwei Schubkerven je Trägerende (siehe Abb. 2.10, Schnitt 2-2). Die Schubkerven werden mittels Oberfräsen hergestellt, sie haben eine kontinuierlich veränderliche Schubkerventiefe von  $h_n = 0 \dots 4 \text{ cm}$ .

Die Krafteinleitung in die Schubleche soll dabei primär über AQ 55 Bewehrungsmatten geschehen, die in Ausnehmungen im Schublech formschlüssig eingebracht werden. Die Idee dahinter ist, dass die Druckkraft aus dem Beton über die Bewehrungsmatten an die Schubleche übertragen wird und von den Schublechen über Nägel ins Holz abgeleitet wird. Die Schubleche sind im Querschnitt V-förmig und bilden somit das Gegenstück zu den abgefasten Holzträgern, mit welchem sie vernagelt werden. Die Schubleche sind 2 mm stark und werden mittels maschinellem Laserschneider in die richtige Form geschnitten.

Anzumerken ist, dass aufgrund des erforderlichen Formschlusses zwischen Schublechen und Holzquerschnitt, das System nicht als Ertüchtigungsmaßnahme von bestehenden Holzdecken angedacht wurde.

### 2.2.3 Der Fertigungsprozess

Durch die hexagonale Form der Holzträger werden bis zu 90% des Baumstamms ausgenutzt, wodurch der Verschnitt möglichst gering gehalten werden kann, wie in Abb. 2.11 dargestellt. [13].

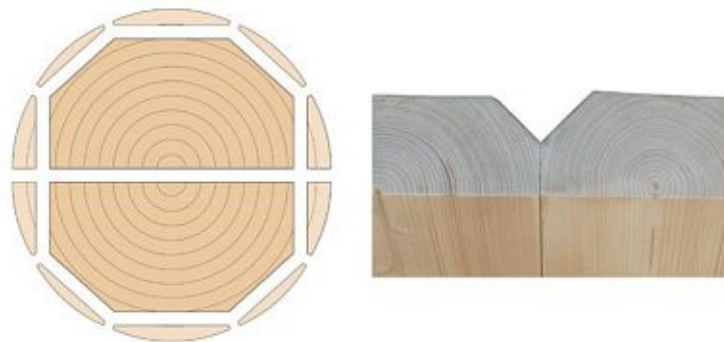


Abb. 2.11: Reduzierung des Holzverschnitts durch Ausschnitt eines hexagonalen Querschnitts (links). Daraus resultiert die typische V-Form (rechts). [13]

Im nächsten Schritt werden die Schubleche ohne Vorbohrung mit den Holzträgern vernagelt und anschließend Schubkerven aus den Holzträgern mittels Oberfräse gefräst, wobei dieser Ablauf robotergestützt erfolgen kann. Danach können Bewehrungsmatten in die Ausnehmungen der Schubleche eingebracht werden. Abschließend kann die nun hergestellte Konstruktion als Halbfertigteil auf die Baustelle transportiert und vor Ort ausbetoniert werden. Dabei ist auf eine Unterstellung zu achten. Der Bauablauf wird in Abb. 2.12 dargestellt [13].

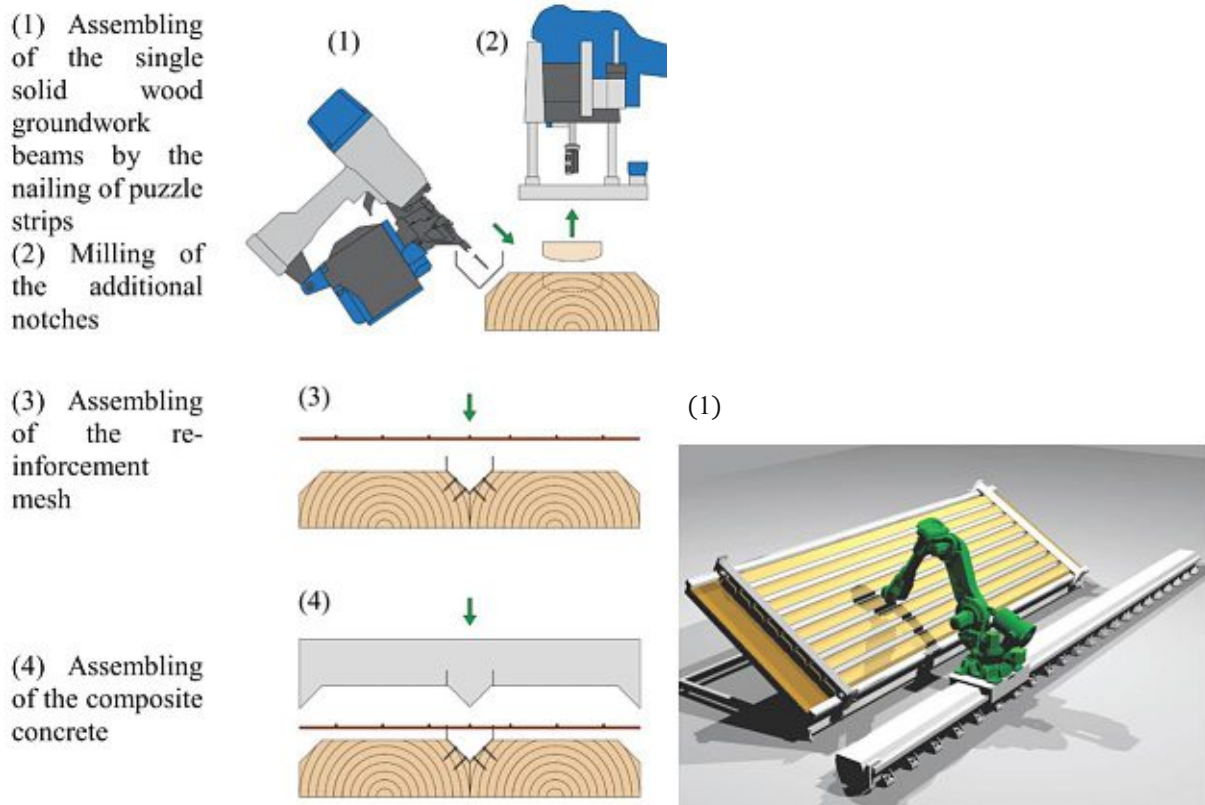


Abb. 2.12: Automationsgestützter Fertigungsprozess der Holz-Beton-Verbunddecke [13]

Um das System besser zu veranschaulichen wird in der nachfolgenden Tab. 2.3 eine Übersicht gegeben, wie viele verschiedene Bauelemente auf einem 1,00 m breiten Deckenstreifen mit Spannweite  $L = 6,00\text{ m}$  typischerweise zum Einsatz kommen könnten.

Tab. 2.3: Auflistung der Bauelemente eines typischen 1,00 m breiten Deckenstreifen mit Spannweite  $L = 6,00\text{ m}$

Spannweite $L$ :	6.00 m
Breite des betrachteten Deckenstreifens:	1.00 m
Höhe Betonschicht:	0.10 m
Höhe Holzbalken:	0.10 m
Breite der Holzbalken:	0.24 m
Anzahl der Holzbalken je m Breite:	4.17 Stk
Anzahl Schubleche je m Breite:	4.17 Stk
Länge Schubleche je $6\text{ m}^2$ :	25.00 m
Abstand Nägel zueinander:	0.03 m
Anzahl Nägel je 1m Schublech:	66.67 Stk/m
Anzahl Nägel je $6\text{ m}^2$ :	1668 Stk
Schubkerven je Balken:	4.00 Stk/Balken
Anzahl der Schubkerven je $6\text{ m}^2$ :	16.70 Stk
Bewehrungsmatten AQ 55 je $6\text{ m}^2$ :	6.00 $\text{m}^2$



### 2.2.4 Integrierte Systemkomponenten

Aufgrund der derzeitigen Marktsituation können Holz-Beton-Verbundsysteme mit reinen Stahlbetonkonstruktionen nur konkurrieren, wenn eine multifunktionale Konstruktion errichtet wird. So soll die Decke nicht nur die Tragwirkung erfüllen, sondern auch durch das Integrieren von Heiz- und Kühlschläuchen zur Raumtemperaturregulierung herangezogen werden. Damit eine effektive Wechselwirkung der Wärme mit dem begrenzten Raum gewährleistet werden kann, ist es erforderlich, stellenweise Holzbalken durch Wärmeleitungselemente zu ersetzen wie in Abb. 2.13 dargestellt [13].

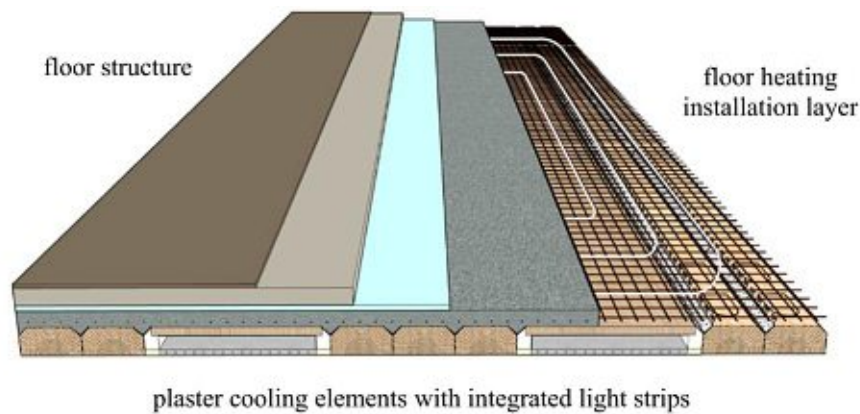


Abb. 2.13: Integrierte Systemkomponenten [13]

### 2.3 Forschungsfragen

Im Rahmen der Erstellung des genannten Bemessungskonzepts besteht insbesondere bezüglich nachfolgender Thematiken Forschungsbedarf, welcher mithilfe von numerischen als auch experimentellen Methoden behandelt werden:

#### Schubkerven:

Das Schubkerventragverhalten von etlichen Formen ist beispielsweise in den Arbeiten von L. Csizmadia [16] und K. Kudla [17] dargelegt worden.

Bei diesem System sollen Schubkerven mit der Geometrie, wie in Abb. 2.14b gezeigt, zum Einsatz kommen, sie sind veränderlich in ihrer Schubkerventiefe  $h_n$  und haben runde, geneigte Flanken. Zu dieser Geometrie gab es noch keine ausreichenden wissenschaftlichen Untersuchungen, deswegen wird mittels experimenteller Methoden aus dem Kraft-Verschiebungsdiagramm der Verschiebungsmodul  $K_s$ , als auch die Versagenslast  $F_{max}$  ermittelt. Im numerischen Teil der Arbeit wird anschließend untersucht, inwieweit die Ergebnisse des experimentellen Teils der Arbeit mit den Ergebnissen nach CEN/TC 250 N 2330 [1] – in welchem nur Schubkerven mit konstanter Schubkerventiefe  $h_n$  geregelt sind – übereinstimmen.

Anhand von Großbauteilversuchen (Versuchsreihe „G“) wird behandelt, wann die Schubkerven versagen. Dieses Versagen ist relevant, da es ohne offensichtliche Vorankündigung auftreten kann und damit im Sinne einer resilienten Bauweise nicht als erster Versagensmechanismus auftreten soll.

#### Vernagelte Schubleche:

Zusätzlich zu den Schubkerven soll der Schubverbund auch über vernagelte Schubleche hergestellt werden, wie sie in Abb. 2.14a gezeigt werden. Diese Bleche sind im Querschnitt V-förmig und werden formschlüssig zwischen zwei Vollholbalken eingebracht und anschließend mit diesen vernagelt. Die 2 mm dicken Bleche haben Ausnehmungen im Abstand von 10 cm in welche Bewehrungsmatten eingebracht werden können.

Der Verschiebungsmodul  $K_{s,EC5}$  von stiftförmigen Verbindungsmitteln (Nägeln) wird in der ÖNORM EN 1995-1-1 [3] geregelt. Von dem Hersteller der hier verwendeten Nägel (Beck glattschaftiger Nagel 3,3mm bright) gibt es keine technischen Spezifikationen [18] die einen Verschiebungsmodul  $K$  angeben, aus diesem Grund wird die Berechnung nach ÖNORM EN 1995-1-1 [3] mit den Verschiebungsmoduln  $K_s$  aus den Versuchsdurchführungen – welche nach ÖNORM EN 26891 [2] ausgewertet werden – verglichen.

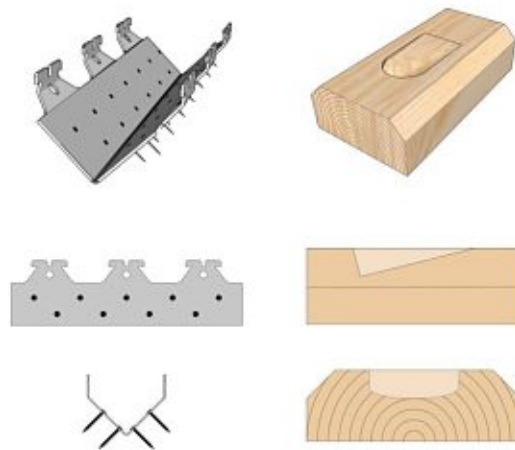


Abb. 2.14: eingesetzte Schubverbindungselemente. [13]

(a) vernagelte Schubleche

(b) Schubkerven

#### Kombination von vernagelten Schublechen und Schubkerven:

Im experimentellen Teil der Arbeit wird untersucht, wie sich die Kraft-Verschiebungsdiagramme der Probekörper ändern, wenn Verbindungsmittel kombiniert zum Einsatz kommen. Im

numerischen Teil der Arbeit wird eine Methode vorgestellt, wie sich diese Diagramme vorausrechnen lassen.

### **Höhenverhältnis Holz zu Beton:**

Weiters ist es üblich Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit einem Höhenverhältnis der Schichten von 1:3 bis 2:3 auszuführen [16], dadurch wird der Beton überdrückt und somit kann kein Zustand II auftreten (es treten keine Risse infolge Zugspannungen im Beton auf), womit von einem linear elastischen Verhalten (zumindest bei geringen Spannungen) der Betonschicht ausgegangen werden kann. Bei diesem System sollen Schichtstärken in etwa gleicher Höhe zum Einsatz kommen, dadurch wird von dieser Konstruktionsregel abgewichen. Die Auswirkungen, die sich daraus ergeben, sollen untersucht werden.

### **Berechnungsmethode:**

Um Holz-Beton-Verbundkonstruktion zu berechnen, gibt es mehrere gängige Verfahren:

- $\gamma$  – Verfahren
- Schubanalogieverfahren
- Differenzenmethode
- Stabwerksmodelle

Die Problematik der ersten zwei aufgezählten Verfahren besteht darin, dass von einer Verbundfuge mit konstanter Steifigkeit ausgegangen wird, wodurch Schubkräfte auch kontinuierlich über die Verbundfuge übertragen werden [19]. Bei Systemen mit Schubkernen werden Schubkräfte vor allem punktuell übertragen, wodurch eine Diskrepanz zwischen Berechnungsmethode und Realität vorhanden ist. Die Anwendung dieser Berechnungsverfahren auf Systeme mit Schubkernen ist als nicht optimal zu bewerten.

Die Differenzenmethode sowie Stabwerksmodelle sind geeignet um das hier behandelte System zu berechnen, da punktuelle Schubsteifigkeiten berücksichtigt werden können. Durch die Weiterentwicklung von Stabwerksmodellen kann auch die Nicht-Linearität von Verbindungsmitteln sowie das Rissverhalten von Beton vereinfacht berücksichtigt werden. Aus diesem Grund wird der Fokus auf die Weiterentwicklung der Stabwerksmodell gelegt, wie sie in Abb. 2.15 dargestellt werden.

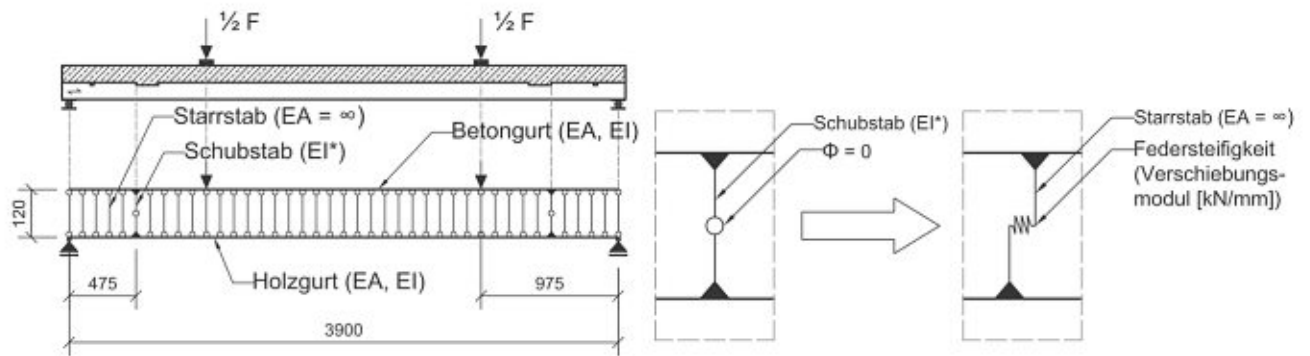


Abb. 2.15: Stabwerksmodell für Holz-Beton-Verbundträger mit Schubkernen [17], sowie Weiterentwicklung der Berücksichtigung des Schubverbunds; von Stab mit effektiver Biegesteifigkeit [20] zur Kopplung mittels Dehnfeder [17].

In diesem Zusammenhang wird auch ein numerisches Simulationsmodell erstellt, bei dem zum einen die Nicht-Linearität der Verbindungsmittel berücksichtigt und zum anderen ein nicht-lineares Materialmodell für den Beton entwickelt wird. Üblich ist es den Verschiebungsmodul  $K_s$  als Federsteifigkeit einer Dehnfeder anzunehmen, wie es auch in Abb. 2.15 gezeigt wird [17]. Die Ergebnisse dieses numerischen Simulationsmodells werden mit dem Stabwerksmodell aus dem Bemessungskonzept sowie den Großbauteilversuchen verglichen.

Für die Berechnungen kommen die Programme RSTAB 8.21 sowie RFEM 5.22 der Firma Dlubal zum Einsatz.

Abschließend soll untersucht werden, ob und welche Optimierungspotentiale es gibt.

### 3 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten des Deckensystems

Im ersten Teil der Arbeit wurde das zu untersuchende Deckensystem, sowie der Forschungsbedarf beschrieben. Im zweiten Teil der Arbeit wurden gängige HBV-Decken beschrieben um den Unterschied zu dem in dieser Arbeit behandeltem HBV-Decke herauszuarbeiten.

In diesem Teil der Arbeit wird mit Hilfe von experimentelle Methoden das Verformungsverhalten, sowie die maximal aufnehmbare Last  $F_{max}$  des Deckensystem ermittelt. Dafür werden in den ersten zwei Unterkapiteln die Materialeigenschaften des Verbundsystems untersucht und in den darauf folgenden Kapiteln die Eigenschaften des in Verbund stehenden Systems behandelt.

#### 3.1 Elastizitätsmodulbestimmung der Holzträger

Für die Versuchsdurchführungen werden von 61 Fichtenholzträger die Biege-Elastizitätsmoduln  $E_0$  in Faserrichtung nach ÖNORM EN 14358 [21] bestimmt. Die Holzträger werden sowohl für die Probekörper der Kleinbauteilversuche (Versuchsreihen „B“, „B+K“ und „K“) als auch für die Probekörper für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe "G") verwendet. Der Versuchsaufbau wird in Abb. 3.1 und Abb. 3.3 gezeigt.

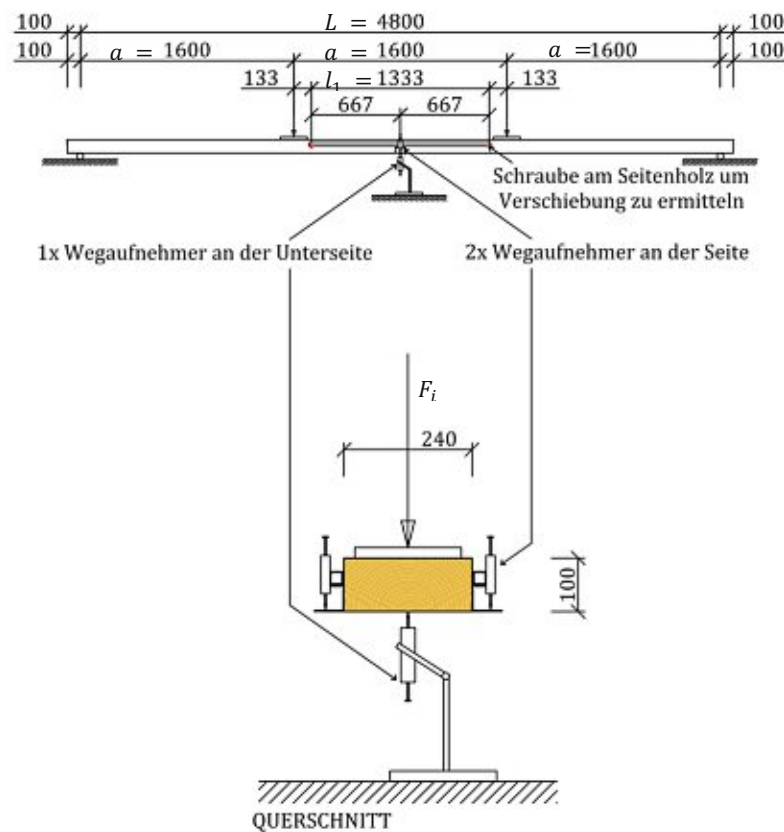


Abb. 3.1: Versuchsaufbau um den Biege-Elastizitätsmodul  $E_0$  der Hölzer zu ermitteln.  
Bemaßung in mm

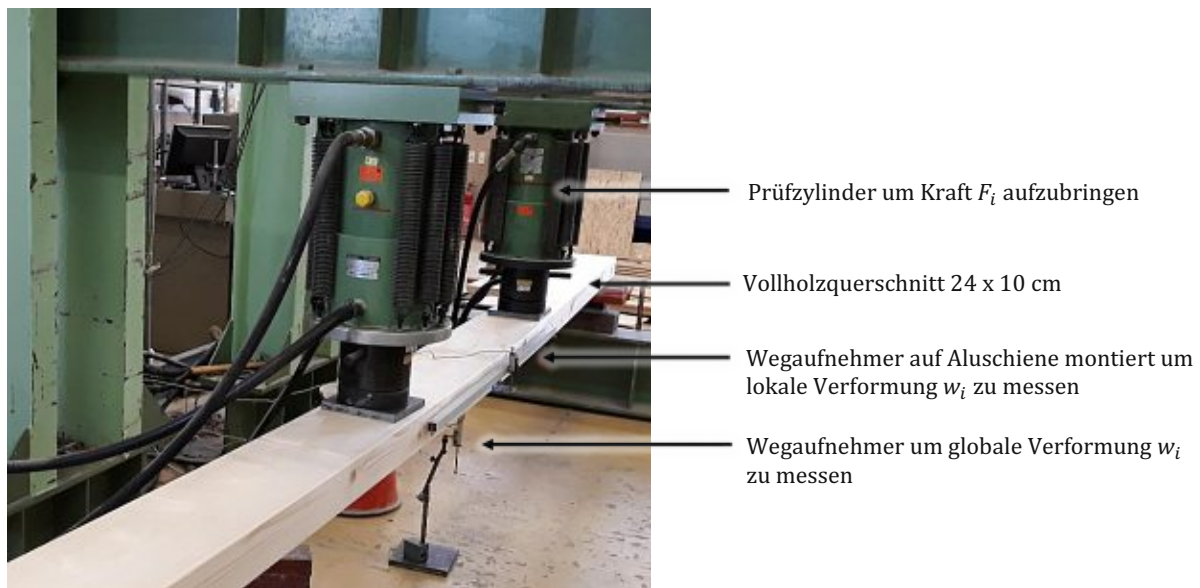


Abb. 3.2: Versuchsaufbau um den Biege-Elastizitätsmodul  $E_0$  der Hölzer zu ermitteln

Der Biege-Elastizitätsmodul in Faserrichtung  $E_0$  wird dabei über die lokale und globale Durchbiegung  $w$  bestimmt. Daraus ergibt sich ein lokaler und globaler Biege-Elastizitätsmodul, welcher in weiterer Folge auf den Biege-Elastizitätsmodul in Faserrichtung  $E_0$  umgerechnet werden kann (Gleichung (3.1) bis (3.7)). Je Querschnitt ergeben sich also einmal der globale Biege-Elastizitätsmodul  $E_{m,global(u)}$  und einmal der lokale Biege-Elastizitätsmodul  $E_{m,lokal(u)}$ . Wäre der Probekörper perfekt transversal isotrop, würde die Differenz zwischen den zwei Moduln je Stichprobe lediglich auf die Schubverzerrung zurück zu führen sein, welche bei der Bestimmung des lokalen Biege-Elastizitätsmodul  $E_{m,lokal(u)}$  nicht berücksichtigt wird. In einer Vergleichsrechnung wird der Schubmodul  $G$  einmal mit  $G = \infty$  angesetzt und einmal mit  $G = 650 \text{ N/mm}^2$  nach ÖNORM EN 408 [22]. Die Ergebnisse werden in Abb. 3.6 und Abb. 3.7 dargestellt. Es wird ersichtlich, dass die Schubverzerrung bei der hier untersuchten Laststellung einen Einfluss von ca. 0,8 % auf die Gesamtdurchbiegung  $w$  hat, während die Abweichung der zwei Biege-Elastizitätsmoduln  $E_{m,global(u)}$  und  $E_{m,lokal(u)}$  infolge von Inhomogenitäten (Astlöcher, Risse, etc.) einen Unterschied von bis zu 15 % bewirkt und im arithmetisches Mittel 4 % beträgt. Bei der Bestimmung des Elastizitätsmodul  $E_{m,global(u)}$  über die globale Durchbiegung  $w$  kann die Schubsteifigkeit  $GA$  berücksichtigt werden, bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduln  $E_{m,lokal(u)}$  über die lokale Durchbiegung  $w$  nicht (da hier keine Querkraft im untersuchten Abschnitt vorhanden ist, siehe Abb. 3.5)



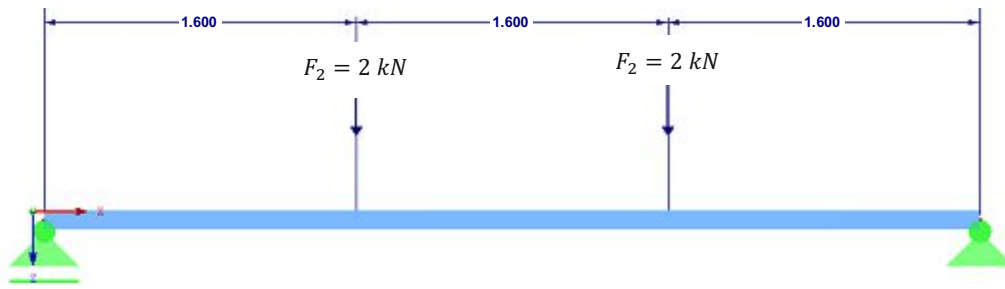


Abb. 3.3: Lastaufbringung an den zu untersuchenden Querschnitten

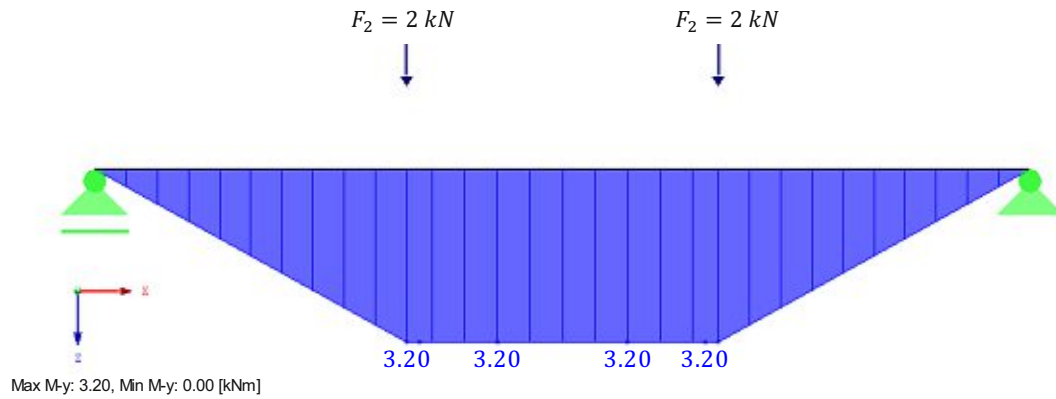


Abb. 3.4: Momentenverlauf  $M$  nach Stabtheorie I. Ordnung

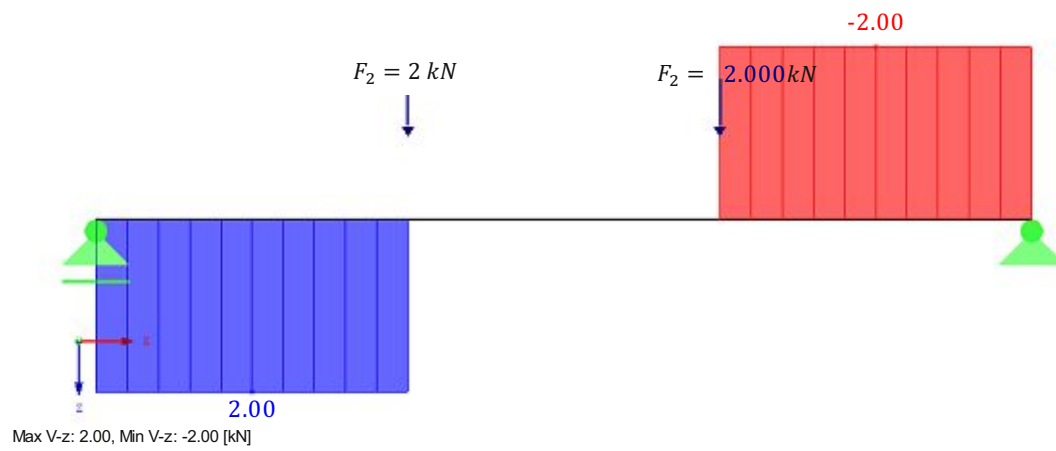


Abb. 3.5: Querkraftverlauf  $V$  nach Stabtheorie I. Ordnung

**Anmerkung:**

Die Schnittgrößen von statisch bestimmten Systemen sind unabhängig von Steifigkeiten, deshalb liefert die schubelastische und schubstarre Stabtheorie I. Ordnung für die Schnittgrößen die selben Ergebnisse. Ein Unterschied der Theorien wird bei statisch bestimmten Systemen erst bei den Verformungsgrößen (Durchbiegung  $w_i$ , Querschnittsdrehwinkel  $\varphi_i$  und Krümmung  $\kappa_i$ ) ersichtlich.

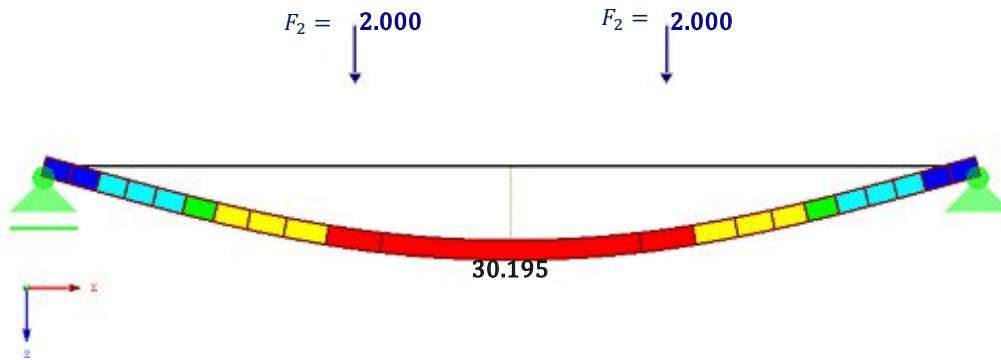


Abb. 3.6: Durchbiegung  $w_2$  nach Schubstarrer Stabtheorie I. Ordnung in mm

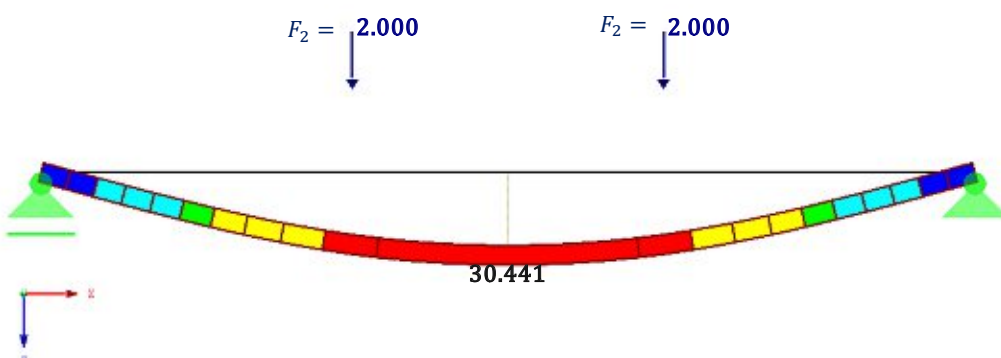


Abb. 3.7: Durchbiegung  $w_2$  nach Schubelastischer Stabtheorie I. Ordnung in mm

Die Holzfeuchte  $u$  wird nach ÖNORM EN 13183-1 [23] bestimmt indem von jedem Träger Holzwürfel entnommen, auf  $\pm 0,5$  mm Genauigkeit abgemessen, abgewogen und vier Tage bei  $105^\circ\text{C}$  bis zur Massenkonstanz getrocknet werden. Daraus ergibt sich eine Holzfeuchte  $u$  der Träger von  $u = 9,9 M\%$  bis  $11,3 M\%$ , es gibt keine Ausreißer, die Probewerte werden in Abb. 3.8 standardnormalverteilt dargestellt. Die durchschnittliche Massendichte  $\rho$  bei  $12 M\%$  Holzfeuchte  $u$  beträgt  $\rho = 430 \text{ kg/m}^3$ , die Probewerte werden in Abb. 3.9 standardnormalverteilt dargestellt.

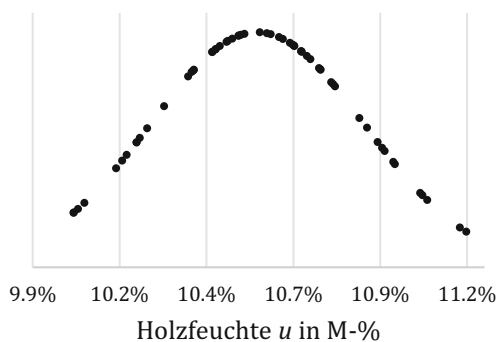


Abb. 3.8: Holzfeuchte  $u$  der Holzträger - standardnormalverteilt dargestellt

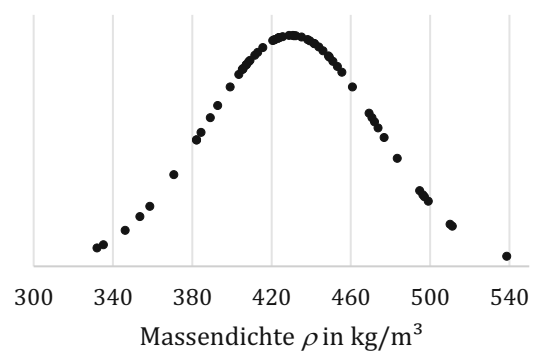


Abb. 3.9: Dichte  $\rho$  der Holzträger bei  $u_{ref} = 12 M\%$  - standardnormalverteilt dargestellt



Der Versuchsaufbau (Abb. 3.1) und die Versuchsauswertung wurden nach ÖNORM EN 408 [22], ÖNORM EN 384 [24] und ÖNORM EN 14358 [21] durchgeführt.

Die Berechnung erfolgt nach folgendem Formelwerk:

$$E_0 = E_0(u)(1 + 0,01(u - u_{ref})) \quad (3.1)$$

dabei bezeichnet:

$E_0$  Biege-Elastizitätsmodul in Faserrichtung bei einer Referenzfeuchte  $u_{ref}$  von  $u_{ref} = 12 M\%$

$u$  tatsächlicher Feuchtegehalt des Holzes

$u_{ref}$  Referenzfeuchtegehalt des Holzes  $u_{ref} = 12 M\%$

Ermittlung des lokalen Biege-Elastizitätsmoduls  $E_{m,local(u)}$ :

$$E_{m,local(u)} = \frac{a l_1^2 (F_2 - F_1)}{16 I (w_2 - w_1)} \quad (3.2)$$

$$E_0 = E_{m,local(u_{ref})} \quad (3.3)$$

dabei bezeichnet:

$E_{m,local(u_{ref})}$  lokaler Biege-Elastizitätsmodul bei einer Referenzfeuchte von 12 M-%

$a$  Abstand zwischen einer Laststelle und dem nächsten Auflager beim Biegeversuch, in mm

$$a = 1600 \text{ mm}$$

$l_1$  Abstand zwischen den zwei Messpunkten, in mm

$$l_1 = \frac{5}{6} \cdot a = 1333,33 \text{ mm} \quad (3.4)$$

$I$  Flächenmoment 2. Grades

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{240 \text{ mm} \cdot (100 \text{ mm})^3}{12} = 20\,000\,000 \text{ mm}^4 \quad (3.5)$$

$w_i$  Durchbiegung bei einer Last  $F_i$

$F_i$  Die Last bei einer Durchbiegung von  $w_i$

$$F_1 = 0 \text{ kN} \quad w_1 = 0 \text{ mm}$$

$$F_2 = 2 \text{ kN} \quad w_2 = w_2$$

Ermittlung des globalen Elastizitätsmoduls  $E_{m,global(u)}$ :

$$E_{m,global(u)} = \frac{3aL^2 - 4a^3}{2bh^3 \left( 2 \frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5Gb h} \right)} \quad (3.6)$$

$$E_0 = E_{m,global(u_{ref})} \cdot 1,3 - 2690 \quad (3.7)$$

dabei bezeichnet:

- $E_{m,global(u_{ref})}$  globaler Biege-Elastizitätsmodul bei einer Referenzfeuchte von 12 M-%  
 $L$  Spannweite beim Biegeversuch

Der Versuch wird standardnormalverteilt nach ÖNORM EN 14358 [21] ausgewertet, der Elastizitätsmodul  $E_{0(u_{ref})}$  in Faserrichtung wird als Mittelung zwischen lokaler und globaler Bestimmung je Stichprobe herangezogen. Die Auswertung ist in Abb. 3.10 dargestellt.

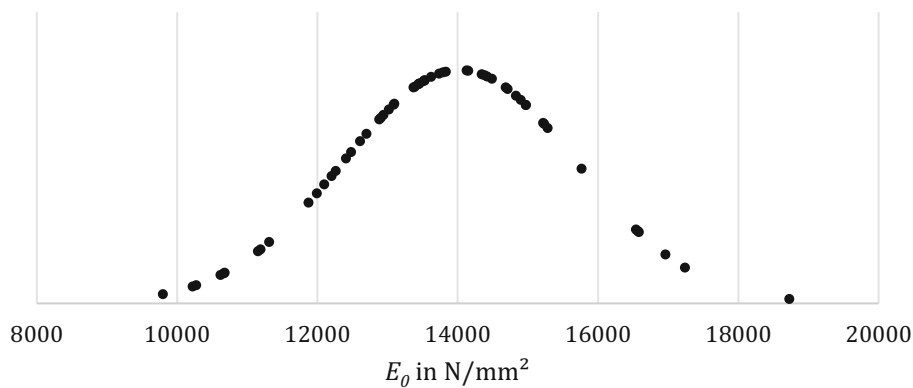


Abb. 3.10: Elastizitätsmodul in Faserrichtung  $E_{0(u_{ref})}$  bei einer Referenzholzfeuchte  $u_{ref}$  von  $u_{ref} = 12\text{-M}\%$  der Holzträger - standardnormalverteilt dargestellt

### 3.2 Bestimmung von Betonwürfeldruckfestigkeiten

Für die Probekörperherstellungen wurde Lieferbeton der Betongüte C30/37 B2 GK16 RRS verwendet. Vom gelieferten Beton wurden drei Probewürfel hergestellt um überprüfen zu können, ob auch tatsächlich die bestellte Festigkeitsklasse geliefert wurde. Nach Erreichen der 28 Tage Festigkeit wurden die Probekörper der Prüfung unterzogen. In Abb. 4.10 werden die Probekörper vor und nach der Versuchsdurchführung gezeigt.

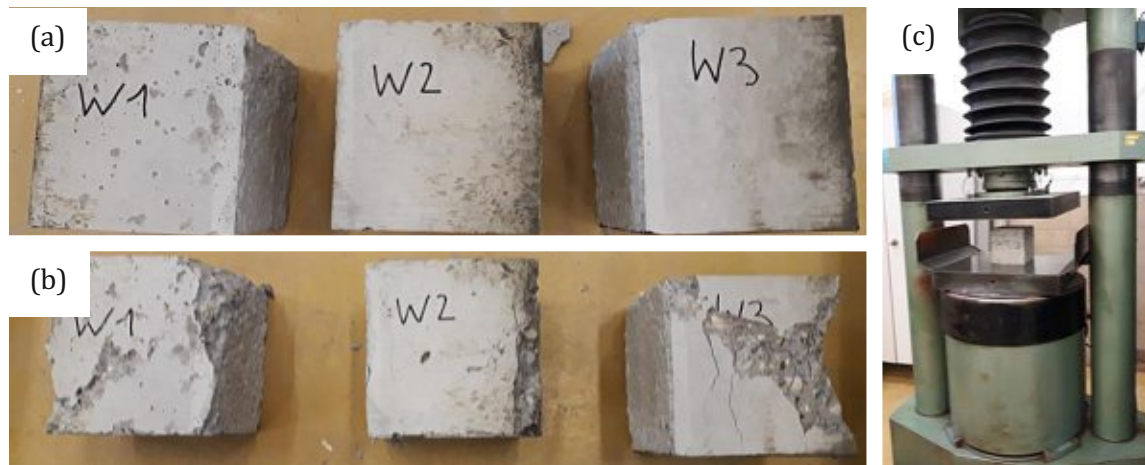


Abb. 3.11: Betonprobekörper zur Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit  
 (a) Betonwürfel vor der Prüfung. (b) Betonwürfel nach der Prüfung. (c) Prüfeinrichtung

Aus der Prüfung ergeben sich die in

Tab. 4.1 angeführten Würfeldruckfestigkeiten  $f_{c,cube}$ .

Tab. 3.1: Würfeldruckfestigkeit  $f_{c,cube}$  des Betons

Probe Nr	Länge = Breite = Höhe in cm	Masse in g	Dichte in $g/cm^3$	$F_{max}$ in kN	$f_{c,cube}$ in $N/mm^2$
W1	15.0	7920	2.35	956 kN	42.5
W2	15.0	7680	2.28	970 kN	43.1
W3	15.0	7880	2.33	895 kN	39.8
Mittelwert	15.0	7827	2.32	940 kN	41.8

Für die Stichprobe aus

Tab. 3.1 ergeben sich bei logarithmisch normalverteilter Auswertung nach ÖNORM EN 14358 [21] folgende Werte:

$$\text{Standardabweichung } s_y \quad s_y = 0,0428 \ln(N/mm^2)$$

$$s_y \cdot e^{\bar{y}} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

Mittelwert  $\bar{y}$

$$\bar{y} = 3,73 \ln(kN)$$

$$e^{\bar{y}} = 41,78 \text{ kN}$$

5%-Quantil-Wert  $f_{ck,cube}$

$$f_{ck,cube} = 36,5 \text{ N/mm}^2$$

Mit einem 5%-Quantil-Wert der Würfeldruckfestigkeit von  $f_{ck,cube} = 36,5 \text{ N/mm}^2$  kann der Beton als C30/37 bestätigt werden. Der Elastizitätsmodul  $E_{cm}$  des Betons wird demnach nach ÖNORM EN 1992-1-1 [17] mit  $E_{cm} = 33\,000 \text{ N/mm}^2$  für die weiteren Berechnungen angenommen.

### 3.3 Tragverhalten der Schubverbindungselemente zum Zeitpunkt $t = 0$ (Kleinbauteilversuche)

#### 3.3.1 Einleitung

In diesem Kap. 3.1 wird anhand von Kleinbauteilversuche das Kraft-Verschiebungsverhalten zwischen Holz und Beton analysiert. Dafür werden 60 cm hohe Probekörper hergestellt, welche ein „Sandwichelement“ aus Holz-Beton-Holz bilden. Die verschiedenen Schichten sind dabei durch die verschiedenen Schubverbindungselemente (vernagelte Schubleche und/oder Schubkerven) verbunden. Im Versuchsablauf werden diese einzelnen Schichten dann gegeneinander verschoben und die Kraft  $F$  je mm Relativverformung  $\Delta u$  aufgezeichnet. Das Kraft-Verschiebungsverhalten zwischen Holz und Beton stellt einen wesentlichen Parameter des Tragverhaltens des Deckensystems dar. Bei einer geringeren Verbundwirkung können sich Holz- und Betonschicht leicht gegeneinander verschieben, wodurch das gesamte Deckensystem unter

Belastung eine stärkere Durchbiegung  $w$  aufweist, dadurch sind die einzelnen Schichten stärker durch Biegemomente  $M$  und weniger auf Normalkraft  $N$  beansprucht. Wird der Beton stärker durch Biegemomente  $M$  und weniger durch Normalkraft  $N$  beansprucht, treten eher Risse auf, wodurch es zum Absinken der effektiven Biegesteifigkeit der Betonschicht kommt, dadurch werden von der Holzschicht wieder mehr Schnittgrößen „angezogen“. Diese Wechselwirkungen sollen verdeutlichen, dass eine genaue Untersuchung der Steifigkeiten von Bedeutung ist, dazu kommt, dass zu den hier verwendeten Schubverbindungselementen noch keine ausreichenden wissenschaftlichen Untersuchungen durchgeführt wurden. Sind die tatsächlich vorhandenen Steifigkeiten bekannt, können diese in ein numerisches Simulationsmodell einfließen, um das Deckensystem zu berechnen. Ein weiterer Grund für die Notwendigkeit von Versuchsdurchführung besteht darin, dass zwar in der Literatur Verschiebungsmoduln  $K_s$  für Verbindungsmittel angegeben werden, dabei entspricht  $K_s$  der Federkonstante einer linearen Dehnfeder, aber bei größeren Verformungen (so wie es in Versuchsdurchführungen der Fall ist), davon ausgegangen werden muss, dass dieser linear elastische Bereich verlassen wird. In der numerischen Simulation werden die genannten Nicht-Linearitäten berücksichtigt, um die Auswirkungen dieser Vereinfachung zu bewerten zu können.

In Abb. 3.12: werden Fotos der Probekörperherstellung für die Kleinbauteilversuche gezeigt. Diese wurden aus 24 (12) x 10 x 60 cm großen Holzelementen hergestellt. Die Holzelemente sind seitlich mit 4 cm abgefast.

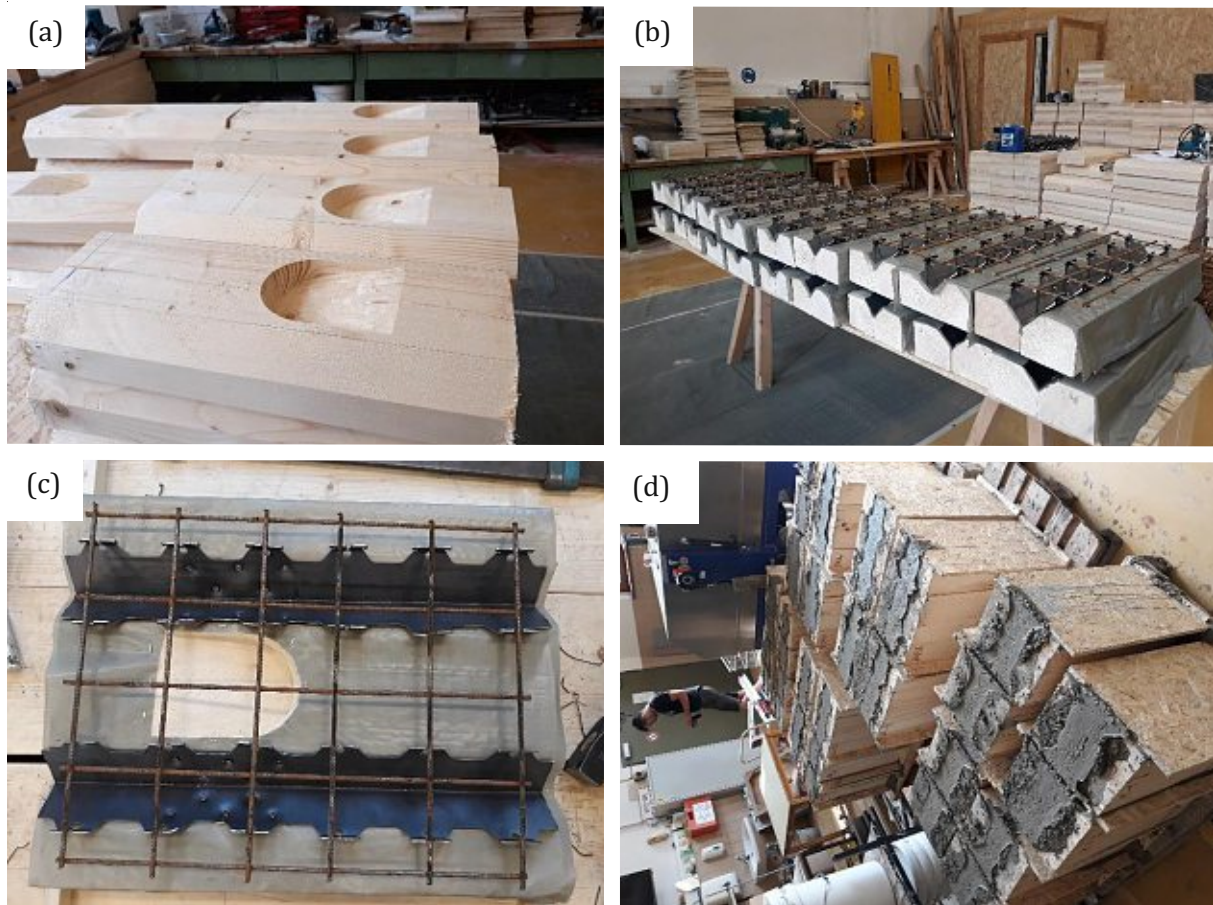


Abb. 3.12: Probekörper für die Kleinbauteilversuche der Versuchsreihen „K“, „B“ und „B+K“ vor und nach dem Betonieren

- (a) Holzelemente mit Schubkerfen  
 (b) Holzelemente mit Folie, Schubblechen und Bewehrung für die Probekörper mit nur vernagelten Schubblechen (Versuchsreihe „B“) als Verbindungselement zwischen Holz und Beton  
 (c) Blick auf einen kombinierten Probekörper (Versuchsreihe „B+K“) vor der Herstellung des „Sandwichelements“ mit zwei vernagelten Schubblechen und einer Schubkerve  
 (d) Eingeschalte und ausbetonierte Probekörper der Kleinbauteilversuche

In Abb. 3.13 sind die Probekörper für Kleinbauteilversuche dargestellt, von diesen wurden jeweils zehn Probekörper hergestellt. Dabei werden folgende Varianten untersucht:

- Abb. (a): Versuchsreihe „K“ (Schubkerve) – der Verbund wird über Schubkerfen hergestellt
- Abb. (b): Versuchsreihe „B+K“ (Schubblech + Schubkerven) – der Verbund wird aus einer Kombination von Schubkerfen und vernagelten Schubblechen hergestellt
- Abb. (c): Versuchsreihe „B“ (Schubblech) – der Verbund wird über vernagelte Schubbleche hergestellt

Damit die Verbundwirkung auch wirklich nur über die dafür vorgesehen Schubverbindungselemente (vernagelte Belche und/oder Schubkerfen) hergestellt wird, wird eine PE-Folie zwischen Holz und Beton eingelegt. Zwecks Vergleichbarkeit werden in allen Probekörpern Bewehrungsmatten eingebaut.



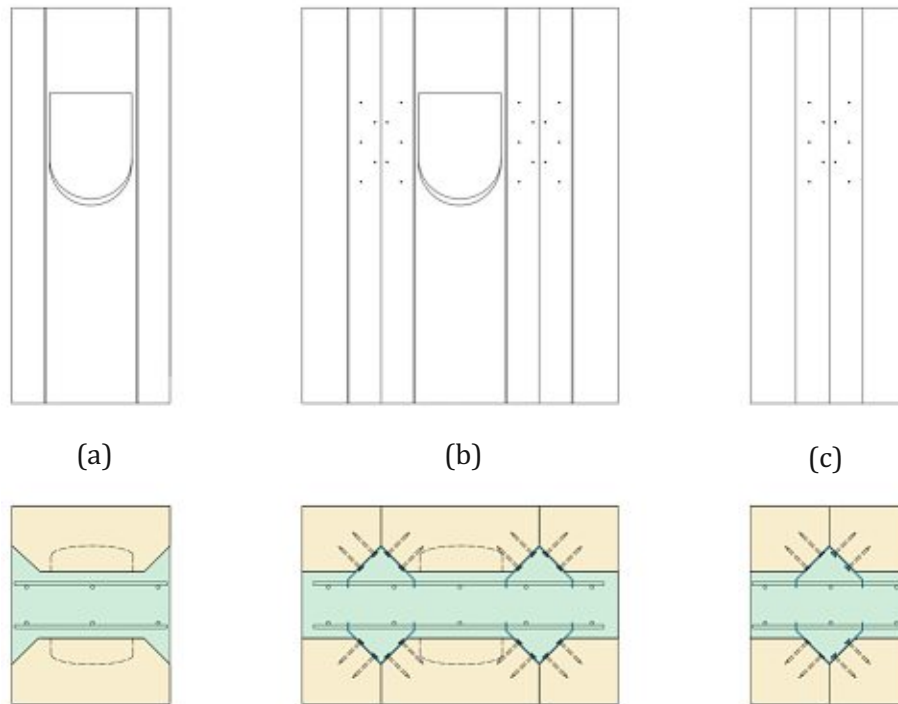


Abb. 3.13: Probekörper für die Kleinbauteilversuche  
 (a) Versuchsreihe „K“: 2x Schubkerven  
 (b) Versuchsreihe „B+K“: 2x Schubkerve, 40x Nägel  
 (c) Versuchsreihe „B“: 20x Nägel

In Abb. 3.14 wird der schematische Aufbau der Versuchsdurchführung für die Versuchsreihe „B“ gezeigt. Die Versuchsausbauten der Versuchsreihe „K“ sowie „B+K“ werden nach dem gleichen Schema durchgeführt.

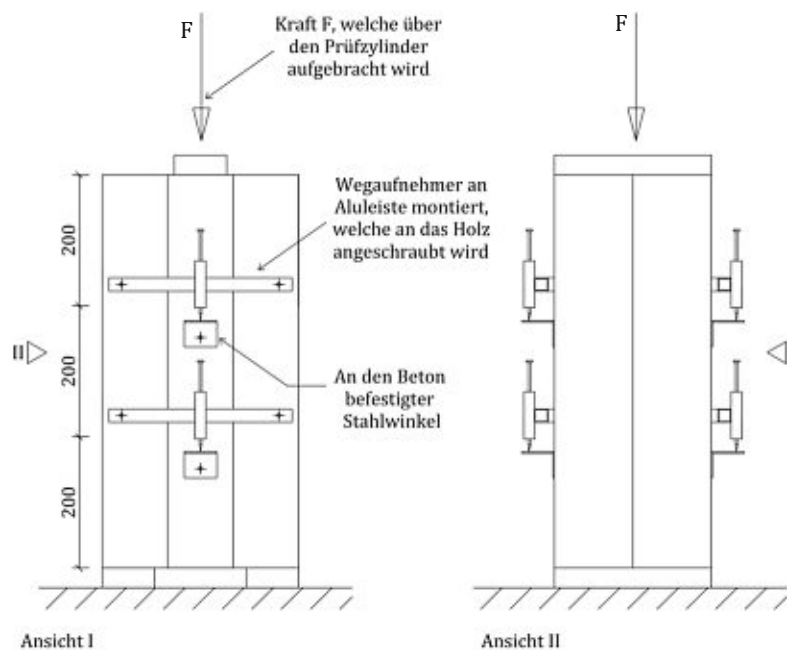


Abb. 3.14: Versuchsaufbau für die Kleinbauteilversuche der Versuchsreihen „B“

Die gemessenen Kraft-Verschiebungsdiagramme fließt in das numerische Simulationsmodell (Kap. 4.5) ein und die versuchsgestützt errechneten Verschiebungsmoduln  $K_s$  werden für das Bemessungskonzept (Kap. 4.6) herangezogen.

### 3.3.2 Auswertung der Kleinbauteilversuche: Versuchsreihe „B“

Als erstes sollen die Kleinbauteilversuche, welche den Schubverbund nur über vernagelte Schubleche herstellen, analysiert werden.

Die Probekörper der Versuchsreihe „B“ bestehen aus vier Hölzern, welche jeweils die Abmessungen von  $12 \times 10 \times 60 \text{ cm}$  aufweisen und an einer Seite abgefast sind, mit einer Tiefe von  $4 \text{ cm}$ . In die Abfasung werden die Schubleche mit fünf Nägeln je Holz angebracht, also insgesamt  $4 \cdot 5 = 20$  Nägel je Probekörper. In die Ausnehmungen der Schubleche werden die Bewehrungsmatten (AQ 55) eingebracht, anschließend wird der Probekörper eingeschalt, die Schalung mit Schalöl behandelt und ausbetoniert. Die Versuchsdurchführungen werden nach Erreichen der  $28 \text{ d}$  Festigkeit durchgeführt. In Abb. 3.15 ist der Probekörpertyp skizziert, er wird auf den Hölzern auf  $3 \text{ cm}$  hohe Auflagerbleche aufgestellt, welche mehrere Millimeter von den Schublechen entfernt sind. Die Krafteinleitung erfolgt über einen Druckzylinder, die Kraftverteilung erfolgt über ein  $24 \text{ cm}$  langes und  $8 \text{ cm}$  breites Stahlblech, welches auf den Beton aufgelegt wird, gemäß Abb. 3.14. Um Unebenheiten etwas ausgleichen zu können, wird auch ein Neoprenstreifen unter die Stahlplatte gelegt. Um den Weg zwischen Prüfzylinder und Probekörper zu minimieren, werden weitere Stahlplatten eingelegt. Die Probekörper werden bis zum Versagen belastet.

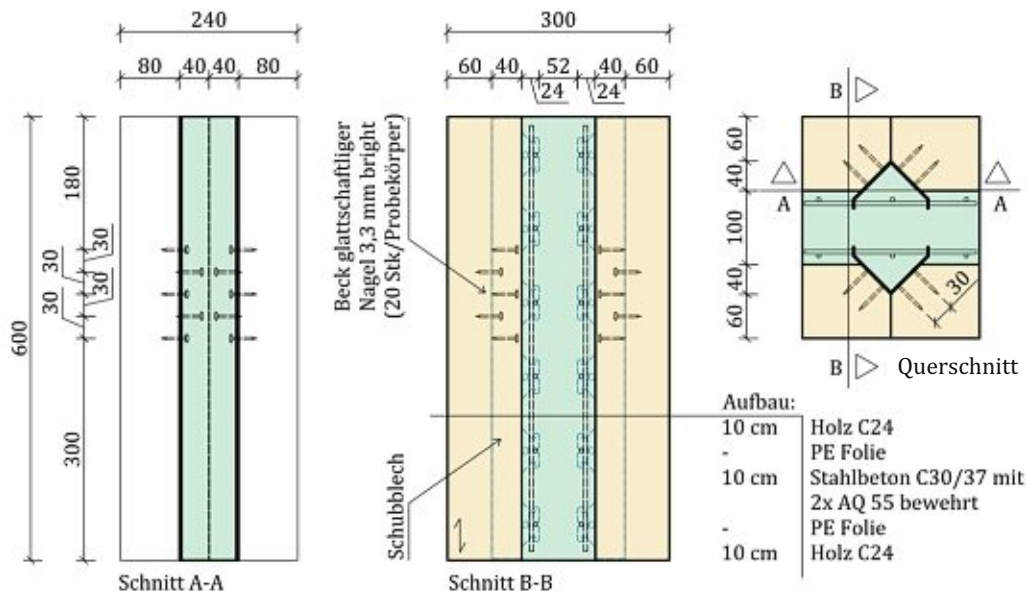


Abb. 3.15: Skizze der Kleinprobekörper für die Versuchsreihe „B“. Bemaßung in mm

Aus den Versuchen ergibt sich die über die Verbundfuge maximal übertragbare Kraft  $F_{max}$  und nach ÖNORM EN 26891 [2] kann der Verschiebungsmodul  $K_s$  errechnet werden. Der

Verschiebungsmodul  $K_s$  entspricht der Federkonstanten einer Dehnfeder, für die genaue Nachmodellierung wird jedoch das tatsächlich gemittelte Kraft-Verschiebungsdiagramm der Nagelverbindung berücksichtigt.

An den Probekörper wird auf beiden Seiten, jeweils im Drittelpunkt, die Relativverschiebung  $\Delta u$  zwischen Holz und Beton infolge Kraft  $F$  gemessen. Dadurch ergeben sich je Prüfkörper vier Messungen der Relativverschiebung  $\Delta u$ .

in Abb. 3.16 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Zu sehen ist, dass an den Seitenhölzern, jeweils in den Drittelpunkten des Probekörpers quadratische Aluhohlprofile mit Wegaufnehmern befestigt wurden und am Betonkern Winkelbleche mit Betonschrauben angeschraubt wurden, dadurch kann die Relativverschiebung  $\Delta u$  zwischen Holz und Beton bei Kraft  $F$  (durch den Prüfzylinder) gemessen werden. Der Probekörper wird durch Schraubzwingen (welche handfest angezogen wurden) lagegesichert. Diese Sicherung soll gewährleisten, dass der Probekörper auch im Versagensfall nicht von der Prüfeinrichtung kippt, um eine Beschädigung der Wegaufnehmer zu verhindern.



Abb. 3.16: Versuchsaufbau der Versuchsreihe „B“

### Versuchsergebnisse:

In Abb. 3.17 wird der Probekörper „B6“ nach Versuchsdurchführung dargestellt. Die Seitenhölzer wurden nach dem Versuch entfernt, um das Versagensbild ersichtlich zu machen. Zu erkennen ist, dass kein Nagel abgeschert oder gerissen ist. Alle Nägel sind jedoch über die Fließgrenze



hinaus belastet worden, das ist an den bleibenden plastischen Verformungen zu erkennen. Im Holz kommt es zu einem Lochleibungsversagen. Somit liegt ein kombinierter Versagensmechanismus vor.

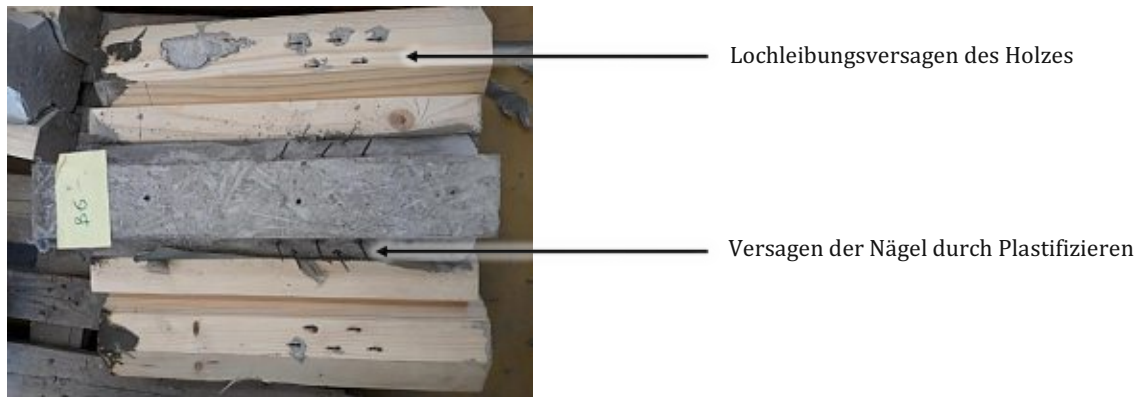


Abb. 3.17: typisches Versagensbild der Versuchsreihe „B“:  
Lochleibung Holz + Plastizieren Nägel

In Abb. 3.18 wird die Versagenslast  $F_{max}$  der Nagelverbindung je Nagel dargestellt.

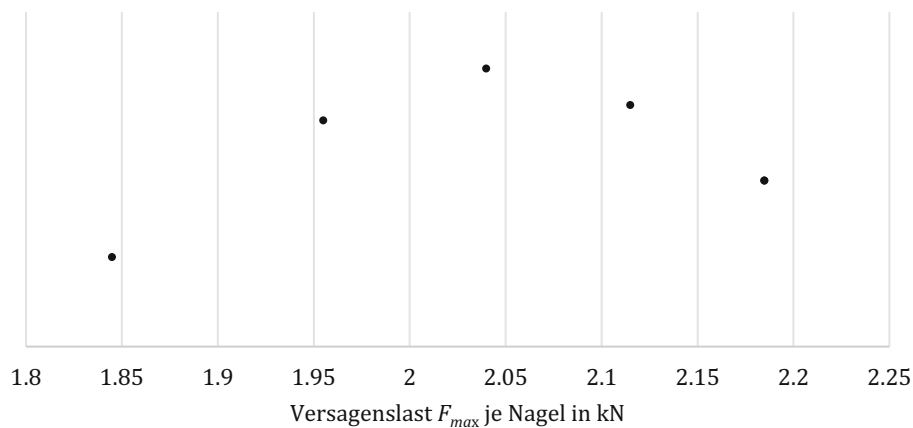


Abb. 3.18: Versagenslast  $F_{max}$  der Versuchsreihe „B“ je Nagel –logarithmisch normalverteilt dargestellt

Für die Stichprobe aus Abb. 3.18 ergeben sich bei logarithmisch normalverteilter Auswertung nach ÖNORM EN 14358 [21] folgende Werte:

Standardabweichung  $s_y$

$$s_y = 0,067 \ln(kN)$$

$$s_y \cdot e^{\bar{y}} = 0,137 \text{ kN}$$

Mittelwert  $\bar{y}$

$$\bar{y} = 0,718 \ln(kN)$$

$$e^{\bar{y}} = 2,05 \text{ kN}$$

5%-Quantil-Wert  $F_{R,k}$

$$F_{R,k} = 1,75 \text{ kN}$$

In Abb. 3.19 sind die Kraft-Verschiebungsdiagramme ersichtlich; nach einer Relativverschiebung  $\Delta u$  von  $\Delta u = 5 \text{ mm}$  zwischen Holz und Beton kommt es zu keinem weiteren, wesentlichen

Anstieg der aufnehmbaren Kraft  $F$ . Zu erkennen ist, dass diese Verbindung sehr hohe plastische Tragreserven aufweist.

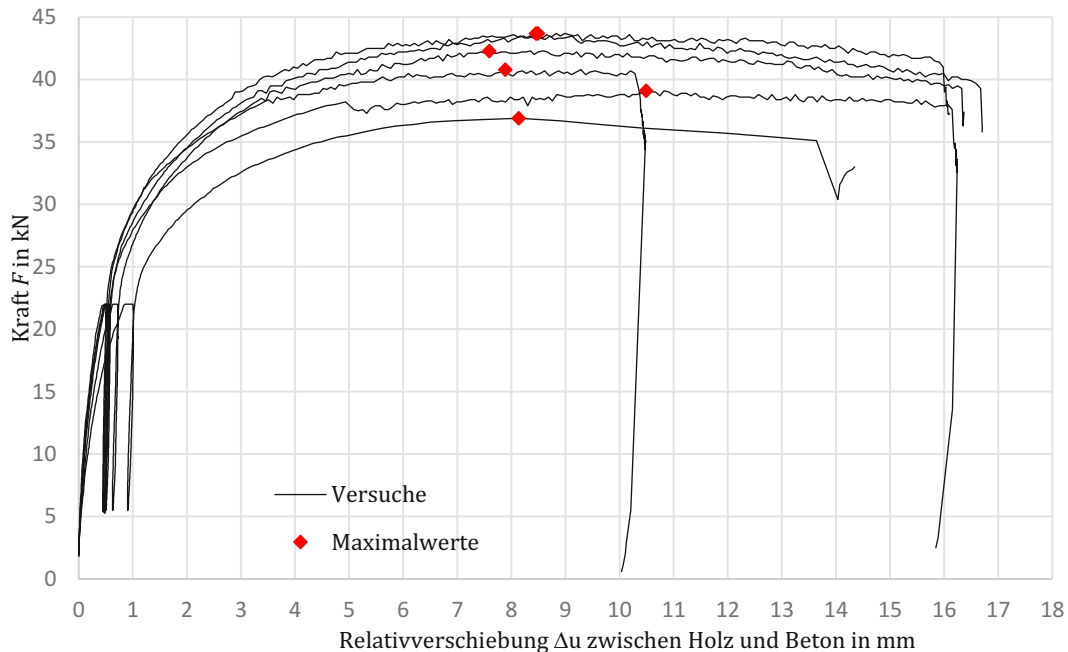


Abb. 3.19: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchsreihe „B“ mit zwei Schubblechen welche jeweils mit 10 Nägeln vernagelt wurden ( $\Sigma$  20 Nägel)

#### Ermittlung des Verschiebungsmoduls $K_s$ :

Aus den Versuchen kann nun die Berechnung des Verschiebungsmoduls  $K_s$  nach ÖNORM EN 26891 [2] erfolgen. Der angeführte Verschiebungsmodul  $K_s$  ergibt sich aus Mittelung der Ergebnisse der einzelnen Proben zu:

$$K_s = \frac{\sum_{p=1}^{n_p} 0,4 \frac{F_{est,p}}{\Delta u_{i,mod,p}}}{n_p} = 1,54 \text{ kN/mm} \quad (3.8)$$

$$\Delta u_{i,mod,p} = \frac{4}{3} (\Delta u_{04,p} - \Delta u_{01,p}) \quad (3.9)$$

dabei bezeichnet

$n_p$	Anzahl der Probekörper
$F_{est,p}$	geschätzte Höchstlast je Probe in kN
$\Delta u_{i,mod,p}$	modifizierte Anfangsverschiebung in mm je Probe
$\Delta u_{04,p}$	Relativverschiebung bei 40% der geschätzten Höchstlast in mm je Probe
$\Delta u_{01,p}$	Relativverschiebung bei 10% der geschätzten Höchstlast in mm je Probe
$K_s$	gemittelter Verschiebungsmodul in kN/mm

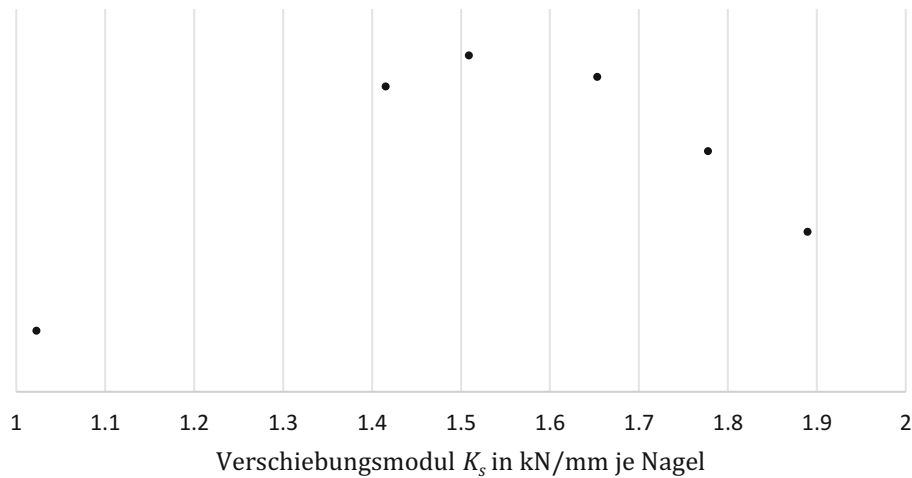


Abb. 3.20: Verschiebungsmoduln  $K_s$  der Versuchsreihe „B“ je Nagel – standardnormalverteilt dargestellt – ausgewertet nach ÖNORM EN 26891 [2]

### 3.3.3 Auswertung der Kleinbauteilversuche: Versuchsreihe „K“

Nachdem die Probekörper mit nur vernagelten Schublechen untersucht wurden, wird jetzt die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Schubkerven untersucht.

Die Probekörper bestehen aus zwei Hölzern, welche jeweils die Abmessungen von  $24 \times 10 \times 60 \text{ cm}$  aufweisen und an zwei Seiten, mit einer Tiefe von  $4 \text{ cm}$ , abgefast sind. Es wird eine Schubkerve mit der Geometrie gemäß Abb. 3.21 eingefräst. Zwecks Vergleichbarkeit werden auch bei diesen Probekörpern Bewehrungsmatten (AQ 55) eingebaut, anschließend wird der Probekörper eingeschalt, die Schalung mit Schalöl behandelt und ausbetoniert. Nach 28 Tagen Aushärtungszeit des Betons können die Probekörper geprüft werden. In Abb. 3.21 ist der Probekörpertyp der Versuchsreihe „K“ skizziert, er wird auf den Hölzern auf  $3 \text{ cm}$  hohe Auflagerbleche aufgestellt, welche mehrere Millimeter vom Betonkern entfernt sind. Die Krafteinleitung erfolgt über einen Druckzylinder, die Kraftverteilung erfolgt über ein  $24 \text{ cm}$  langes und  $8 \text{ cm}$  breites Stahlblech, welches auf den Beton aufgelegt wird. Um Unebenheiten etwas ausgleichen zu können, wird auch ein Neoprenstreifen, unter der Stahlplatte eingebracht. Der Weg zwischen Prüfzylinder und Probekörper wird durch das Einbauen weiterer Stahlplatten minimiert. Die Probekörper werden bis zum Versagen belastet.

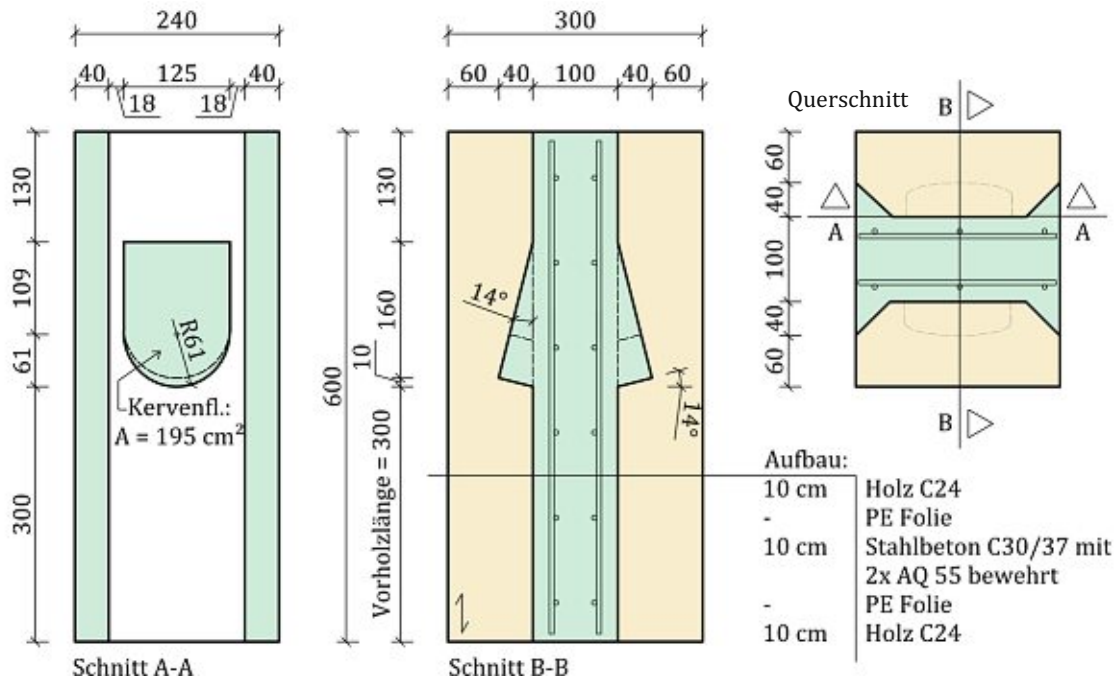


Abb. 3.21: Skizze der Kleinprobekörper für die Versuchsreihe „K“. Bemaßung in mm

In Abb. 3.22 ist das typische Versagensbild der Schubkernen dargestellt. Alle Schubkernen sind durch das Abscheren des Betons versagt.



Abb. 3.22: typisches Versagensbild der Versuchsreihe „K“

In Abb. 3.23 wird das Kraft-Verschiebungsdiagramm der Probekörper dargestellt. Die Versagenslast  $F_{max}$  ist dabei mit einer roten Raute markiert, danach kann es zu keiner weiteren Laststeigerung kommen. Im Mittel beträgt die maximale Relativverschiebung  $\Delta u$  zwischen Holz und Beton  $\Delta u = 1,06 \text{ mm}$  bis Versagen eintritt.

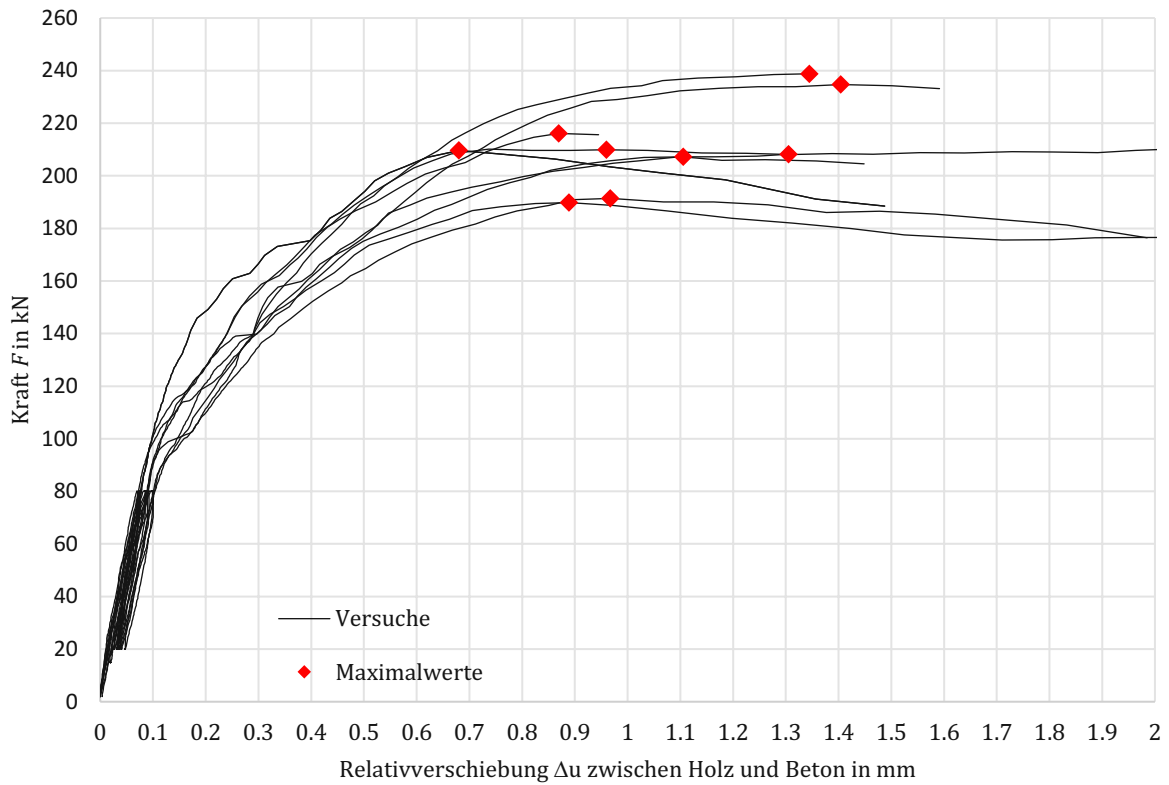


Abb. 3.23: Kraft-Verschiebungsdiagramm für Versuchsreihe „K“ für zwei Schubkerven

Werden die Formeln (3.8) und (3.9) auf die Diagramme aus Abb. 3.23 angewandt, ergeben sich die in Abb. 3.24 dargestellten Verschiebungsmoduln  $K_S$  für die Probekörper der Versuchsreihe „K“.

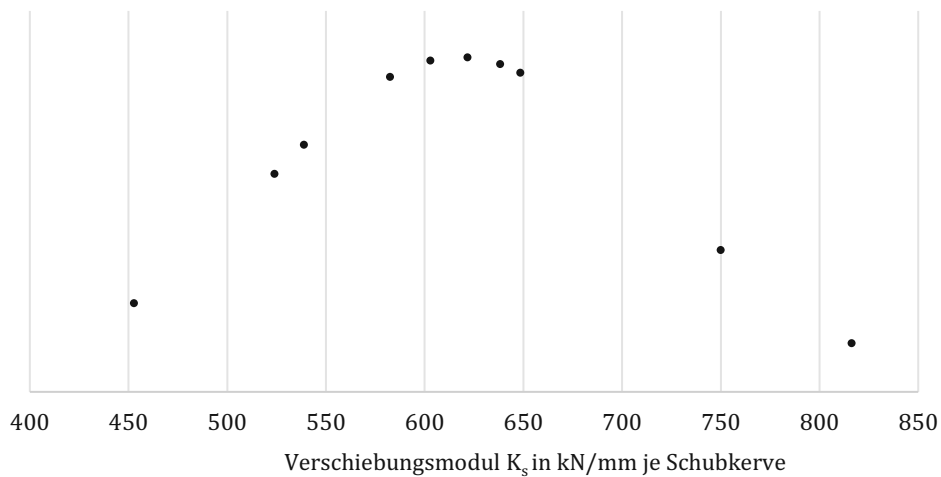


Abb. 3.24: Verschiebungsmoduln  $K_S$  der Versuchsreihe „K“ je Schubkerve – standardnormalverteilt dargestellt - ausgewertet nach ÖNORM EN 26891 [2]

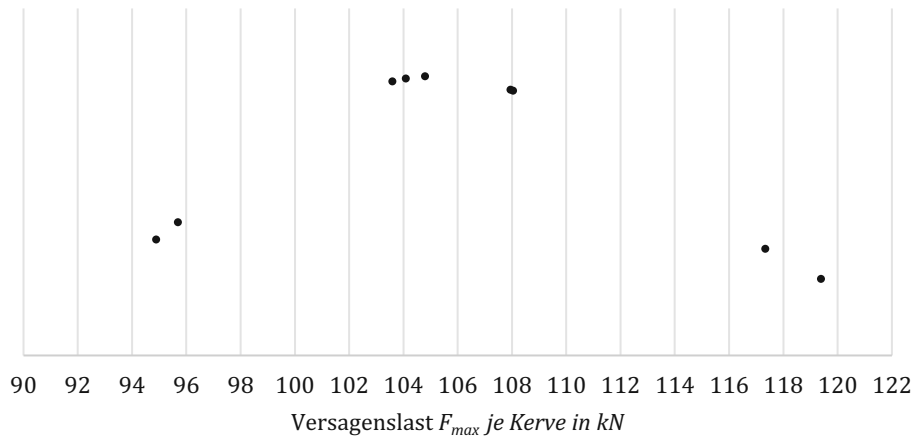


Abb. 3.25: Versagenslast  $F_{max}$  der Versuchsreihe „K“ je Schubkerbe – logarithmisch normalverteilt dargestellt

Für die Stichprobe aus Abb. 3.25 ergeben sich bei logarithmisch normalverteilter Auswertung nach ÖNORM EN 14358 [21] folgende Werte:

Standardabweichung $s_y$	$s_y = 0,078 \ln(kN)$
	$s_y \cdot e^{\bar{y}} = 8,28 \text{ kN}$
Mittelwert $\bar{y}$	$\bar{y} = 4,66 \ln(kN)$
	$F_{R,mean} = e^{\bar{y}} = 105,92 \text{ kN}$
5%-Quantil-Wert	$F_{R,k} = 89,68 \text{ kN}$

### 3.3.4 Auswertung der Kleinbauteilversuche: Versuchsreihe „B+K“

Nachdem in den vorhergehenden Abschnitten Probekörper untersucht wurden die den Schubverbund nur über vernagelte Schubleche (Versuchsreihe „B“), bzw. nur Schubkerven (Versuchsreihe „K“) untersucht wurden, werden nun kombinierte Probekörper (also Probekörper mit Nägeln und Schubkerven) untersucht. Herausgefunden werden soll, ob das Zusammenwirken der Verbindungsmittel einen unerwarteten Einfluss auf den Schubverbund hat.

Die Probekörper der Versuchsreihe „B+K“ sind in Abb. 3.26 skizziert. Die Herstellung und die Prüfung erfolgt gleich wie bei den anderen Kleinbauteilversuchen.



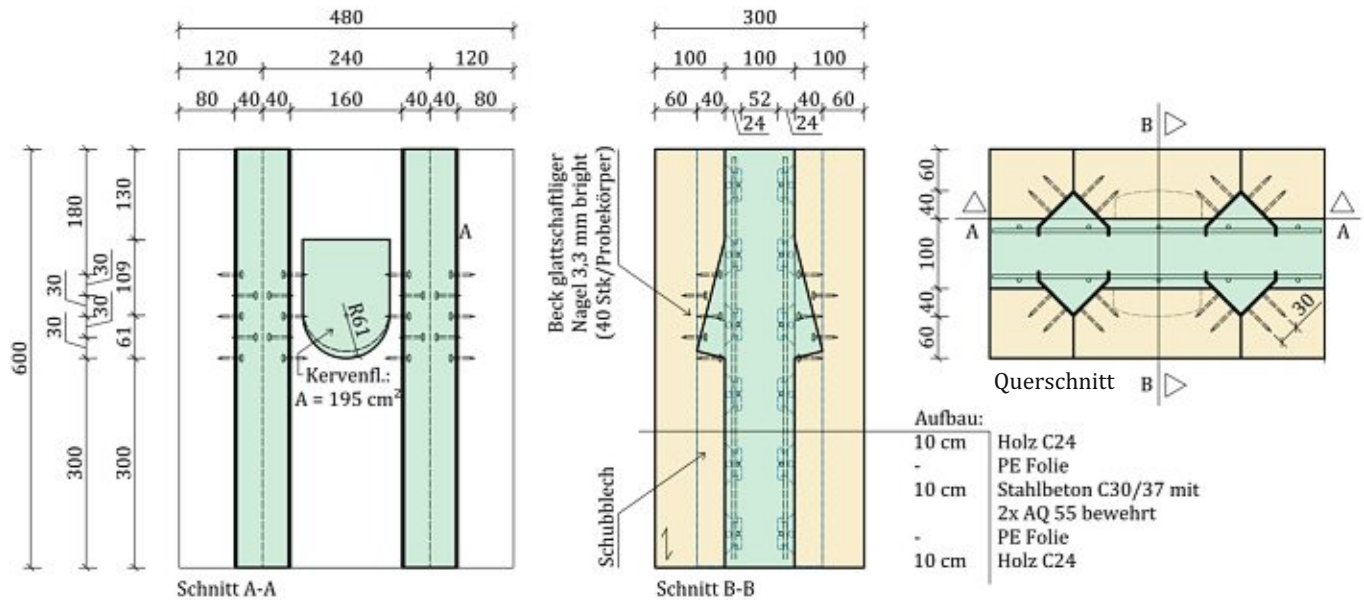


Abb. 3.26: Skizze der Kleinprobekörper der Versuchsreihe „B+K“. Bemaßung mm

In Abb. 3.27 ist das typische Versagensbild der Versuchsreihe „B+K“ dargestellt. Alle Probekörper sind durch das Abscheren des Betons versagt, danach sind die Nagelverbindungen versagt.

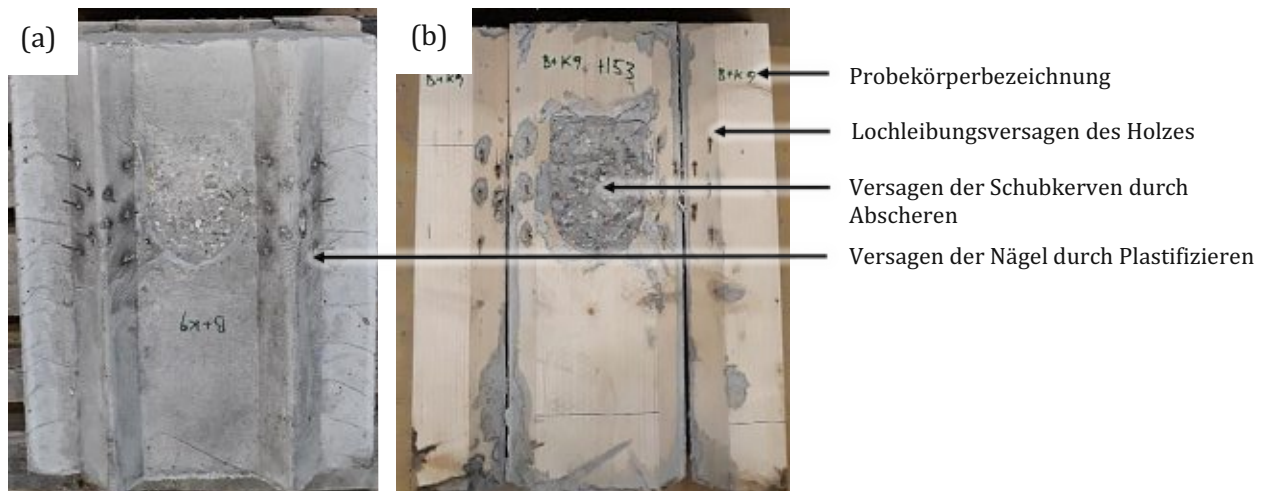


Abb. 3.27: typisches Versagensbild der Versuchsreihe „B+K“

(a) Betonkern (b) Seitenhölzer

In Abb. 3.28 wird das Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe „B+K“ gezeigt. Typischerweise sind je Versuchsdurchführung drei Anstiege zu erkennen, diese sind im Diagramm wie folgt zu interpretieren:

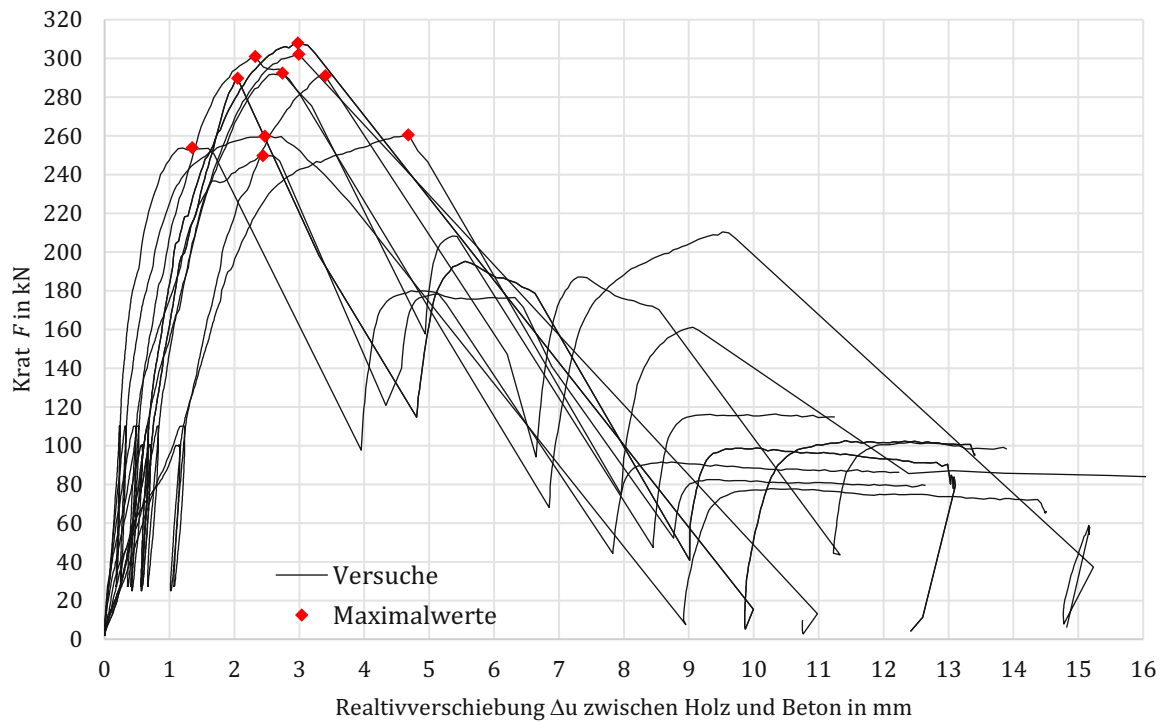


Abb. 3.28: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe „B+K“ für zwei Kerven und vier Schubbleche welche jeweils mit 10 Nägeln vernagelt wurden ( $\Sigma$  40 Nägel)

#### Erster Anstieg:

Am Ende dieses Abschnittes wird die Versagenslast  $F_{max}$  erreicht, sie ist mit einer roten Raute im Diagramm als „Maximalwert“ markiert. In diesem Abschnitt wird die Kraft  $F$  vermehrt durch eine der beiden Kerven übertragen, das ist auf Herstellungsungenauigkeiten zurück zu führen. Sobald die Versagenslast  $F_{max}$  erreicht ist, kommt es zum Reißen einer der Kerven, der Probekörper stellt sich leicht schief, im Diagramm wird ein großer Sprung ersichtlich. Danach trägt noch die andere Kerne und alle Nagelverbindungen weiter.

#### Zweiter Anstieg:

Nachdem die erste Kerne gerissen ist, kommt es zu einem neuerlichen Kraftanstieg, der darauf zurück zu führen ist, dass noch eine Kerne tragfähig ist. Nachdem auch die zweite Kerne gerissen ist, kommt es abermals zu einem Verschiebungssprung. Danach wird die gesamte Kraft  $F$  nur mehr über die Nägel übertragen und es kommt zu einem letzten Anstieg.

#### Dritter Anstieg:

Nachdem nun beide Kerven versagt sind, kann noch durch die Nagelverbindungen weiter Kraft  $F$  übertragen werden, da diese viel duktiler als die Schubkerven sind. Schlussendlich kommt es zu einem horizontalen Fließplateau und es ist keine neuerliche Kraftsteigerung möglich.

### Interpretation der Relativverschiebung $\Delta u$ zwischen Holz und Beton der Versuchsreihe „B+K“:

Auffällig ist, dass bei den Probekörpern der Versuchsreihe „B+K“ viel größere Relativverschiebungen  $\Delta u$  auftreten bis die Versagenslast  $F_{max}$  erreicht wird, als bei den Probekörpern der Versuchsreihe „K“. Dieses unerwartete Verhalten lässt sich dadurch erklären, dass die kombinierten Probekörper (Versuchsreihe „B+K“) aus sechs Holzstücken bestehen. Diese können fertigungsbedingt nicht exakt gleich hoch hergestellt werden. Dadurch steht der Probekörper nicht auf allen Hölzern gleich auf und die verschiedenen Verbindungsmittel werden von Versuchsbeginn an ungleich belastet. So kann es beispielsweise sein, dass auf den ersten 0,50 mm Relativverschiebung  $\Delta u$  die Kraft  $F$  nur über die vernagelten Schubleche übertragen wird (weil die Seitenhölzer etwas höher sind als die Mittelhölzer wo die Schubkerven sitzen). Dadurch ergeben sich viel größere Relativverschiebungen  $\Delta u$  als tatsächlich vorhanden sein müssten. Die Ermittlung von validen Verschiebungsmoduln  $K_s$  kann aus den genannten Fertigungsungenauigkeiten nicht auf Abb. 3.28 basierend durchgeführt werden. Eine alternative Methode um Kraft-Verschiebungsdiagramme zu bestimmen wird in Kap. 4.4 erläutert.

Bei der Versuchsreihe „K“ mit nur Kerven entsteht dieses Problem nicht, da der Probekörper nur aus zwei Hölzern besteht und die Auflagerung somit statisch bestimmt ist.

### Versagenslast $F_{max}$

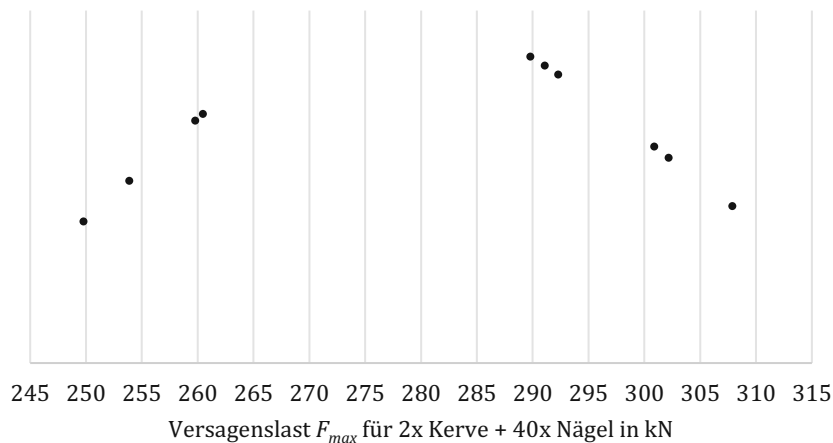


Abb. 3.29: Versagenslast  $F_{max}$  der Versuchsreihe „B+K“ logarithmisch normalverteilter dargestellt

Für die Stichprobe aus Abb. 3.29 ergeben sich bei logarithmisch normalverteilter Auswertung nach ÖNORM EN 14358 [21] folgende Werte:

Standardabweichung $s_y$	$s_y = 0,080 \ln(kN)$
	$s_y \cdot e^{\bar{y}} = 22,48 \text{ kN}$
Mittelwert $\bar{y}$	$\bar{y} = 5,63 \ln(kN)$
	$F_{R,mean} = e^{\bar{y}} = 280,01 \text{ kN}$
5%-Quantil-Wert $m_k$	$F_{R,k} = 236,80 \text{ kN}$

### 3.4 Tragverhalten des Deckensystems zum Zeitpunkt $t = 0$ (Großbauteilversuche)

#### 3.4.1 Einleitung

In diesem Kap. 3.4 werden Vier-Punkt-Biegeversuche an Holz-Beton-Verbundbalken, den Probekörpern für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) ausgewertet. Bei diesen Versuchen wird die Durchbiegung  $w$  in Feldmitte und die Kraft  $F$  je Prüfzylinder aufgezeichnet. Dadurch wird das tatsächliche Verformungsverhalten des Deckensystems festgestellt und es können Aussagen über die Reihenfolge der Versagensmechanismen - und damit über die Resilienz des Systems - getroffen werden. Dabei soll ein Spröbruch als maßgebendes Versagenskriterium im Sinne einer resilienten Bauweise vermieden werden. Für dieses Deckensystem bedeutet das, dass die Schubkerven nicht als erstes Element versagen dürfen, denn ihr Versagen tritt ohne offensichtliche Vorankündigung auf.

In Abb. 3.30 wird der Schnitt durch die ausbetonierten Probekörper für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) und Draufsicht auf die Holzbalken mit mittigem angenagelten Schublech und Schubkerven, jedoch ohne Darstellung von Beton und Bewehrung, dargestellt.

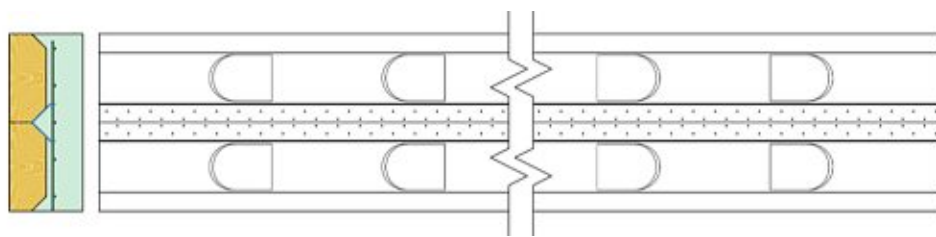


Abb. 3.30: Skizze der Probekörper für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“)

In Abb. 3.31 werden die Probekörper für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) dargestellt. Die Spannweite  $L$  der Großprobekörper beträgt  $L = 4,80 \text{ m}$ , die Länge der Probekörper  $5,00 \text{ m}$ . Die Großprobekörper (Versuchsreihe „G“) bestehen jeweils aus zwei abgefasten Holzbalken. In die Abfasung zwischen den zwei Balken werden Schubleche eingebracht und mit dem Holz vernagelt. Der Abstand der Nagelung je Holzbalken ist dabei konstant über die Trägerlänge mit einem Abstand von  $3 \text{ cm}$  von Nagel zu Nagel in Längsrichtung. Somit werden bei diesen Versuchen ca.  $5,00 \text{ m} / 0,03 \text{ m} = 333$  Nägel je Probekörper eingebracht. Jeder Probekörper hat



insgesamt acht Schubkerven (zwei je Seite und Holzbalken). Als Beton kommt C30/37 B2 GK 16 F45 RRS zum Einsatz. Es wird eine PE-Folie zwischen Holz und Beton eingelegt, damit die Verbundwirkung nur über die vorgesehen Schubverbindungselemente erfolgt. Die Probekörper werden nach dem Betonieren mit einer Folie abgedeckt. Insgesamt werden drei dieser Probekörper hergestellt. Nach 28 Tagen Aushärtungszeit werden die Probekörper in Vierpunktbiegeversuchen bis zum Versagen belastet. Diese Versuchsreihe „G“ wird in Kap. 4.7 mit den Ergebnissen des numerisches Simulationsmodell (Kap. 4.5), sowie dem Bemessungskonzept (Kap. 4.6) verglichen.

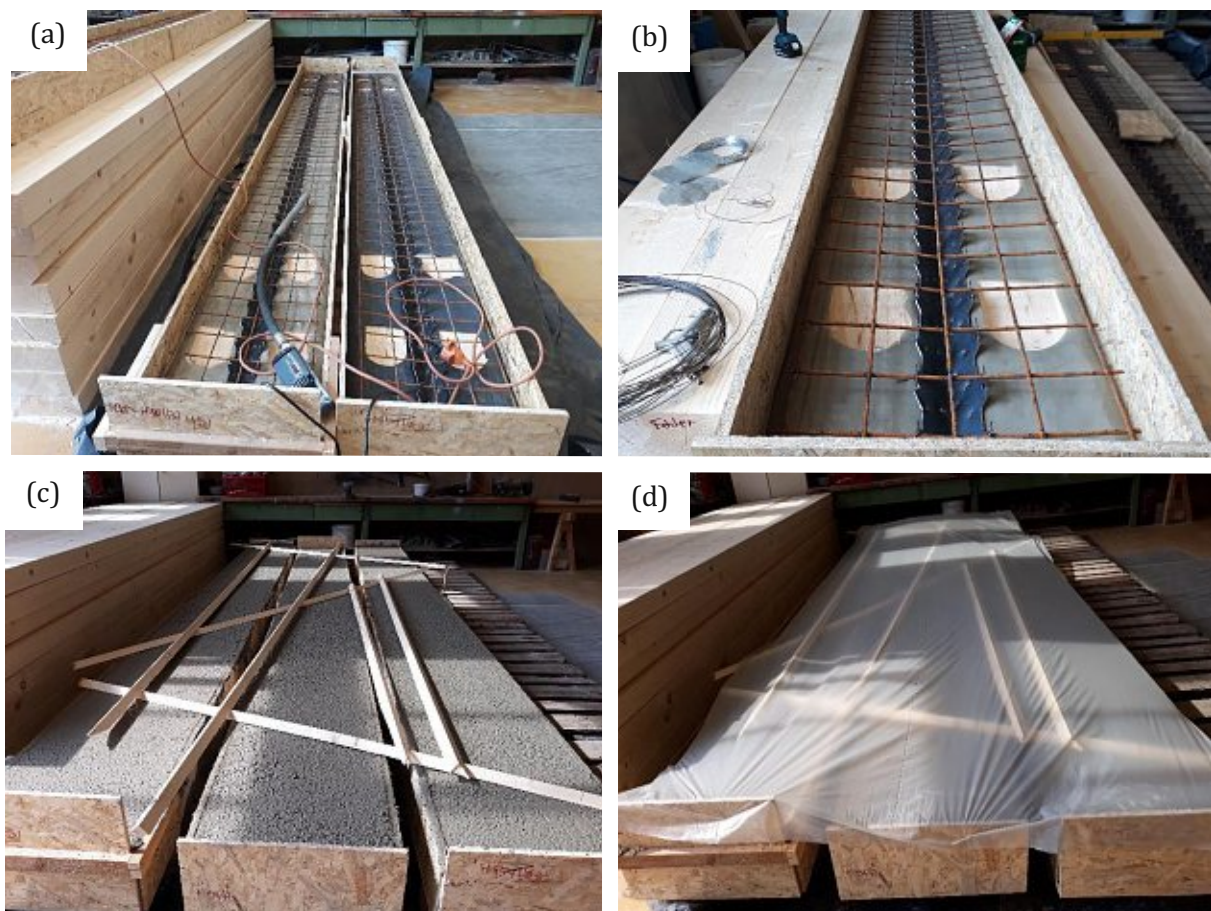


Abb. 3.31: Probekörper für die Großbauteilversuche vor und nach dem Betonieren

(a) + (b) Blick auf die eingeschalteten Probekörper vor dem Betonieren

(c) Blick auf die ausbetonierten Probekörper

(d) Nachbehandlung des Betons: die Probekörper werden durch eine Folie abgedeckt

Ein typischer Probekörper dieser Versuchsreihe „G“ ist in Abb. 3.32 (Foto) bis Abb. 3.34 (Skizzen) ersichtlich, dieser hat eine Spannweite  $L$  von  $L = 4,8 \text{ m}$ , besteht aus zwei Holzbalken mit einer Höhe von 10 cm und einer Breite von 24 cm, die Holzbalken sind seitlich mit 4 cm abgefäst. Die Aufbetonschicht hat eine Höhe von 10 cm. Die zwei Holzbalken werden durch ein Schubblech über die gesamte Länge vernagelt, zudem haben beide Holzbalken je Seite zwei Schubkerven.

Die Probekörper werden im Vier-Punkt-Biegeversuch bis zum Versagen belastet, dabei werden die Durchbiegungen  $w$  und aufgetragenen Lasten  $F$  (durch die zwei Prüfzylinder) aufgezeichnet.

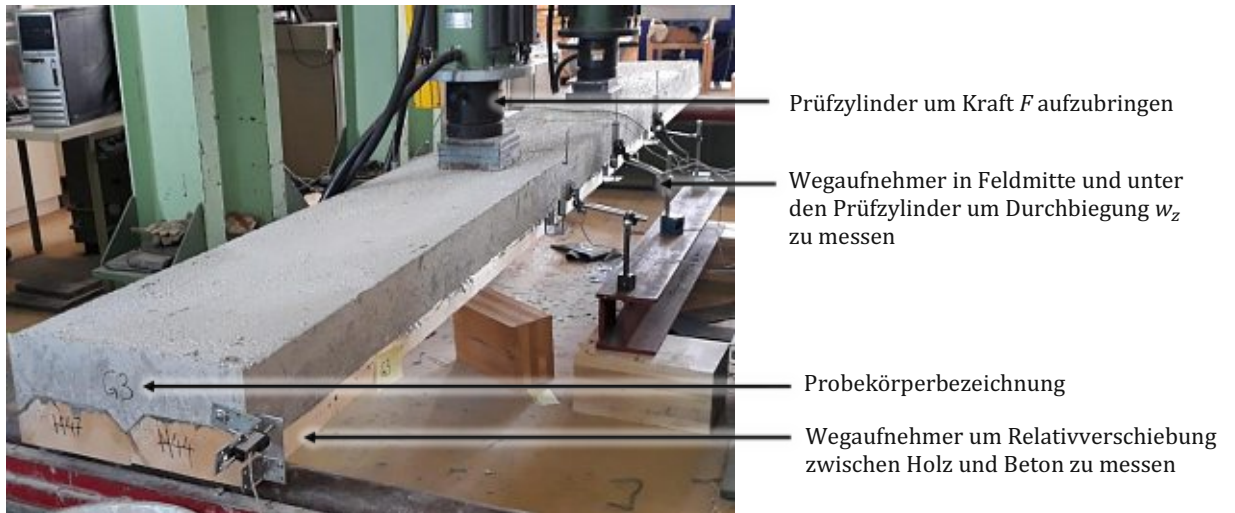


Abb. 3.32: Versuchsaufbau für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“)

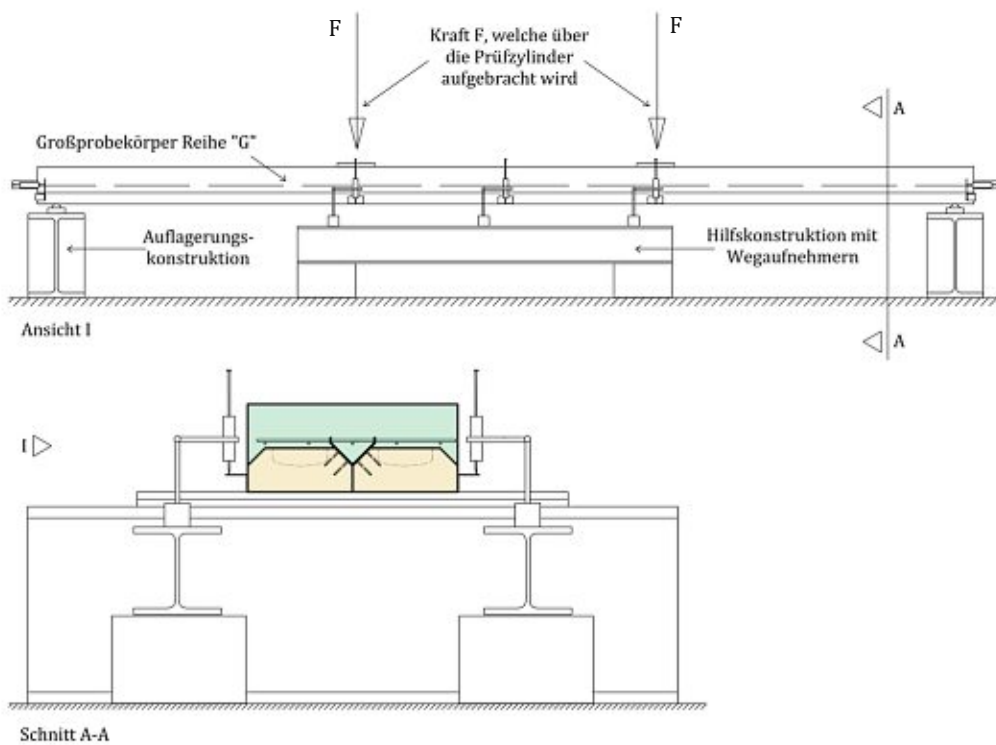


Abb. 3.33: Versuchsaufbau für die Großprobekörper (Versuchsreihe „G“)

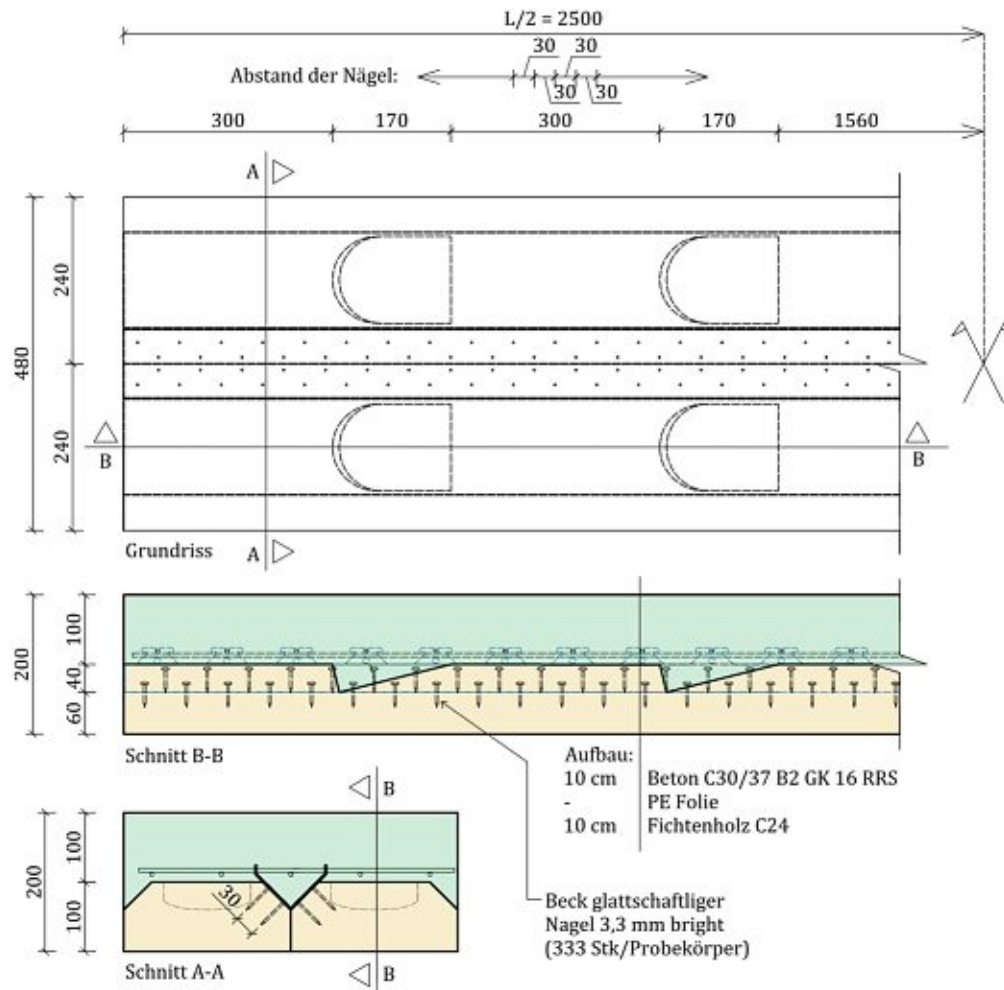


Abb. 3.34: Detaillierter Aufbau der Großprobekörper (Versuchsreihe „G“) im auflagenahen Bereich

Diese Versuchsreihe „G“ dient zudem zur Validierung des Simulations- und Bemessungskonzepts, welche in Kap.4.5 und 4.6 zu den numerischen Untersuchungen vorgestellt werden. Ziel ist es, durch ein numerisches Simulationsmodell den Versuch nachzustellen. Die Plausibilität des Simulationsmodells wird wiederum durch die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) überprüft.

### 3.4.2 Versuchsergebnisse für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“)

In diesem Abschnitt werden die Kraft-Verschiebungsdiagramme der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) interpretiert und Schlussfolgerungen daraus gezogen.

Dabei ist die Reihenfolge der eintretenden Versagensmechanismen genauer zu untersuchen. Sie geben Auskunft ob das System schlagartig und ohne Vorankündigung versagt, z.B. könnte das der Fall sein, wenn die Schubkerven als erstes Element versagen, denn dadurch kommt es zu einer viel ungünstigeren Beanspruchung im Rest des Systems und dieses könnte schlagartig versagen. In Abb. 3.35 sind die Großprobekörper (Versuchsreihe „G“) nach der Prüfung ersichtlich. Hier sind



mehrere Versagensmechanismen zu sehen, diese werden im Rahmen der Interpretation von Abb. 3.36 beschrieben.

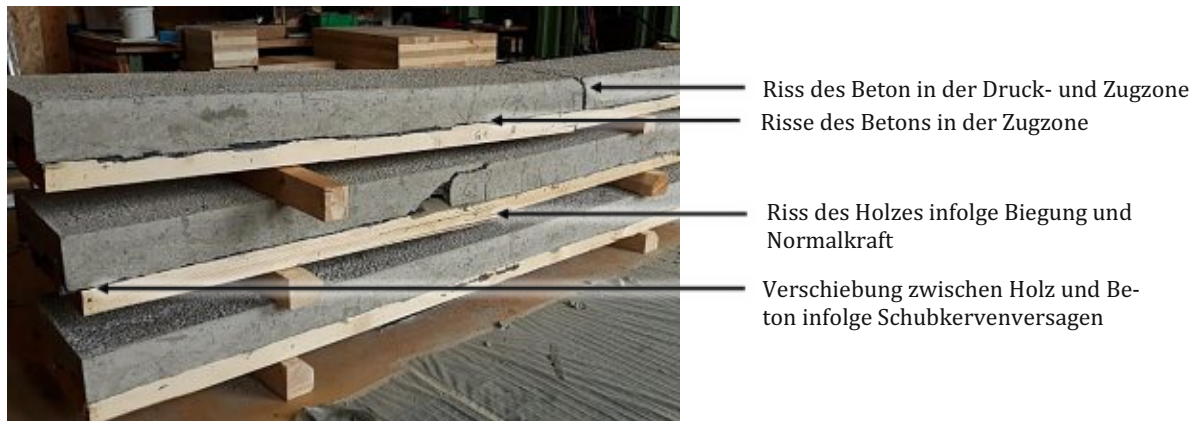


Abb. 3.35: Großprobekörper (Versuchsreihe „G“) nach der Prüfung

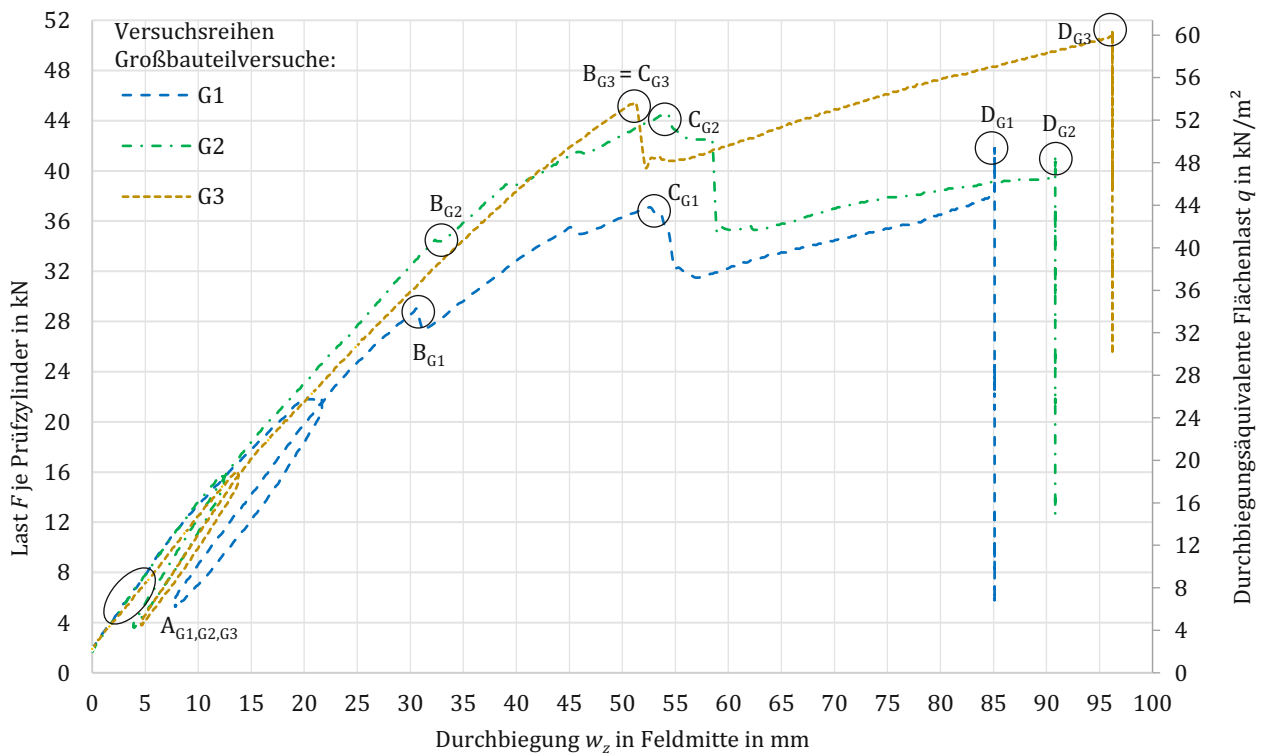


Abb. 3.36: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Großbauteilversuche (Versuchsreihe "G")

Nun soll die Abb. 3.36, welche die Kraft-Verschiebungsdiagramme der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) dargestellt, interpretiert werden:

Die Versuchsaufzeichnung beginnt nachdem die Prüfzylinder eine Last  $F$  von jeweils  $F = 2,00 \text{ kN}$  aufgebracht haben. Dadurch wird die Durchbiegung  $w$  infolge dieser Last  $F$  sowie infolge Eigengewicht nicht aufgezeichnet.

Schon in einem relativ geringen Kraftbereich von  $F \approx 6 \text{ kN}$  kommt es zum Reißen des Betons, im Diagramm ist dieser Bereich mit einem „ $A_{G1,G2,G3}$ “ markiert. Dieses Teilversagen mindert zwar

die effektive Biegesteifigkeit ab, ist aber im Sinne einer Stahlbetonbemessung zulässig und „darf“ sozusagen auftreten. Das „Hauptversagen“ ist mit den Punkten „B<sub>Gi</sub>“ anzugeben, hier kommt es zum Reißen einzelner Holzfasern. Obwohl nun schon ein maßgebendes Versagen eingetreten ist, ist weiterhin eine Laststeigerung möglich. Zwischen den Punkten „B<sub>Gi</sub>“ und den Punkten „C<sub>Gi</sub>“ kommt es zum Plastifizieren des Betons, Bewehrungsstäbe versagen und weitere Holzfasern reißen. Bei den Punkten „C<sub>Gi</sub>“ kommt es zum Versagen der Schubkernen, danach ist bei Probekörper „G1“ und Probekörper „G3“ noch einer geringe Laststeigerung bis zum Punkt „D<sub>Gi</sub>“ möglich. Die „vertikale Linie“ unter dem Punkten „D<sub>Gi</sub>“ ist auf die Limitierung der Wegaufnahme zurück zu führen, diese sind bereits ganz ausgefahren, somit bleibt der aufgezeichnete Weg konstant. Die Last  $F$  je Prüfzylinder wird jedoch weiterhin gesteigert und aufgezeichnet, wodurch es zumindest möglich wird die maximal aufbringbare Kraft  $F$  beim Punkt „D<sub>Gi</sub>“ zu bestimmen.

Grundsätzlich könnten folgende Versagensmechanismen auftreten:

- Reißen des Betons infolge Zugspannung
- Plastifizieren der Bewehrung infolge Zugspannung
- Plastifizieren des Betons infolge Druckspannung
- Versagen des Betons infolge Schubspannung (nicht auf Schubkernen bezogen)
- Versagen der Schubkernen durch Abscheren des Betons
- Versagen der Schubkernen durch Druckversagen des Betons
- Versagen der Schubkernen durch Abscheren des Vorholzes
- Versagen der Schubkernen durch Druckversagen des Vorholzes
- Reißen des Holzes infolge Zugspannung
- Versagen des Holzes infolge Druckspannung
- Versagen des Holzes infolge Schubspannung

Die **ausgegrauten** Versagensmechanismen konnten dabei im Versuch nicht beobachtet werden. Wie auch aus dem Diagramm aus Abb. 3.36 wird ersichtlich, dass ein Gesamtversagen des Systems erst durch die Kombination mehrerer Teilversagen eintritt.

**Berechnung der durchbiegungsäquivalenten Flächenlast  $q$ :**

In Abb. 3.36 wird auch eine durchbiegungsäquivalente Flächenlast  $q$  angegeben, sie soll eine leichteren Interpretation zulassen. Die genannte Flächenlast  $q$  erzeugt die gleiche Durchbiegung  $w$  in Feldmitte wie die tatsächlich vorhandenen Punktlasten  $F$  in den Drittelpunkten, wenn von konstant bleibender Biegesteifigkeit  $EI$  ausgegangen wird. Da diese Bedingung nur bis zum Punkt „A<sub>G1,G2,G3</sub>“ gegeben ist, kann diese Umrechnung als Näherung betrachtet werden.

Die Umrechnung erfolgt dabei über die gleiche Durchbiegung  $w$  in Feldmitte infolge zwei Punktlasten  $F$  bzw. einer durchgehenden Flächenlast  $q$ , unter Vernachlässigung der Schubverzerrung, mittels Gleichsetzung von (3.10) und (3.11) zu

$$w\left(x = \frac{L}{2}\right) = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (3.10)$$

$$w\left(x = \frac{L}{2}\right) = \frac{23FL^3}{684EI} \quad (3.11)$$

dabei bezeichnet:

$w$	Durchbiegung in Feldmitte
$F$	Prüflast in den Drittelpunkten
$L$	Spannweite
$EI$	Biegesteifigkeit im Zustand I

und einer Versuchskörperbreite von  $b = 0,48 \text{ m}$ , sowie einer Spannweite von  $L = 4,80 \text{ m}$  folgt die durchbiegungsäquivalente Flächenlast  $q$  zu:

$$q = \frac{368}{135} \cdot \frac{F}{b} = 0,57 \frac{F}{b} = 1,18 F \text{ in kN/m}^2 \quad (3.12)$$

## 4 Numerische Untersuchung zum Tragverhaltens des Deckensystems

### 4.1 Einleitung

Nachdem nun die experimentellen Untersuchung durchgeführt wurden, können darauf aufbauend die numerischen Untersuchungen folgen.

Zuerst wird in Kap. 4.2 der Verschiebungsmodul  $K_S$  nach ÖNORM EN 26891 [2] der vernagelten Schubleche mit dem Verschiebungsmodul  $K_{S,EC5}$  nach ÖNORM EN 1995-1-1 [3] verglichen.

In Kap. 4.3 wird durch eine numerische Berechnung das Tragverhalten von Schubkernen mit konstanter Schubkerventiefe  $h_n$  und den hier verwendeten Schubkernen verglichen. Es soll eine Aussage darüber getroffen werden ob eine Bemessung der hier verwendeten Schubkernen nach CEN/TC 250 N 2330 [1] zulässig ist.

In Kap. 4.4 wird eine Methode vorgestellt, um Kraft-Verschiebungsdiagramme, sowie die maximal aufnehmbare Lasten  $F_{max}$  von kombinierten Schubverbindungselementen aus vernagelten Schublechen und -kernen zu berechnen.

In Kap. 4.5 wird ein numerisches Simulationsmodell vorgestellt um das Deckensystem abzubilden. In dieses werden die experimentellen Ergebnisse einarbeitet und ein Konzept vorgestellt um Zustand II des Stahlbetons vereinfacht zu berücksichtigen.

In Kap. 4.6 wird ein Bemessungskonzept vorgestellt mit dem eine Bemessung dieses Deckensystems durchgeführt werden kann.

Zum Schluss wird in Kap. 4.7 das Simulationsmodell aus Kap. 4.5, sowie das Bemessungskonzept aus Kap. 4.6 auf die durchgeführten Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) aus Kap. 3.4.2 angewendet und überprüft in wie weit die vorgestellten Konzepte die Realität (Versuchsreihe „G“) abbilden.

### 4.2 Nagelverbindung

Der Verschiebungsmodul  $K_{S,EC5}$  von stiftförmigen Verbindungsmitteln kann nach ÖNORM EN 1995-1-1 [3] wie folgt berechnet werden:

$$K_{S,EC5} = \frac{\rho_{mean}^{1,5} d^{0,8}}{30} = \frac{430^{1,5} \cdot 3,3^{0,8}}{30} = 772 \frac{N}{mm} = 0,772 \text{ kN/mm} \quad (4.1)$$

dabei bezeichnet

$\rho_{mean}$	Dichte des Holzes in $\text{kg/m}^3$
$d$	Durchmesser des Nagels in mm
$K_{S,EC5}$	Verschiebungsmodul für Gebrauchstauglichkeitsberechnungen

Zu erkennen ist, dass der Verschiebungsmodul  $K_{s,EC5}$  nach ÖNORM EN 1995-1-1 [3] mit  $K_{s,EC5} = 0,772 kN/mm$  deutlich geringer ist, als der versuchsgestützte Verschiebungsmodul  $K_s$  mit  $K_s = 1,54 kN/mm$  aus Kap. 3.3.2. Da die versuchsgestützte Ermittlung jedenfalls realistischere Werte liefert als die Formel (4.1) wird in weiterer Folge der Verschiebungsmodul  $K_s$  für das Bemessungskonzept (Kap. 4.6), bzw. das Kraft-Verschiebungsdiagramm für das Simulationsmodell (Kap. 4.5) herangezogen.

### 4.3 Schubkernen

Im Abschnitt 3.3.3 wurden die durchgeführten Versuche zum Schubkerventragverhalten ausgewertet, daraus ergaben sich (unter anderem) die Versagenslasten  $F_{max}$ . Werden diese einer logarithmischen Normalverteilung unterworfen und statistisch ausgewertet können 5%-Quantile ermittelt werden, diese entsprechen der charakteristisch aufnehmbaren Kraft  $F_{R,k}$  die durch eine Schubkerve übertragen werden kann. Die charakteristisch aufnehmbare Kraft  $F_{R,k}$  nach Abschnitt 3.3.3 beträgt  $F_{R,k} = 89,68 kN$ , sie wird nun mit rechnerisch zulässigen Werten nach CEN/TC 250 N 2330 [1] verglichen.

So kann nach CEN/TC 250 N 2330 [1] die charakteristisch aufnehmbare Kraft  $F_{R,k,CEN}$  von rechteckigen Schubkernen mit konstanter Schubkerventiefe  $h_n$  ermittelt werden. Nun soll überprüft werden, inwieweit dieses Konzept mit konstanter Schubkerventiefe  $h_n$  auch auf die Schubkerven in dieser Arbeit Anwendung finden kann. Wie sich herausstellen wird, weichen die Ergebnisse nach CEN/TC 250 N 2330 [1] auf die sichere Seite hin ab, wenn es auf die hier vorhandenen Schubkerven Anwendung findet. Aus welchem Grund dies angenommen werden kann, wird anhand von numerischen Berechnungen näher betrachtet.

In Abb. 4.1 wird die genaue Schubkervengeometrie gezeigt, wie sie auch in den Schubversuchen vorhanden ist. Sie ist relevant, da diese Abmessungen sowohl für die numerische (Abb. 4.4) als auch für die Berechnung nach CEN/TC 250 N 2330 [1], herangezogen werden.

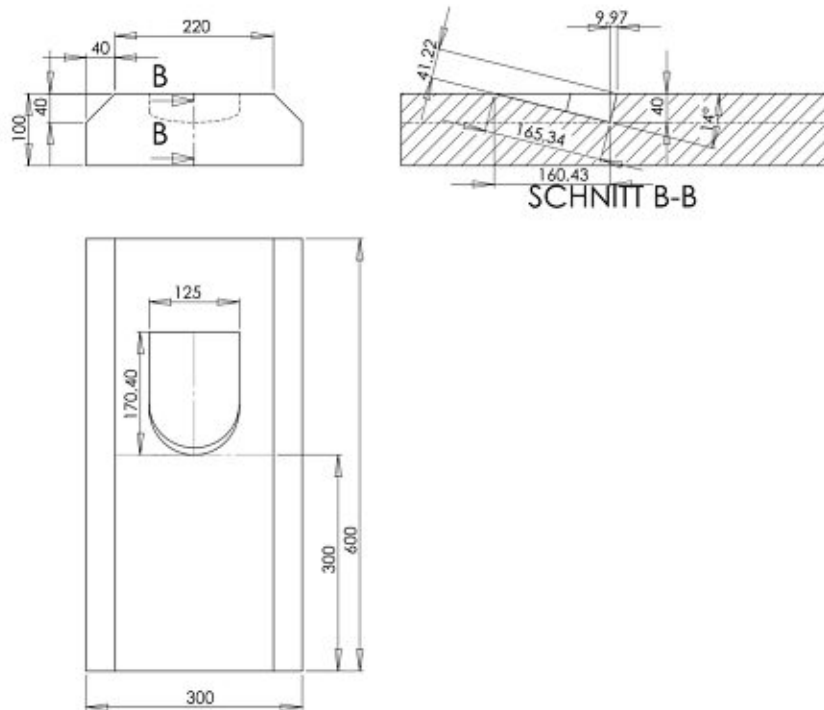


Abb. 4.1: Schubkervengeometrie [26]

Nach CEN/TC 250 N 2330 [1] kann die charakteristische Schubkraft  $F_{R,k,CEN}$  von Schubkernen ermittelt werden. Werden alle Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_i$  für Beton und Holz auf  $\gamma_i = 1,00$  gesetzt, sollte sich nach dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept der charakteristische Schubkraft  $F_{R,k,CEN}$  ergeben, dieser kann mit dem 5%-Quantil-Wert (charakteristische Schubkraft  $F_{R,k}$ ) der Versuche verglichen werden. Die Schubkerventiefe  $h_n$  wird mit  $h_n = 4 \text{ cm}$  angenommen (tiefste Stelle). Durch diese Annahmen ergibt sich eine charakteristische Schubkraft von  $F_{R,k,CEN} = 74,30 \text{ kN}$ . Ein beispielhafter Berechnungsablauf (jedoch mit Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_i$ ) ist unter Kap. 4.6.2.4 ersichtlich. Aus dieser Berechnung nach CEN/TC 250 N 2330 [1] ergibt sich, dass der maßgebende Versagensmechanismus das Abscheren des Betons ist. Das konnte stets auch in den Versuchen beobachtet werden (siehe dazu beispielsweise Abb. 3.22).

Anzumerken ist, dass unter CEN/TC 250 N 2330 [1] nur rechteckige Schubkerven mit konstanter Schubkerventiefe  $h_n$  geregelt werden.

Da bei allen Versuchen die Probekörper immer durch Abscheren des Betons versagt sind, wird für die Vergleichsrechnung die Schubkervlänge  $l_n$  so gewählt, dass die Schubkervfläche  $A_{Kerve}$  gleich groß ist wie bei einer rechteckigen Schubkerven.



### Numerische Berechnung mittels Finite-Elemente-Methode (FEM):

Nun wird untersucht, wie der Spannungsverlauf durch unterschiedlichen Schubkervengeometrien beeinflusst wird. Damit soll die Frage beantwortet werden, wieso beim Bemessungskonzept nach CEN/TC 250 N 2330 [1] für rechteckige Schubkernen mit konstanter Schubkerventiefe  $h_n$  geringere Lasten aufgenommen werden können als bei den hier durchgeführten Versuchen.

Dafür wird ein Flächenmodell (2D) erstellt und mittels FEM berechnet (Abb. 4.2 bis Abb. 4.4). Bei den Punkten an denen Spannungsspitzen zu erwarten sind, werden Netzverfeinerungen (Netzgröße 1 mm bis 1 cm) vorgesehen, im restlichen Modell beträgt die Netzgröße 1 cm. Die Flächendicke wird mit der Schubkerventiefe  $b_n$  von  $b_n = 12,5 \text{ cm}$  gewählt. Das Modell wird mit Mittelwert der aufnehmbaren Versagenslast  $F_{R,mean}$  belastet bei denen die Kleinprobekörper der Versuchsreihe „K“ versagt sind, diese beträgt  $F_{R,mean} = 212 \text{ kN}$  (für zwei Schubkernen) und wird als Streckenlast über 10 cm Länge mit  $p = 2120 \text{ kN/m}$  aufgebracht, in Abb. 4.2 wird diese im Lastfall 1 (LF1) aufgebracht und mit „Prüflast p“ bezeichnet.

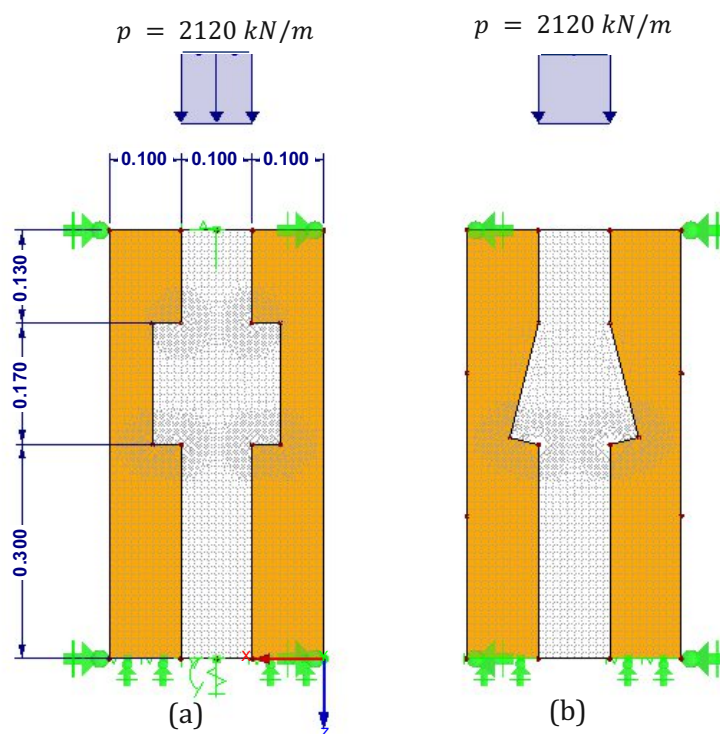


Abb. 4.2: Modellbildung Schubkernen. FE Netz: Rechtecke  $\leq 4 \text{ mm}$

(a) Schubkernen mit konstanter Tiefe

(b) Schubkernen mit veränderlicher Tiefe

Aus den beschriebenen Annahmen ergibt sich nun in Abb. 4.3 der Schubspannungsverlauf  $\tau_{xy}$  von Probekörpern mit rechteckigen Schubkernen und abgeschrägten Schubkernen. Ersichtlich wird, dass bei den abgeschrägten Schubkernen die Schubspannungen  $\tau_{xy}$  über die

Kervenfläche  $A_n$  gemittelt etwas geringer sind als bei Schubkernen mit konstanter Schubkerventiefe  $h_n$ . Dass das Bemessungskonzept nach CEN/TC 250 N 2330 [1] geringe Werte für Schubkerven liefert, erscheint nachvollziehbar. Zudem scheint dieses Konzept generell noch interne Sicherheiten aufzuweisen, da der 5%-Quantil-Wert der aufnehmbaren Betonschubspannung  $f_{v,c,k}$  ca.  $f_{v,c,k} = 3,50 \text{ N/mm}^2$  beträgt, das entspricht in

Abb. 4.3 dem hellgrünen Bereich. In ca. mehr als 50 % der Fläche  $A_{Kervec}$  ist die zulässige Betonschubspannung  $f_{v,c,k}$  überschritten (obwohl erst jetzt Versagen eintritt). Das bedeutet, dass die Schubkerven deutlich mehr Kraft aufnehmen können als, die Berechnung nach CEN/TC 250 N 2330 [1] angibt. Somit kann dieses Konzept auch auf die hier vorhandenen Schubkerven angewendet werden, da die Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen.

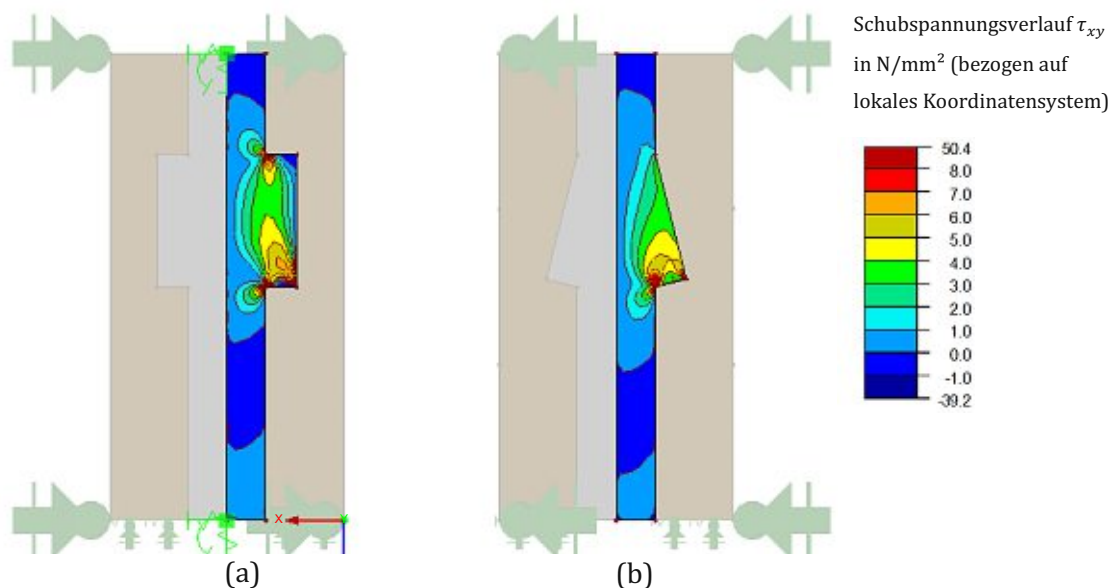


Abb. 4.3: Gegenüberstellung der Schubspannungsverläufe beim Mittelwert der aufnehmbaren Schubkraft  $F_{R,mean}$  der Kleinprobekörper

(a) Schubkerven mit konstanter Schubkerventiefe  $h_n$

(b) Schubkerven mit veränderlicher Schubkerventiefe  $h_n$

Abschließend wird noch die Verformbarkeit der verschiedenen Schubkerventypen behandelt. In Abb. 4.4 wird die globale Verformung  $u$  beim Mittelwert der aufnehmbaren Kraft  $F_{R,mean}$  dargestellt. Daraus kann eine Relativverformung  $\Delta u_{sim}$  zwischen Holz und Beton ermittelt werden. Es wird ersichtlich, dass die Schubkerven mit konstanter Tiefe  $h_n$  mit einer Relativverschiebung  $\Delta u_{sim}$  von  $\Delta u_{sim} \approx 0,4 \text{ mm}$  zwischen Holz und Beton deutlich geringe Relativverformungen aufweisen als die Schubkerven mit veränderlicher Schubkerventiefe  $h_n$ ; hier beträgt die Relativverschiebung  $\Delta u_{sim}$  zwischen Holz und Beton  $\Delta u_{sim} \approx 0,9 \text{ mm}$  und ist damit mehr als doppelt so groß. Auch wird ersichtlich, dass die Schubkerven mit der Geometrie aus den Versuchen zu einer

Querverformung des Systems neigen, das bedeutet, dass diese Schubkernen gegen Abheben zu sichern sind.

In Abb. 3.23 ist die Relativverschiebung  $\Delta u$  der tatsächlichen Versuche dargestellt, sie stimmen mit den Ergebnissen der numerischen Simulation nicht überein. Vermutlich liegt das daran, dass in der numerischen Simulation nur linear elastisches Materialverhalten berücksichtigt und Reibungseffekte vernachlässigt werden.

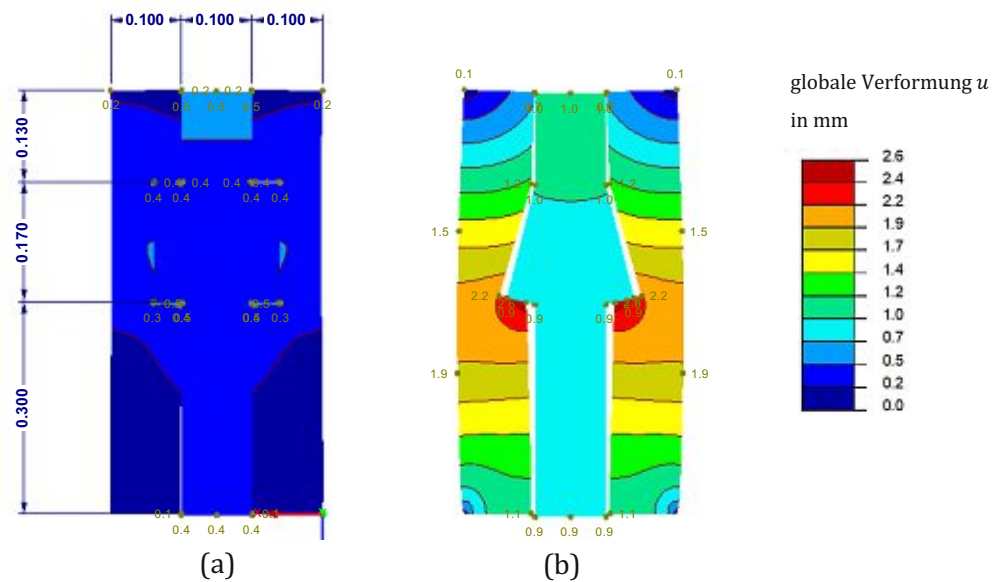


Abb. 4.4: Verformung beim Mittelwert der aufnehmbaren Schubkraft  $F_{R,mean}$  der Kleinprobekörper

(a) Schubkernen mit konstanter Schubkerventiefe  $h_n$

(b) Schubkernen mit veränderlicher Schubkerventiefe  $h_n$

#### Zusammenfassung zur Anwendbarkeit des Bemessungskonzepts für Schubkernen nach CEN/TC 250 N 2330 [1] auf Schubkernen mit veränderlicher Tiefe $h_n$ und abgeschrägten Flanken:

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass das Bemessungskonzept nach CEN/TC 250 N 2330 [1] auch auf die Kerne in diesen Versuchen angewendet werden kann, da die Ergebnisse auf die sichere Seite hin abweichen.

Aus den genannten Gründen, kann hier als Schubkernenbreite  $b_n$  die tatsächliche Schubkernenbreite  $b_n$  angenommen werden und als Schubkerventiefe  $h_n$  die projizierte Länge von Eintiefungsanfang bis zur tiefsten Stelle. Als Schubkerventiefe  $h_n$  kann die maximale Tiefe angenommen werden.

Diese Schlussfolgerungen gelten nur für die hier durchgeführten Versuche und Geometrien. Es kann sein, dass bei anderen Geometrien nicht mehr das Betonabscheren als maßgebender Versagensmechanismus eintritt, sondern ein anderer (Druckversagen Beton, Abscheren des Holzes, oder Druckversagen des Holzes). In diesem Fall könnten die Geometrien einen maßgebenden Einfluss haben.

#### 4.4 Kombinierte Verbindung aus Schubkernen und vernagelten Schublechen

Aus der experimentellen Untersuchung der Probekörper der Versuchsreihe „B+K“ (Kap. 3.3.4) mit kombinierten Schubverbindungsmitteln aus Schubkernen und vernagelten Schublechen hat sich ergeben, dass die aufgezeichneten Kraft-Verschiebungsdiagramme nicht für die Modellbildung der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) herangezogen werden können, da die Schubverbindungselemente aufgrund von Fertigungsungenauigkeiten ungleich belastet werden und damit keine plausiblen Ergebnisse hinsichtlich der Schubsteifigkeit liefern.

Aus diesem Grund wird nun rechnerisch ermittelt wie hoch die mittlere Versagenslast  $F_{R,mean,rech}$  und wie das Kraft-Verschiebungsdiagramm der kombinierten Probekörper der Versuchsreihe „B+K“ ist. Diese Berechnungen basieren auf den Versuchsserien „B“ und „K“ (≠ „B+K“!). Dafür werden in

Tab. 4.1 in den Spalten 1 bis 3 die Mittelwerte der Relativverschiebung  $\Delta u$  zwischen Holz und Beton, sowie die Kraft  $F$  aus den Versuchen der Versuchsserien „B“ und „K“ herangezogen und hochskaliert auf die Anzahl der Verbindungsmittel der Probekörper der Versuchsreihe „B+K“. Diese Werte sind die Grundlage für Abb. 4.5. Auch können daraus Steifigkeiten (=Steigung je Abschnitt) ermittelt werden, sie sind in Spalte 7 bis 8 ersichtlich. Als Versagenskriterium wird die Relativverschiebung  $\Delta u$  zwischen Holz und Beton mit  $\Delta u = 1,06 \text{ mm}$  gewählt. Das ist jene Relativverschiebung  $\Delta u$  bei dem die Probekörper der Versuchsserie „K“ im Mittel versagt sind. Wird nun die aufgenommene Kraft  $F$  von 40 Nägeln (Spalte 1) sowie zwei Kernen (Spalte 2) bei dieser Relativverschiebung  $\Delta u$  zuerst separat betrachtet und anschließend addiert (Summe Spalte 3) kann die Versagenslast  $F_{R,mean,rech}$  von  $F_{R,mean,rech} = 267 \text{ kN}$  berechnet werden für die kombinierten Probekörper der Versuchsreihe „B+K“.

Der Mittelwert  $F_{R,mean}$  der tatsächlich gemessenen Versagenslast  $F_{max}$  der Versuchsreihe „B+K“ gemäß Kap. 3.3.4 beträgt  $F_{R,mean} = 280 \text{ kN}$ , die Abweichung zur rechnerischen Versagenslast  $F_{R,mean,rech}$  beträgt somit 5 %.

Mit dieser Vorgangsweise können Kraft-Verschiebungsdiagramme von jeder beliebigen Kombination aus Kernen und vernagelten Schublechen ermittelt werden.

Tab. 4.1: Berechnung der Versagenslast  $F_{max}$  für Probekörper der Versuchsreihe „B+K“

Relativverschiebung $\Delta u$ in mm	Kraft $F$ bei 2x Kerwen in kN	Kraft $F$ bei 40x Nägel in kN	Aufnehmbare Kraft $F$ je Abschnitt in kN	Steifigkeit je Abschnitt für 1x Nagel in kN/mm	Steifigkeit je Abschnitt für 1x Kerve in kN/mm	Steifigkeit je Abschnitt für 2x Kerwen in kN/mm	Steifigkeit je Abschnitt für 40x Nägel in kN/mm	kombinierte Steifigkeit in kN/mm
0.030	30	9	40	7.9	505	1010	316	1326
0.070	68	15	43	3.5	468	937	141	1078
0.11	93	20	30	2.8	320	639	113	752
0.18	117	26	30	2.2	167	334	89	423
0.30	148	34	39	1.6	130	261	65	326
0.40	167	39	24	1.2	95	191	49	239
0.60	194	45	33	0.81	66	132	32	164
0.80	207	51	19	0.71	33	65	28	94
1.06	212	55	10	0.46	10	20	18	38

$$F_{R,mean,rech} = \sum F = 267$$

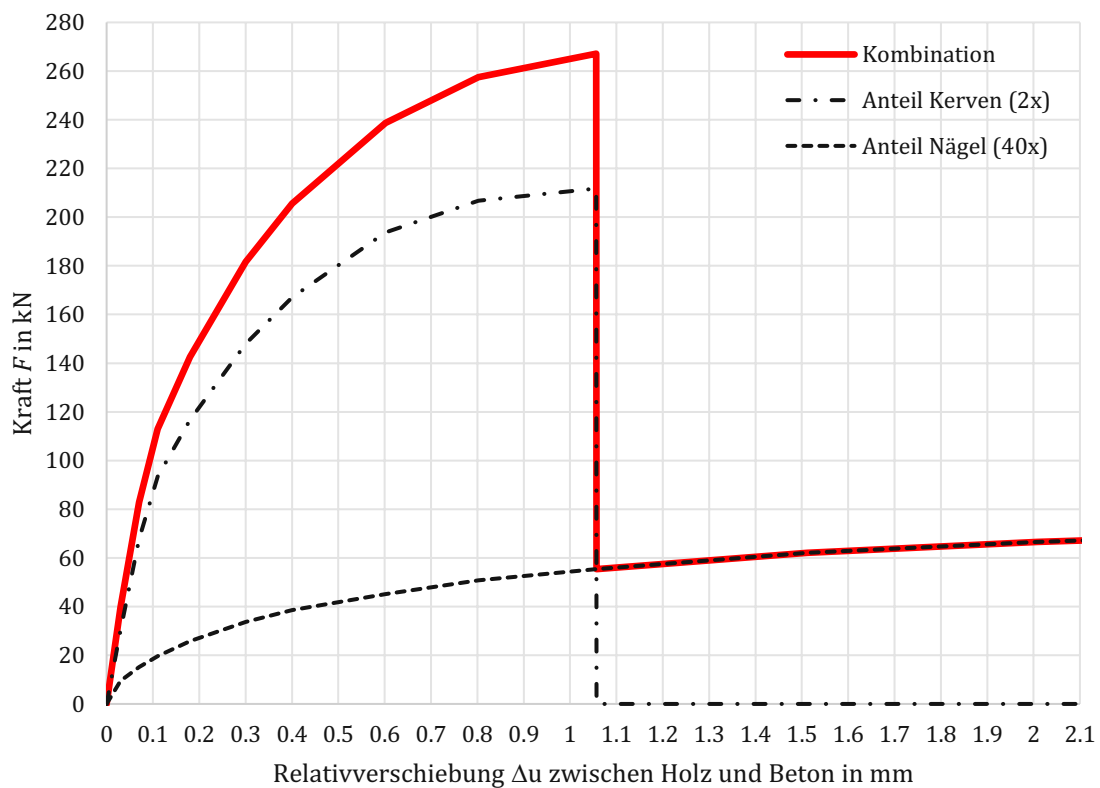


Abb. 4.5: Berechnetes Kraft-Verschiebungsdiagramm von Probekörper der Versuchsreihe „B+K“

#### 4.5 Simulationsmodell für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“)

In den vorangegangenen Kapiteln wurde die Verformungseigenschaften der einzelnen Bauteile untersucht, diese Erkenntnisse werden nun in ein Simulationsmodell eingebaut.

Um die Großbauteilversuche realistischer nachbilden zu können, ist es weiters erforderlich folgende Systemeigenschaften zu berücksichtigen:

- Rissverhalten der Stahlbetonschicht
- Nicht-Linearität der Verbindungsmittel
- Diskontinuierliche Anordnung der Verbindungsmittel

Das Simulationsmodell wird durch die Versuche validiert. Davon ausgehend können Vereinfachungen getroffen werden, um ein praxisnahes Modell zur Ermittlung von Schnittgrößen zu erhalten. Dieses vereinfachte Modell gemäß Kap. 4.6 bildet dann die Grundlage für das Bemessungskonzept.

Im folgenden wird die Berücksichtigung der genannten Punkte erläutert und dargestellt, wie das Simulationsmodell aufgebaut ist.

##### 4.5.1 Rissverhalten der Stahlbetonschicht:

Für die Simulation der Versuchsreihe „G“ ist es erforderlich sowohl die Zugfestigkeit  $f_{ctm}$ , als auch das Reißen des Betons infolge Zugspannungen  $\sigma_x$  zu berücksichtigen, denn dadurch ändert sich die Biegesteifigkeit der Stahlbetonschicht signifikant. Das wird durch den Vergleich der Abb. 4.7 (Beton ist ungerissen) und Abb. 4.8 (Beton ist gerissen) verdeutlicht. Um das Rissverhalten zu berücksichtigen gibt es mehrere Wege. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Stahlbetonschicht in 1 cm hohe Streifen unterteilen und diese durch Starrstäbe gekoppelt. Wird diese Kopplung nun alle 5 cm vorgesehen, liefert dieses Berechnungsmodell (Abb. 4.6) die gleichen Ergebnisse wie ein einzelner gleichhoher Stab (Abb. 4.7), die Durchbiegung  $w$  in Feldmitte beträgt in beiden Fällen  $w = 3,0 \text{ mm}$ . Der Vorteil des in Abb. 4.6 gezeigten Modells besteht darin, dass nun ein Stahlbetonmodell erstellt wurde das sehr einfach mit Stäben anderer Materialien (z.B. Holz) gekoppelt werden kann.

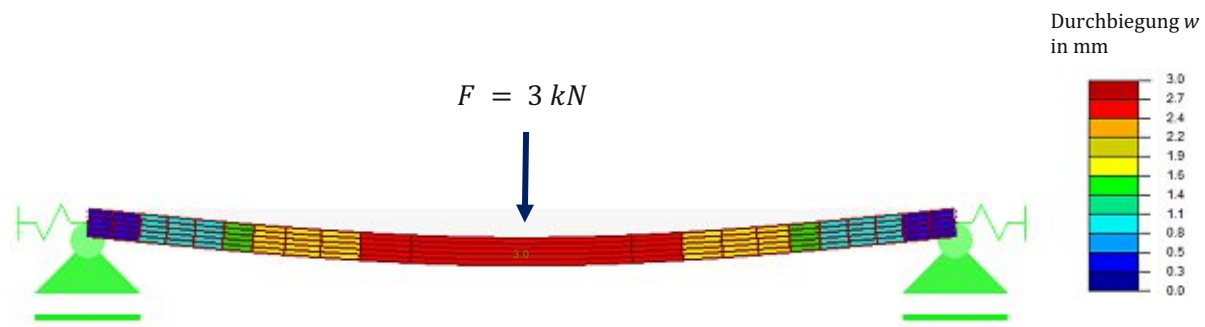


Abb. 4.6: Modellbildung linear-elastischer Betonträger: Darstellung der Durchbiegung  $w$  Betonträger bestehend aus 1 cm hohen Streifen, welche alle 5 cm gekoppelt sind durch Starrstäbe



Eine Bewehrung kann nun als zusätzlicher Stab in das Modell eingebaut werden.

In den einzelnen Betonschichten wird je Verbindungspunkt zum Starrstab eine Sprungfunktion (Abb. 4.10) eingebaut, mit dieser wird sowohl das Reißen bei einer Überschreitung der mittleren Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  (in diesem Fall  $f_{ctm} = 2,90 \text{ N/mm}^2$ ) als auch das Plastifizieren des Betons (in diesem Fall beim Überschreiten der charakteristischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  von  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ) berücksichtigt. Werden die genannten Punkte eingearbeitet, ist es möglich Zustand II vereinfacht abzubilden. Aus dem linear-elastischen Betonstab aus Abb. 4.7 kann nun also ein nicht-linear elastischer Stahlbetonstab erstellt werden, dieser wird in Abb. 4.8 dargestellt. Die Durchbiegung  $w$  beträgt nun  $w = 14,5 \text{ mm}$  in Feldmitte und ist somit um ein Vielfaches größer als bei einem linear-elastischen Modell, bei dem die Durchbiegung  $w$  bei gleicher Belastung nur  $w = 3 \text{ mm}$  beträgt. Schön zu sehen ist auch das Reißen des Betons.

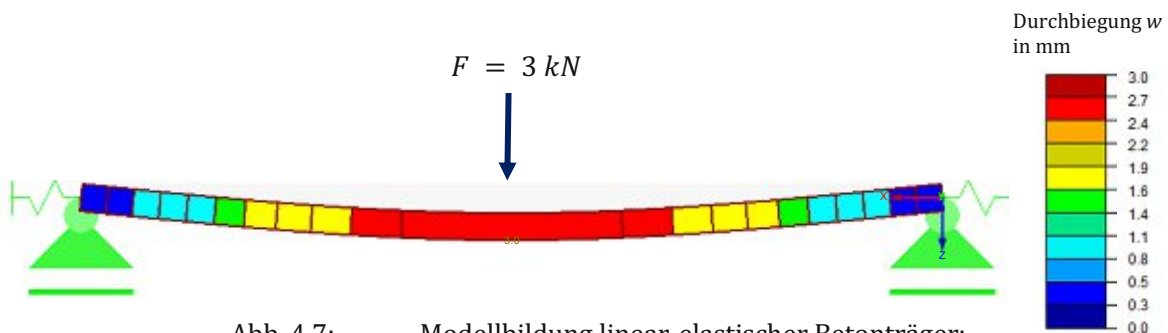


Abb. 4.7: Modellbildung linear-elastischer Betonträger:  
gleich hoher Betonträger wie in Abb. 4.6 jedoch bestehend aus einem einzigen Stab  
Darstellung der globalen Verformung  $u$

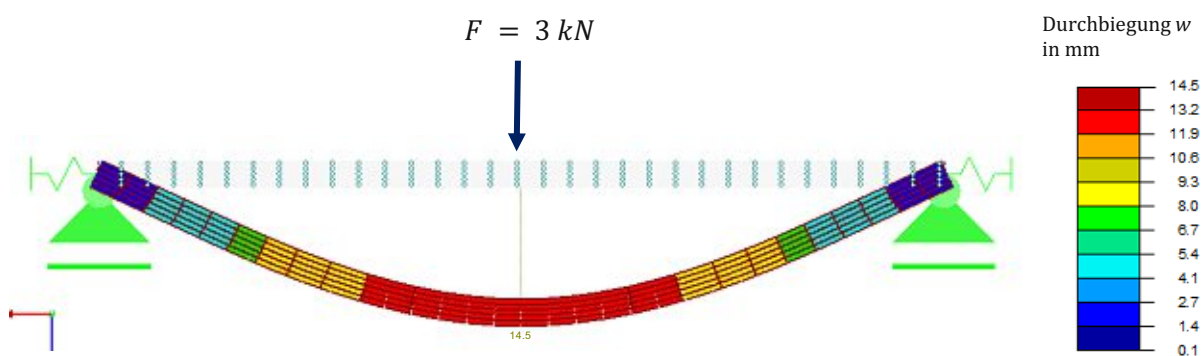


Abb. 4.8: Modellbildung Stahlbetonträger: Berücksichtigung von Zustand II -  
Darstellung der Durchbiegung  $w$



Abb. 4.9: Modellbildung Stahlbetonträger: Berücksichtigung von Zustand II - Modellbildung für die Stahlbetonschicht

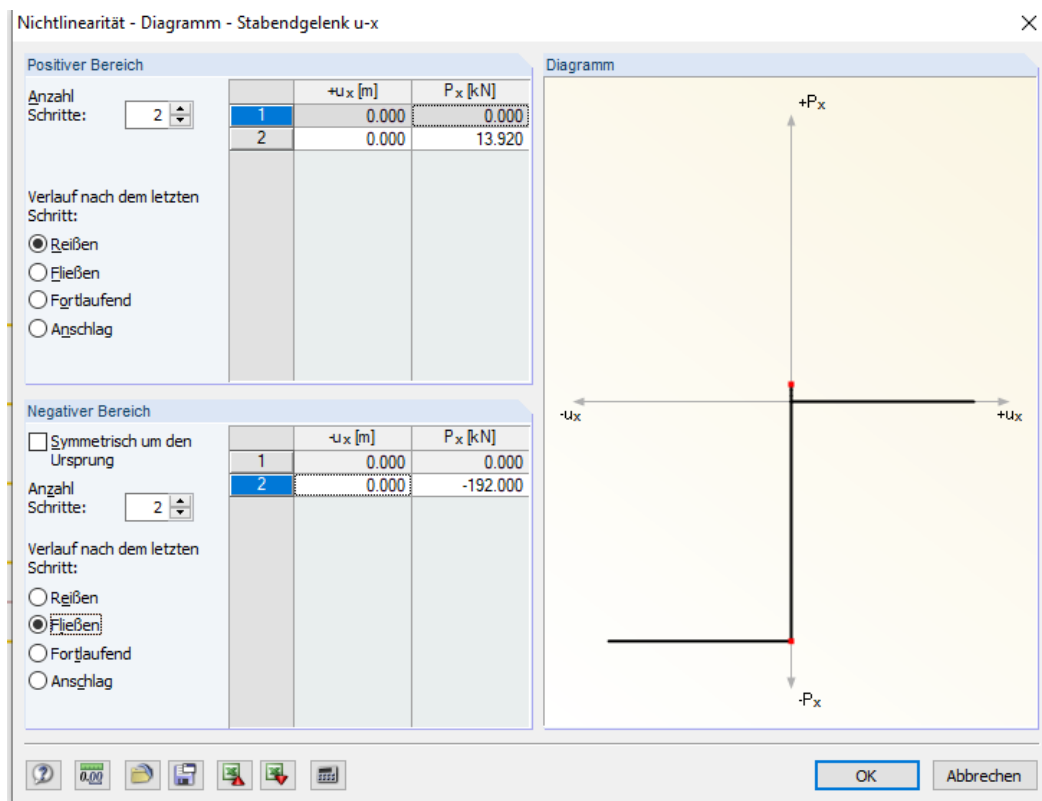


Abb. 4.10: Modellbildung Stahlbetonträger: Berücksichtigung von Zustand II - Eingabedaten (in Dlubal RSTAB 8.21) für die Sprungfunktion um die Nicht-Linearität des Betons zu berücksichtigen

#### 4.5.2 Nichtlinearität der Verbindungsmittel

Aus Kap. 3.3.2 und 3.3.3 ergibt sich, dass die Verbindungsmittel ein hohes nicht-lineares Verhalten aufweisen. Aus diesem Grund wird das Kraft-Verschiebungsdiagramm aus den Versuchsreihen „B“ und „K“ gemittelt und auf die Anzahl der Verbindungsmittel der Großbauteilveruche (Versuchsreihe „G“) skaliert (die schematische Vorgangsweise wurde in Kap. 4.4 erläutert). Die so berechneten Kraft-Verschiebungsdiagramme sind in Abb. 4.11 ersichtlich. Die Anzahl der zu berücksichtigenden Nägel und Kerben ergibt sich durch den Abstand in dem die Stahlbetonschicht mit der Holzschicht im Modell gekoppelt ist, jeder Verbindungspunkt enthält genau so

viele Verbindungsmittel, wie im Abstand zum nächsten Kopplungspunkt tatsächlich vorhanden sind. In diesem Fall wurde alle 5 cm eine Kopplung vorgesehen, da alle 3 cm zwei Nägel vorhanden sind, ergeben sich also 3,33 Nägel je 5 cm, bzw. je Kopplungspunkt.

Der Sprung in Abb. 4.11a bei einer Relativverschiebung von  $\Delta u = 1,06 \text{ mm}$  berücksichtigt das Versagen der Schubkernen, danach wird die Schubkraft nur mehr über die vernagelten Schubleche aufgenommen. Abb. 4.11b stellt das Kraft-Verschiebungsdiagramm für Verbindungspunkte mit nur vernagelten Schublechen (ohne Schubkernen) dar.

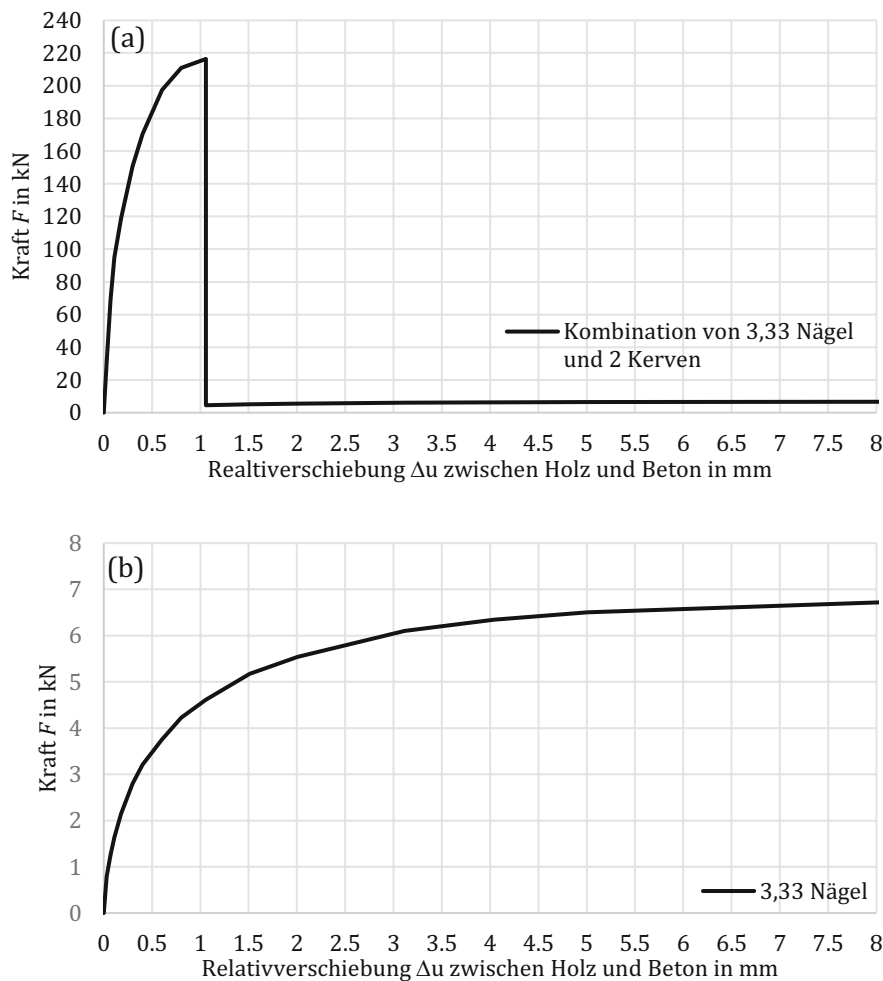


Abb. 4.11: Kraft-Verschiebungsdiagramme für die Verbindungsmittelpunkte  
(a) Funktion  $f_2$ : Schubkernen + Nägel (b) Funktion  $f_3$ : nur Nägel

#### 4.5.3 Simulationsmodell

Werden die unter Kap. 4.5.1 und 4.5.2 beschriebenen Maßnahmen einarbeitet und die Biegesteifigkeit des Holzträgers infolge Abfasung gemäß Tab. 4.2 berücksichtigt, kann die Modellbildung wie in Abb. 4.12 gezeigt, erfolgen. Dabei wird die Stahlbetonschicht durch mehrere 1 cm hohe Betonstreifen gebildet, welche beim Überschreiten der mittleren Betonzugfestigkeit keine Kraftübertragung mehr zulassen und reißen (das wird durch die Funktion  $f_1$  gemäß Abb. 4.10 berücksichtigt). Die Holzschicht wird durch einen Balkenstab modelliert, ihr ist linear-elastisches Materialverhalten hinterlegt. Das bedeutete, dass dieses Modell zwar das Reißen des Betons

berücksichtigen kann, aber nicht das Reißen der Holzfasern. Die Holzschicht wird an die Betonschicht mittels Starrstäbe gekoppelt, an deren Ende (auf Höhe der Verbundfuge) die Funktionen  $f_1$  und  $f_2$ , in der lokalen  $z$ -Richtung der Starrstabachse, die Kraft-Verschiebungsdiagramme gemäß Abb. 4.11 berücksichtigen.

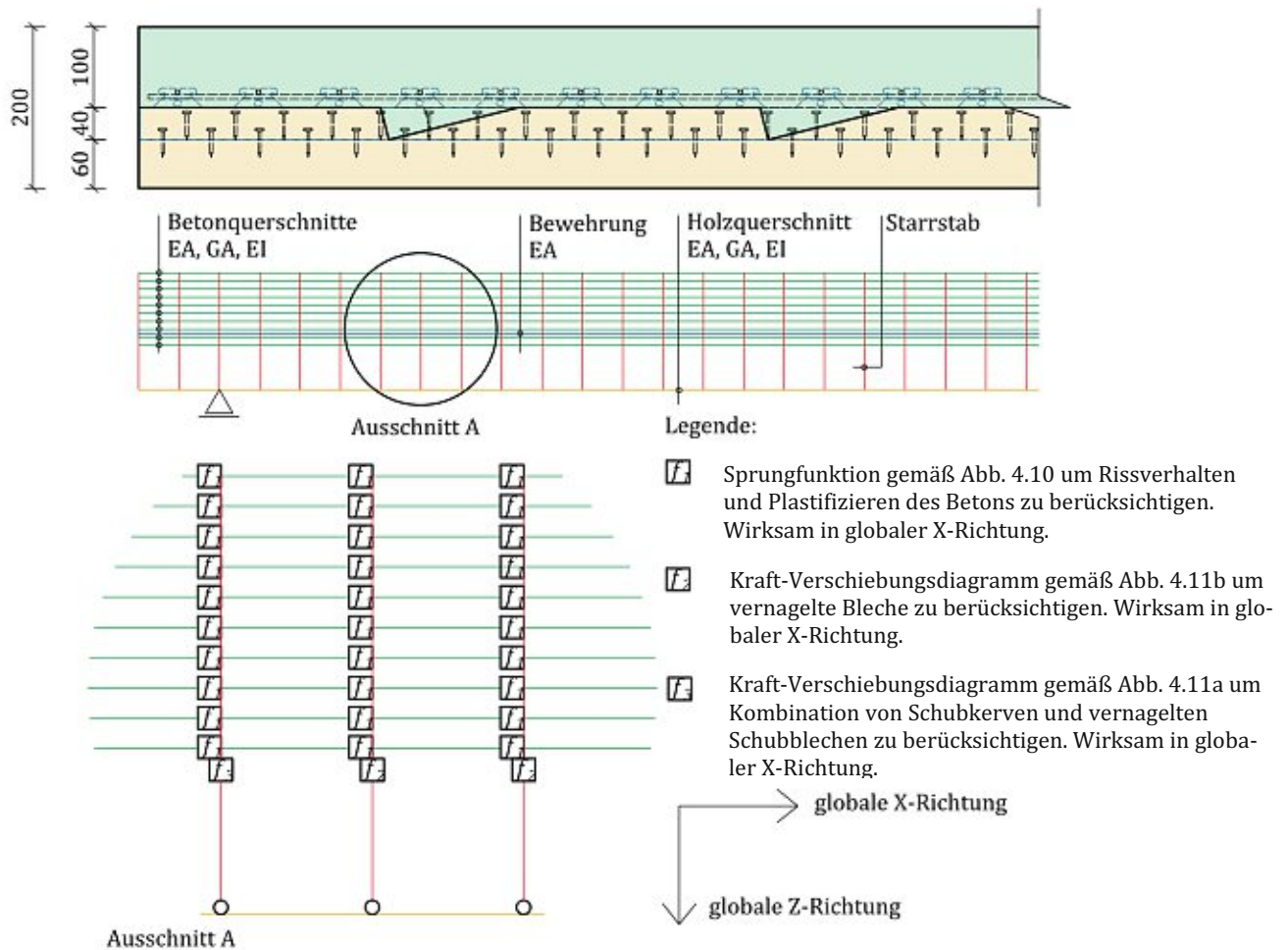


Abb. 4.12: Modellbildung für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“)

#### 4.6 Bemessungskonzept für den Zeitpunkt $t = 0$

In den voran gegangenen Kapiteln wurden Versuche durchgeführt, um Verformungseigenschaften des Deckensystems zu erhalten, anschließend wurde ein numerisches Simulationsmodell für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) erstellt.

Da dieses numerische Simulationsmodell nach Kap. 4.5 für die Standard-Anwendung in der Praxis zu aufwendig wäre, wird nun in diesem Kapitel ein Stabwerksmodell vorgestellt mit dem Schnittgrößen und Verformungen ermittelt werden können. Basierend auf den Schnitt- und Verformungsgrößen kann dann eine nachlaufende Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) sowie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) zum Zeitpunkt  $t = 0$

durchgeführt werden (Kap. 4.6.2). Im Folgenden werden die Annahmen erläutert die für dieses Konzept gemacht werden.

#### 4.6.1 Stabwerksmodell zur Ermittlung der Schnittgrößen

In diesem Abschnitt wird erläutert wie die Modellbildung des Deckensystems erfolgen kann und welche Vereinfachungen dabei getroffen werden.

##### Stabwerksmodell:

Die Modellbildung des Verbundsystems besteht aus durch zwei übereinander liegende Stäben (1-D Finite Elemente), welche jeweils die Holz- bzw. Betonschicht abbilden. Diese horizontalen Stäbe werden alle 10 cm durch Starrstäbe vertikal gekoppelt, welche in der Höhe der Verbundfuge durch eine Dehnfeder mit verbunden sind. Als Federkonstante wird der Verschiebungsmodul  $K_S$  welcher sich aus den Kleinbauteilversuchen ergeben hat hinterlegt. Bei dieser Methode können die Positionen von Schubkernen und Nägeln separat berücksichtigt werden. Aus den Schnittgrößen die sich aus den einzelnen Stäben ergeben, können dann die Betonschicht, die Holzschicht und die Schubkerne bemessen werden. In Abb. 4.13 wird das vereinfachte Stabwerkmodell gezeigt.

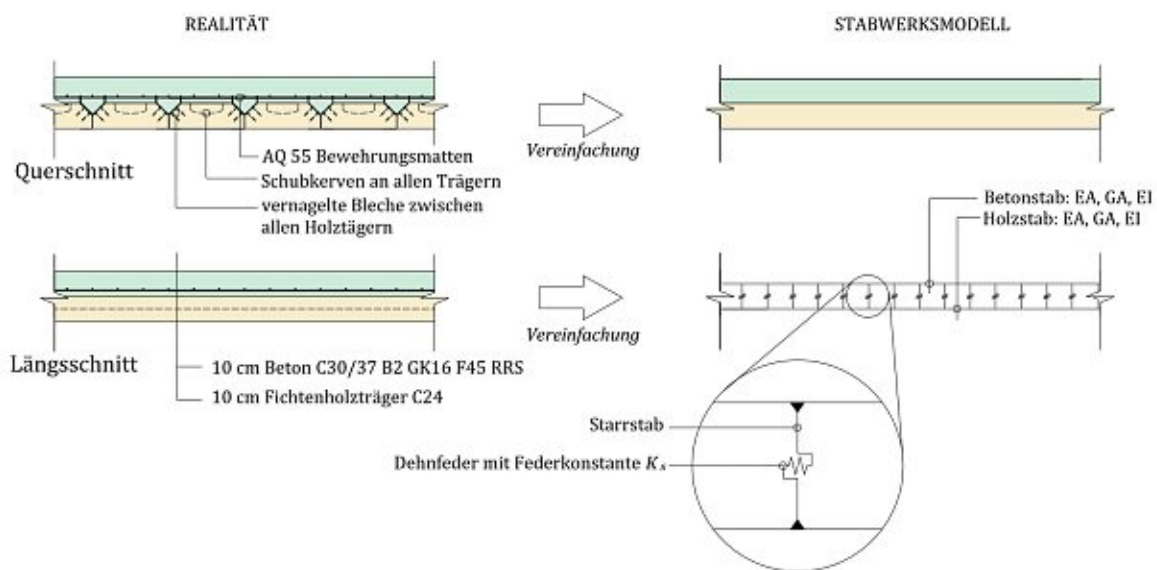


Abb. 4.13: Vereinfachtes Stabwerksmodell

##### Schubblech:

Die Biegesteifigkeit des Schubblechs wird vernachlässigt. Die Querschnittsfläche wird nicht als Bewehrungsfläche angerechnet.

##### Abfasung der Holzträger:

Bei diesem Deckensystem werden Abfasungen  $a$  der Holzträger vorgesehen, in welche dann Schubbleche mittels Nagelung angebracht werden.

Die Abfasungen  $a$  der Holzträger haben, vor allem bei geringen Höhen  $h$  des Holzquerschnitts, einen hohen Einfluss auf die Biegesteifigkeit  $EI$  der Holzträger (verglichen mit dem nicht abgefaschten Rechteckquerschnitt) und damit auch auf die Spannungen, die in diesem auftreten können. Diese Abminderung sollte deswegen berücksichtigt werden.

Da nicht in allen Stabwerksprogrammen standardmäßig ein polygonaler Querschnitt eingegeben werden kann, wird hier eine Möglichkeit vorgestellt auch ohne diese Option die Querschnittsform zu berücksichtigen. Beispielsweise kann in der Modellbildung ein Rechteckquerschnitt eingegeben werden und dann der Elastizitätsmodul  $E$  des Holzes mit dem Faktor  $f$  gemäß Tab. 4.2 reduziert werden. Somit ist im Programm die richtige Biegesteifigkeit  $EI$  hinterlegt. Die Spannungsermittlung kann in der Nachlaufrechnung mit den entsprechenden Abständen zum Schwerpunkt  $z_i$  gemäß Tab. 4.2 erfolgen. In Abb. 4.14 ist der polygonale Querschnitt auf den sich die Tab. 4.2 bezieht, gezeigt. Die rote Linie bildet dabei die Schwerlinie in der  $y$ -Achse.

Tab. 4.2: Querschnittswerte für abgefaschten Holzquerschnitte gemäß Abb. 4.14

Höhe $h$ in cm	Breite $b$ in cm	Abfasung $a$ in cm	$I_y$ in $\text{cm}^4$	$z_u$ in cm	$z_o$ in cm	$f = \frac{I_y(a=4)}{I_y(a=0)}$
8	24	4	886	3.758	4.242	0.87
10	24	4	1 755	4.738	5.262	0.88
12	24	4	3 072	5.725	6.275	0.89
15	24	4	6 099	7.213	7.787	0.90
16	24	4	7 436	7.71	8.29	0.91
18	24	4	10 673	8.705	9.295	0.92
21	24	4	17 119	10.2	10.8	0.92
25	24	4	29 186	12.194	12.806	0.93

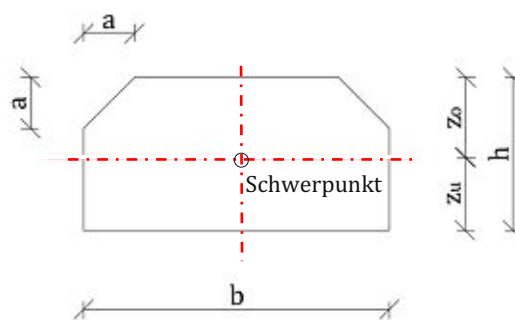


Abb. 4.14: Querschnitt zur Tab. 4.2

#### Polygonaler Querschnitt der Stahlbetonschicht:

Die Stahlbetonschicht soll als Rechteckquerschnitt mit einer Höhe von Verbundfuge bis Oberkante Beton berücksichtigt werden. Andernfalls kann es zu einer Überschätzung der Biegesteifigkeit der Betonschicht kommen, wodurch die Durchbiegung  $w$ , sowie die Schnittgrößen in der



Holzschicht unterschätzt werden und die Ergebnisse somit auf der unsicheren Seite liegen würden.

#### **Verschiebungsmodul $K_s$ der Nägel:**

Dieser kann je Nagel mit einem Verschiebungsmodul von  $K_s = 1,54 \text{ kN/mm}$  berücksichtigt werden (gilt nur für die hier verwendeten Nägel: Beck glattschaftiger Nagel 3,3mm bright).

#### **Verschiebungsmodul $K_s$ der Schubkerven:**

Dieser kann je Schubkerve mit einem Verschiebungsmodul von  $K_s = 586 \text{ kN/mm} \triangleq 4,69 \text{ kN/mm/mm}$  (Die Umrechnung des Verschiebungsmoduls  $K_s$  je mm erfolgt mit einer Schubkervbreite von  $b_n = 125 \text{ mm}$ ) berücksichtigt werden (gilt nur für die hier verwendeten Schubkerven)

Der Autor vermutet, dass dieser extrem hohe Wert des Verschiebungsmoduls  $K_s$  auf die hohe Schubkerventiefe von  $h_n = 4 \text{ cm}$  zurück zu führen ist, denn diese ist deutlich höher als in vorhergehenden Arbeiten. Anzumerken ist jedoch, dass nach dem aktuellen Stand der Forschung kein klarer Zusammenhang zwischen Schubkerventiefe  $h_n$  und Verschiebungsmodul  $K_s$  erkannt wurde [16]. Nach K.Kudla [27] hat die Erhöhung des Verschiebungsmoduls  $K_s$  ab ca.  $K_s \geq 1,5 \text{ kN/mm/mm}$  kaum eine Auswirkung auf die Durchbiegung  $w$ , sowie die Schnittgrößen des Verbundsystems. Die hier vorhandenen Schubkerven liegen deutlich über diesem „Grenzwert“ des Verschiebungsmoduls von  $K_s = 1,5 \text{ kN/mm/mm}$ . Daraus kann geschlossen werden, dass die Schubkerven hier gegenüber Schubkerven mit konstanter Schubkerventiefe  $h_n$  wie sie auch unter CEN/TC 250 N 2330 [1] geregelt werden, zumindest keinen Nachteil haben und dieses Konzept somit auf die hier vorhandenen Schubkerven Anwendung finden kann, da die Ergebnisse auf die sichere Seite hin abweichen.

#### **4.6.2 Bemessung für den Zeitpunkt $t = 0$**

Nun soll das vorgeschlagene Bemessungskonzept zur Berechnung dieses Deckensystems anhand eines konkreten Beispiels vorgestellt werden. Dieses Bemessungskonzept kann durch Adaptierung auch auf beliebige andere HBV-Decken angewendet werden.

Es soll eine Bürotrenndecke mit einer Spannweite von  $L = 6,00 \text{ m}$  bemessen werden. Die Deckenstärke beträgt 20 cm, mit jeweils 10 cm Beton- und Holzschichtstärke. Es kommt die Holzgüte C24 und die Betongüte C30/37 zum Einsatz. Die Holzbalken sind 24 cm breit und weisen je Seite zwei Schubkerven auf. Zwischen allen Holzbalken befinden sich Schubleche, welche alle 3 cm je Seite angenagelt sind (gleiche Anordnung wie bei den Großbauteilversuchen (Versuchsreihe „G“)). Die Abminderung der Biegesteifigkeit  $EI$  der Holzträger infolge Abfasung  $a$  wird mit dem Faktor  $f = 0,88$  gemäß Tab. 4.2 berücksichtigt. Es wird ein 1,00 m breiter Deckenstreifen betrachtet.

#### 4.6.2.1 Ermittlung der Schnittgrößen und Übersicht über die Bemessungsergebnisse

Folgende Lastannahmen werden getroffen:

Eigengewicht der Decke	$g_{k,1} = 2,92 \text{ kN/m}^2/\text{m}$
Fußbodenaufbau	$g_{k,2} = 2,50 \text{ kN/m}^2/\text{m}$
Nutzlast inkl. Zwischenwandzuschlag	$q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2/\text{m}$

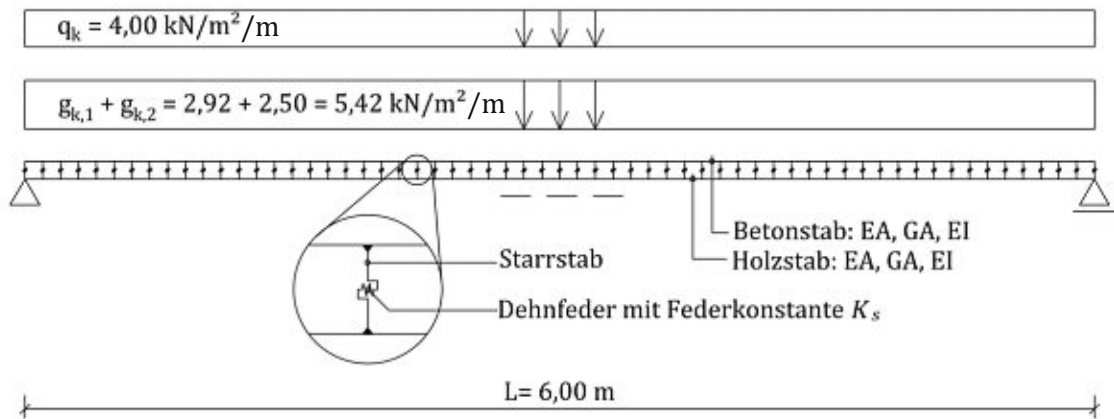


Abb. 4.15: Untersuchtes Deckensystem: 1 m breiter Streifen

Aus Abb. 4.16 ergeben sich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) folgende bemessungsrelevante Schnittgrößen:

Normalkraft in Beton- und Holzschicht:	$N_{Ed} = \mp 351 \text{ kN}$
Biegemoment in Betonschicht:	$M_{Ed} = 20,3 \text{ kNm}$
Biegemoment in Holzschicht:	$M_{Ed} = 4,56 \text{ kNm}$
Schubkräfte in Verbundfuge zur Schubkervenbemessung:	$V_{Ed} = 115 \text{ kN}$

Schubkräfte für die Nagelverbindungen sind nicht relevant, da diese auf Grund ihrer Duktilität immer erst nach dem Versagen der Schubkerven versagen können.

Für das hier untersuchte System ergeben sich nach Kap. 4.6.2.2 bis Kap. 4.6.2.5 die in Tab. 4.3 angeführten Ausnutzungen  $\eta$  für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG).

Tab. 4.3: Übersicht über die Nachweise im GZT und GZG

Nachweis	Ausnutzung $\eta$
Stahlbetonbemessung	96%
Holzbemessung	61%
Schubkervenbemessung	55%
Durchbiegung	92%
Schwingungsnachweise	erfüllt für Kl. I

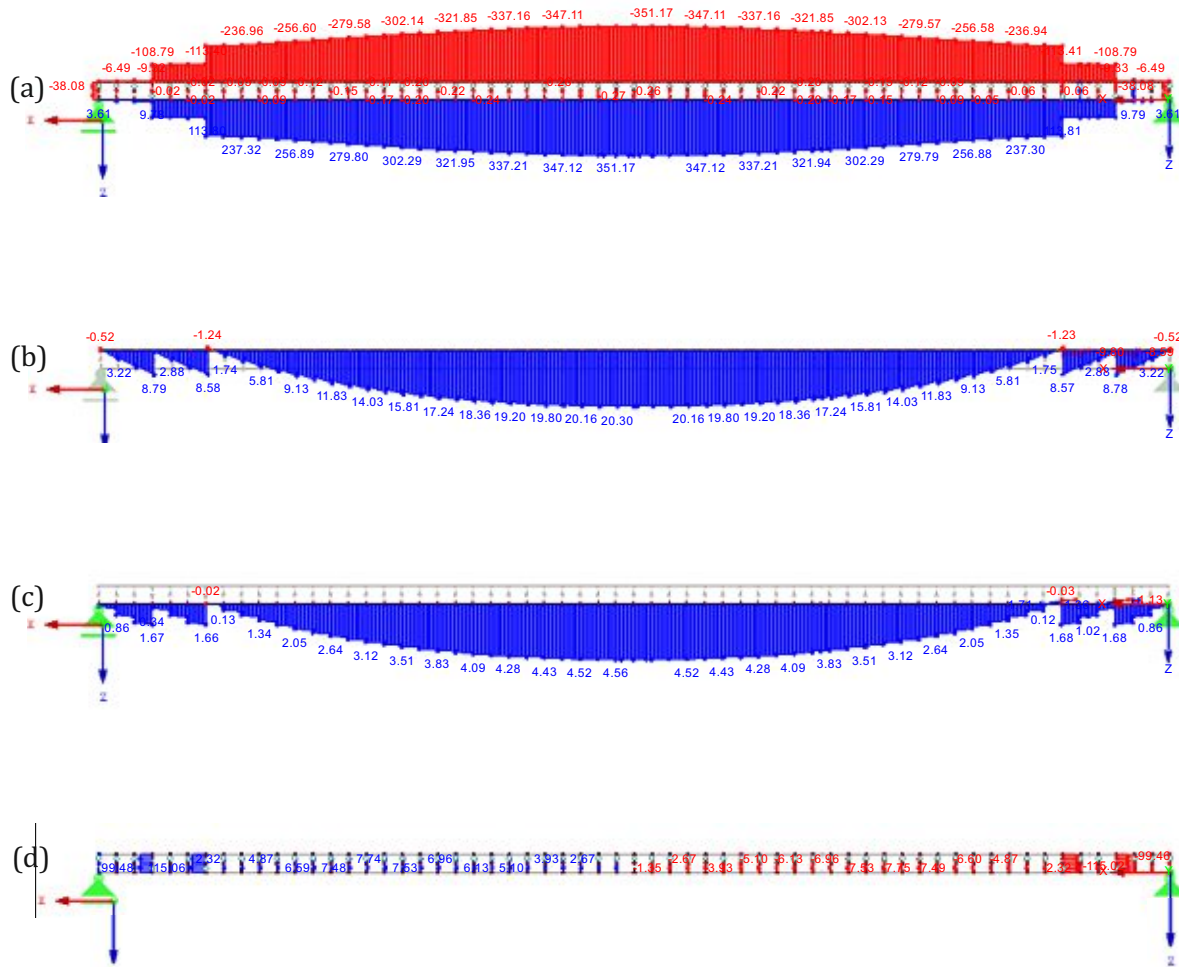


Abb. 4.16: Ermittlung maßgebender Schnittgrößen im GZT

(a) Normalkraft  $N_{Ed}$  in Beton- und Holzschicht(b) Biegemoment  $M_{Ed}$  in Betonschicht(c) Biegemoment  $M_{Ed}$  in Holzschicht(d) Schubkräfte  $V_{Ed}$  in Verbundfuge

#### 4.6.2.2 Stahlbetonbemessung

Die Stahlbetonbemessung wird analog eines Bemessungsbeispiels „Bemessung einfach bewehrter Rechteckquerschnitte bei Biegung mit Längskraft“ nach W. Potucek, u.a. [28] übernommen und im Folgenden angeführt:

Die Berechnung ist tabellenförmig aufgebaut; in der ersten Spalte wird die Variable und die eventuell benötigte Gleichung angeführt, in der zweiten Spalte wird ein (numerisches) Ergebnis angegeben, in der dritten Spalte wird die Einheit angeführt und in der vierten Spalte wird die Variable erläutert bzw. Anmerkungen gemacht.

**Berechnung:**

$\gamma_g =$	1.35	-	Sicherheitsbeiwert ständige Lasten
$\gamma_q =$	1.5	-	Sicherheitsbeiwert veränderliche Lasten
$M_{Ed} = M_g \cdot \gamma_g + M_q \cdot \gamma_q =$	20.3	kNm	Bemessungsmoment im ULS
$N_{Ed} = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q =$	351.17	kN (Druckkraft positiv)	Bemessungswert der Betondruckkraft
$M_{Ed,S1} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot z_{s1} =$	29.08	kNm	Bemessungsmoment unter Berücksichtigung der Normalkraft (welche Exzentrisch zum Bewehrungsschwerpunkt wirkt)
$b =$	100	cm	Trägerbreite
$h_c =$	10	cm	Trägerhöhe
$d_1 =$	2.5	cm	Abstand der Bewehrung zur Unterkante
$z_{s1} = h/2 - d_1 =$	2.5	cm	Abstand zwischen h/2 und Bewehrung
$f_{cd} =$	2	kN/cm <sup>2</sup>	Designwert der Betondruckfestigkeit
$f_{yd} =$	47.8	kN/cm <sup>2</sup>	Designwert der Streckgrenzenfestigkeit des Betonsstahls
$\mu_d = M_{Ed,S1} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) =$	0.26	-	dimensionsloses Bemessungsmoment
$\mu_{d,gr} =$	0.36	-	Grenzwert ab welchem Sprödbuchgefahr besteht
$\mu_{d,gr} > \mu_d ?$	<i>Bedingung erfüllt</i>		Überprüfung auf Sprödbuchgefahr
$\zeta = 0.5 \cdot (1 + (1 - 2.0554 \cdot \mu_d)^{0.5}) =$	0.84		bezogener Hebelarm
$A_{s,erf} = M_{Ed,S1} / (\zeta \cdot d \cdot f_{yd}) - N_{Ed} / f_{yd} =$	2.28	cm <sup>2</sup>	erforderliche Bewehrung
$A_{s,vorh} = A_{s,AQ55} =$	2.38	cm <sup>2</sup> /m	bezogen auf 1.00 m Breite
$\eta = A_{s,erf} / A_{s,vor} =$	96%		Ausnutzung im GZT

->*Nachweis erfüllt!*

Abb. 4.17: Bemessung der Stahlbetonschicht

**4.6.2.3 Holzbemessung**

Die zulässigen Spannungen werden aus der ÖNORM EN 338 [29] entnommen. Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_g, \gamma_q$  für Einwirkungen werden nach ÖNORM EN 1990 [30] gewählt, es wird Schadensfolgeklasse CC2 nach ÖNORM B 1990 [31] angenommen. Als Vereinfachung wird die Lastkombination im GZT als mittel lang wirkend, nach ÖNORM EN 1995-1-1 [3] angenommen, der Modifikationsfaktor  $k_{mod}$  und der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  für das Material werden ebenfalls aus der genannten Norm entnommen.

**Berechnung:**

$\gamma_g =$	1.35	-	Teilsicherheitsbeiwert ständige Lasten
$\gamma_q =$	1.5	-	Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Lasten
$M_{Ed} = M_g \cdot \gamma_g + M_q \cdot \gamma_q =$	4.56	kNm	Bemessungsmoment im ULS
$N_{Ed} = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q =$	351.17	kN (Zugkraft positiv)	
$\gamma_{M,H} =$	1.3	-	Materialsicherheitsbeiwert Holz
$k_{mod} =$	0.8	-	Modifikationsfaktor zur Lasteinwirkungsdauer
$k_{mod} / \gamma_M =$	0.62	-	
$f_{m,k} =$	24	N/mm <sup>2</sup>	zulässige char. Spannung aus Momenten
$f_{t,0,k} =$	14	N/mm <sup>2</sup>	zulässige char. Spannung aus Zugkräften in Faserrichtung
$A_H =$	99 195	mm <sup>2</sup>	Fläche der Holzschicht
$I =$	7 313	cm <sup>4</sup>	Trägheitsmoment der Holzschicht
$z_u =$	4.74	cm	Abstand der Schwerlinie zur Unterkante
$\sigma_{n,H} = N_{Ed} / A_H =$	3.54	N/mm <sup>2</sup>	Spannung infolge Zugkräften im Holz
$\eta_1 = \sigma_{n,H} / ( f_{t,0,k} \cdot k_{mod} / \gamma_M )$	41%		Teilausnutzung infolge Zugkraft
$\sigma_{m,H} = \pm M_H / I_H \cdot z_H =$	+2.95	N/mm <sup>2</sup>	Spannung infolge Momenten im Holz unten
$\eta_2 = \sigma_{m,H} / ( f_{m,k} \cdot k_{mod} / \gamma_M )$	20%		Teilausnutzung infolge Moment
<b>Ausnutzung = <math>\eta_1 + \eta_2 =</math></b>	<b>61%</b>		<b>Ausnutzung infolge d. Längsspannungen im Holz unten</b>
			<b>-&gt;Nachweis erfüllt!</b>

Abb. 4.18: Bemessung der Holzschicht

**4.6.2.4 Schubkervbemessung**

Die Schubkervbemessung erfolgt nach CEN/TC 250 N 2330 [1]. Dieses Dokument befindet sich noch in der Entwurfsphase, es ist deswegen mit Vorsicht zu behandeln. Die Versuche und die anschließende statistische Auswertung haben jedoch gezeigt, dass die Versagenslast deutlich höher sind als die mit diesem Dokument berechneten zulässigen Lasten, wodurch dieses Konzept zur Bemessung der Schubkerven herangezogen werden kann. Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_i$  für Einwirkungen werden nach ÖNORM EN 1990 [30] gewählt, es wird Schadensfolgeklasse CC2 nach ÖNORM B 1990 [31] angenommen.

**Kraftangabe:**

$F_{v,Ed} = V_{Ed} \cdot b =$	27.6144	kN	Abscherkraft für eine Schubkerven
$\gamma_g =$	1.35	-	Sicherheitsfaktor ständige Lasten
$\gamma_q =$	1.5	-	Sicherheitsfaktor veränderliche Lasten
$\gamma_{\text{Beton}} =$	1.5	-	Sicherheitsfaktor Beton
$\gamma_{\text{Holz}} / k_{\text{mod}} =$	0.62	-	Sicherheitsfaktor Holz (mittlere Lasteinwirkungsdauer)

**Geometrieangabe:**

$h_n =$	40	mm	Schubkerventiefe
$l_n =$	170	mm	Schubkervlänge
$l_s =$	300	mm	Abstand zwischen zwei Kerven
$l_v =$	300	mm	Vorholzlänge
$b_n =$	125	mm	Schubkervbreite
$A_n = l_n \cdot b_n$	37500	mm <sup>2</sup>	Schubkervfläche
$f_{c,k} =$	30	N/mm <sup>2</sup>	charakteristische Zylinderbetondruckfestigkeit Beton
$k_{cr} =$	0.67	-	Risefaktor nach EN1995-1-1 0,67 für Vollholz und BSH
$h_c =$	100	mm	Höhe des Betons ohne Schubkerventiefe
$f_{v,k} =$	4	N/mm <sup>2</sup>	Aufnehmbare Schubspannung des Holzes
$f_{c,0,k} =$	26	N/mm <sup>2</sup>	Aufnehmbare Druckspannung des Holzes in Faserrichtung
$f_{v,d} =$	2.46	N/mm <sup>2</sup>	zulässige design Schubspannung Holz
$f_{c,0,d} =$	16	N/mm <sup>2</sup>	zulässige design Holzdruckspannung parallel zur Faser

**Bemessung:**

$$\eta = F_{v,Ed}/F_{Rd} = 55\% \quad \text{Nachweis im GZT}$$

->Nachweis erfüllt!

$F_{Rd} = \min:$	50	kN	Aufnehmbare Kraft je Schubkerve
$\{f_{v,c,d} \cdot b_n \cdot l_n =$	50	kN	Abscheren des Betons
$f_{c,d} \cdot b_n \cdot h_n =$	100	kN	Druckversagen des Betons
$k_{cr} \cdot f_{v,t,d} \cdot b_n \cdot l_{\min} =$	66	kN	Abscheren des Holzes
$f_{c,0,d} \cdot b_n \cdot h_n \} =$	80	kN	Druckversagen des Holzes

$$l_{\min} = 8 h_n = 320 \text{ mm}$$

$$f_{v,c,d} = v \cdot f_{c,d} / (\cot\theta + \tan\theta) = 2.35 \text{ N/mm}^2$$

$$v = 0.6(1 - f_{c,k}/250) = 0.53 \text{ -}$$

$$\theta = \max: 13.24 \text{ }^\circ$$

$$\{\arctan(0.5(h_c+h_n)/(l_n+l_s)) = 8.47 \text{ }^\circ$$

$$\arctan(h_n/l_n) = 13.24 \text{ }^\circ$$

Abb. 4.19: Bemessung der Schubkerven



#### 4.6.2.5 Verformungs- und Schwingungsnachweis im GZG

Die zulässige Verformung wird nach ÖNORM B 1990 [31] mit  $L/300$  für Decken gewählt. Die Einordnung in die Deckenklasse bezüglich Schwingung erfolgt nach ÖNORM B 1995-1-1 [10]. Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis wird für den Zeitpunkt  $t = 0$  geführt. Da derzeit ungenügend Erfahrungswerte zum Tragverhalten zum Zeitpunkt  $t = \infty$  vorhanden sind, kann gemäß einer persönlichen Mitteilung von Associate Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Alireza Fadaei der technischen Universität Wien [32] die Durchbiegung  $w$  zum Zeitpunkt  $t = 0$  auf  $w < L/400$  begrenzt werden, wodurch auch alle Nachweise zum Zeitpunkt  $t = \infty$  erfüllt sind, da dieser Ansatz auf der sicheren Seite liegt. Diese Vereinfachung wird für die Erstellung der Vorbemessungstabellen angewendet.

#### Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$

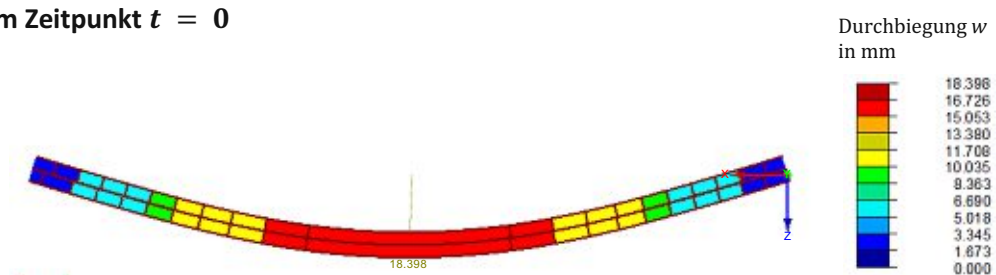


Abb. 4.20: Durchbiegung  $w$  zum Zeitpunkt  $t = 0$  im GZG

$$w = 18.398 \text{ mm} \quad \text{Durchbiegung im GZG (Zeitpunkt } t = 0 \text{)}$$

entspricht:  $L/326 \rightarrow$  Nachweis erfüllt!

Abb. 4.21: Nachweis der Durchbiegung  $w$  zum Zeitpunkt  $t = 0$  im GZG

#### Schwingungsnachweise nach ÖNORM B 1995-1-1 [10]:

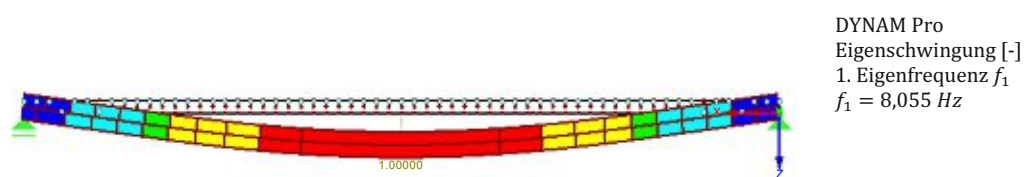


Abb. 4.22: Ermittlung der 1. Eigenfrequenz  $f_1$  unter Vernachlässigung von Estrichsteifigkeit für einen 1 m breiten Deckenstreifen

Aus Abb. 4.22 ergibt sich die 1. Eigenfrequenz zu  $f_1 > 8 \text{ Hz}$  und die Anfangsdurchbiegung  $w_{stat}$  ergibt sich aus Abb. 4.23 zu  $w_{stat} < 0,25 \text{ mm}$ . Somit kann die Decke in Deckenklasse I eingeordnet werden. Falls  $4,5 \text{ Hz} < f_1 < 8 \text{ Hz}$  und  $w_{stat} < 0,25 \text{ mm}$  ist, ist zusätzlich der Nachweis der Schwingbeschleunigung zu führen, wenn dieser gelingt, kann das Deckensystem auch in Deckenklasse I eingeordnet werden. Zum besseren Verständnis ist dieses Nachweiskonzept, sowie die Grenzwerte für die Schwingungsnachweise, in Tab. 4.4 angeführt.

Tab. 4.4: Grenzwerte für die Bestimmung der Deckenklasse nach ÖNORM B 1995-1-1 [10]

	Deckenklasse I	Deckenklasse II	Deckenklasse III
Grenzwert für das Frequenzkriterium	$f_1 \geq f_{gr} = 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq f_{gr} = 6 \text{ Hz}$	---
Grenzwert für das Steifigkeitskriterium	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,25 \text{ mm}$	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,50 \text{ mm}$	---
- - - ODER - - -			
Grenzwert für das Frequenzkriterium	$4,5 \text{ Hz} < f_1 < 8 \text{ Hz}$	$4,5 \text{ Hz} < f_1 < 6 \text{ Hz}$	---
Grenzwert für das Steifigkeitskriterium	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,25 \text{ mm}$	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,50 \text{ mm}$	---
Grenzwert für die Schwingbeschleunigung (Effektivwert)	$a_{rms} \leq a_{gr} = 0,05 \text{ m/s}^2$	$a_{rms} \leq a_{gr} = 0,10 \text{ m/s}^2$	---

**Frequenzkriterium:**

$$f_1 = 8.055 \text{ Hz}$$

1. Eigenfrequenz  $f_1$  ermittelt mit DYNAM Pro**Steifigkeiten:**

$$EI_b = h_c^3 / 12 \cdot E_{cm} = 2\,750\,000 \text{ Nm}^2/\text{m}$$

Biegesteifigkeit der Decke in Querrichtung

$$EI_l = (f_1 \cdot 2L^2 / \pi)^2 \cdot m = 18\,828\,972 \text{ Nm}^2/\text{m}$$

Biegesteifigkeit der Decke in Deckenspannungsrichtung

$$m = (g_{k,1} + g_{k,2}) / g = 552 \text{ kg/m}^2$$

Flächenmasse

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

Erdbeschleunigung

**Steifigkeitskriterium:**

$$F_{stat} = 1000 \text{ N}$$

statische Einzellast in Feldmitte

$$w_{stat} = F_{stat} \cdot L^3 / (48 EI \cdot b_F) = 0.07 \text{ mm}$$

größte vertikale Anfangsdurchbiegung infolge einer vertikal wirkenden statischen Einzellast

$$b_F = L / 1.1 \cdot (EI_b / EI_l)^{0.25} = 3.37 \text{ m}$$

mitwirkende Breite

**Schwingbeschleunigung (informativ):**

$$a_{rms} = 0.4 \cdot \alpha \cdot F_0 / (2 \cdot \zeta \cdot M^*) = 0.03 \text{ m/s}^2$$

Effektivwert der Schwingbeschleunigung

$$\zeta = 0.03 \text{ -}$$

modaler Dämpfungsgrad (Lehr'sches Dämpfungsmaß)

$$M^* = m \cdot L/2 \cdot b_F = 5\,589 \text{ kg}$$

modale Masse, in kg

$$F_0 = 700 \text{ N}$$

Gewichtskraft einer auf der betrachteten Decke gehenden Person (in der Regel:  $F_0 = 700 \text{ N}$ ), in N

$$\alpha = e^{-0.4 \cdot f_1} = 0.0399 \text{ -}$$

Fourierkoeffizient in Abhängigkeit von der 1. Eigenfrequenz  $f_1$ 

Abb. 4.23: Schwingungsnachweis

#### 4.7 Zusammenführung von experimentellen und numerischen Untersuchungen im Rahmen der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“)

Nun sollen die Ergebnisse der Versuchsdurchführungen an den Großprobekörpern (Versuchsreihe „G“) mit den erarbeiteten Bemessungskonzept nach Kap. 4.6 sowie dem Simulationsmodell nach Kap. 4.5 verglichen werden. Dadurch soll ersichtlich werden ob die in diesen Kapiteln vorgestellten Konzepte ausreichende genaue Ergebnisse liefern, um eine Bemessung des Deckensystems danach durchführen zu können und Durchbiegungen  $w$  ausreichend genau berechnet werden können. Die Berechnungen liefern Durchbiegungen  $w$  in Feldmitte und das Bemessungskonzept nach Kap. 4.6 liefert ein zulässiges Lastniveau für den GZT und GZG.

In Tab. 4.5 werden die Berechnungsparameter für die Nachrechnung der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) angeführt. „BG1.1“ bezeichnet dabei „Berechnung Großbauteilversuch 1, Berechnungsvariante 1“. Wobei „BGx.1“ jeweils die Berechnung nach dem Simulationsmodell nach Kap. 4.5 und „BGx.2“ jeweils die Berechnung nach dem Bemessungskonzept Kap. 4.6 bezeichnet.

Tab. 4.5: Steifigkeitsparameter zu den Berechnungen der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“)

Nr.	Berücksichtigung Zustand II nach Kap. 4.5.1	Berücksichtigung Schubsteifigkeit Kerven	Berücksichtigung Schubsteifigkeit vernagelte Schubleche	E-Modul Holz in N/mm <sup>2</sup>	E-Modul Beton in N/mm <sup>2</sup>
BG1.1	ja	Diagramm Abb. 4.11	Diagramm Abb. 4.11	13 684	33 000
BG1.2	nein	$K_s = 586 \frac{kN}{mm}$ je Kerbe	$K_s = 1,54 \frac{kN}{mm}$ je Nagel		
BG2.1	ja	Diagramm Abb. 4.11	Diagramm Abb. 4.11	16 039	
BG2.2	nein	$K_s = 586 \frac{kN}{mm}$ je Kerbe	$K_s = 1,54 \frac{kN}{mm}$ je Nagel		
BG3.1	ja	Diagramm Abb. 4.11	Diagramm Abb. 4.11	15 271	
BG3.2	nein	$K_s = 586 \frac{kN}{mm}$ je Kerbe	$K_s = 1,54 \frac{kN}{mm}$ je Nagel		

In Abb. 4.24 bis Abb. 4.26 werden die Versuchsergebnisse der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) mit den Berechnungsergebnissen nach Bemessungskonzept (Kap. 4.6) sowie dem Simulationsmodell (Kap. 4.5) dargestellt. Nach dem Bemessungskonzept aus Kap. 4.6 ist der GZT gegenüber dem GZG maßgebend. Daraus ergibt sich ein zulässiges charakteristisches (char.) Lastniveau, welches in den Abb. 4.24 bis Abb. 4.26 eingetragen ist. Bis zu diesem char. Lastniveau stimmen die Berechnungen „BG1.1“ bis „BG2.2“ für die Versuchsreihe „G1“ und „G2“ für die Durchbiegungen  $w$  auf 0,5 mm genau überein, bei Versuchsreihe „G3“ wird die Durchbiegung  $w$  um 1,9 mm unterschätzt. In einem höheren Lastbereich überschätzt das Berechnungs- und Simulationsmodell die Versuchsdurchführungen.

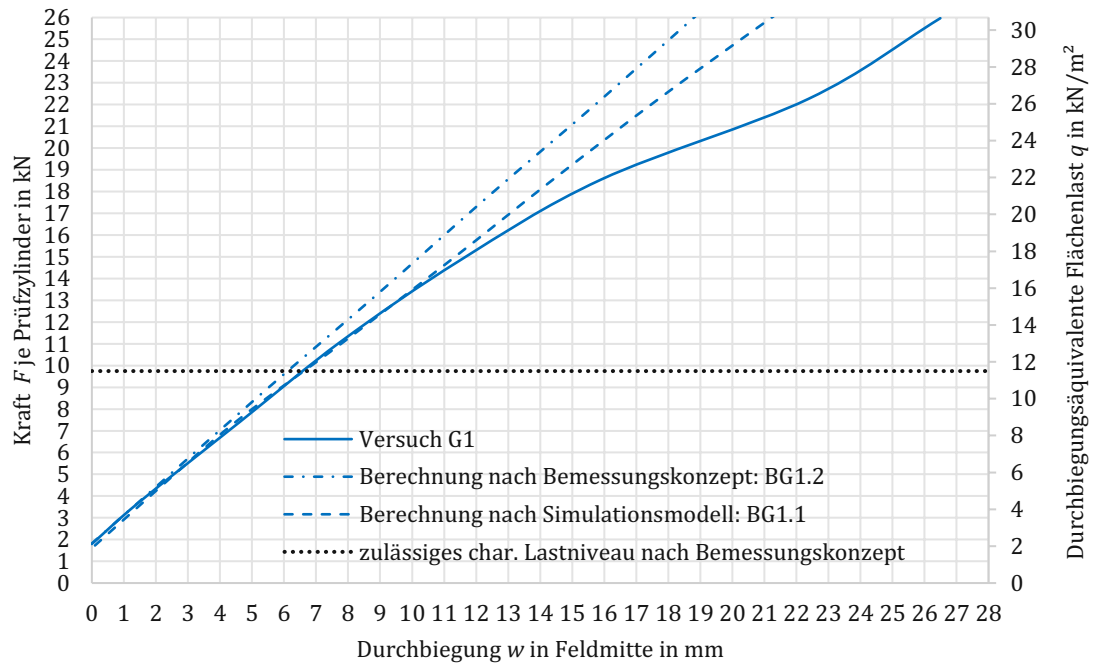


Abb. 4.24: Vergleich Simulationsergebnis zu Ergebnissen des Großbauteilversuch „G1“

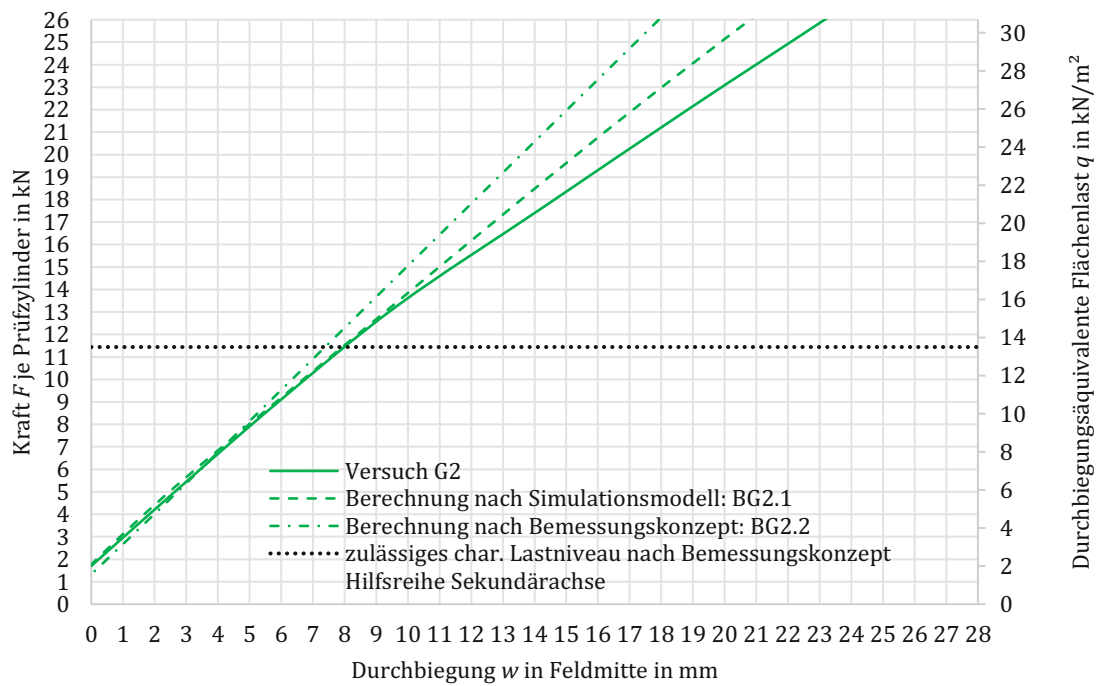


Abb. 4.25: Vergleich Simulationsergebnis zu Ergebnissen des Großbauteilversuch „G2“

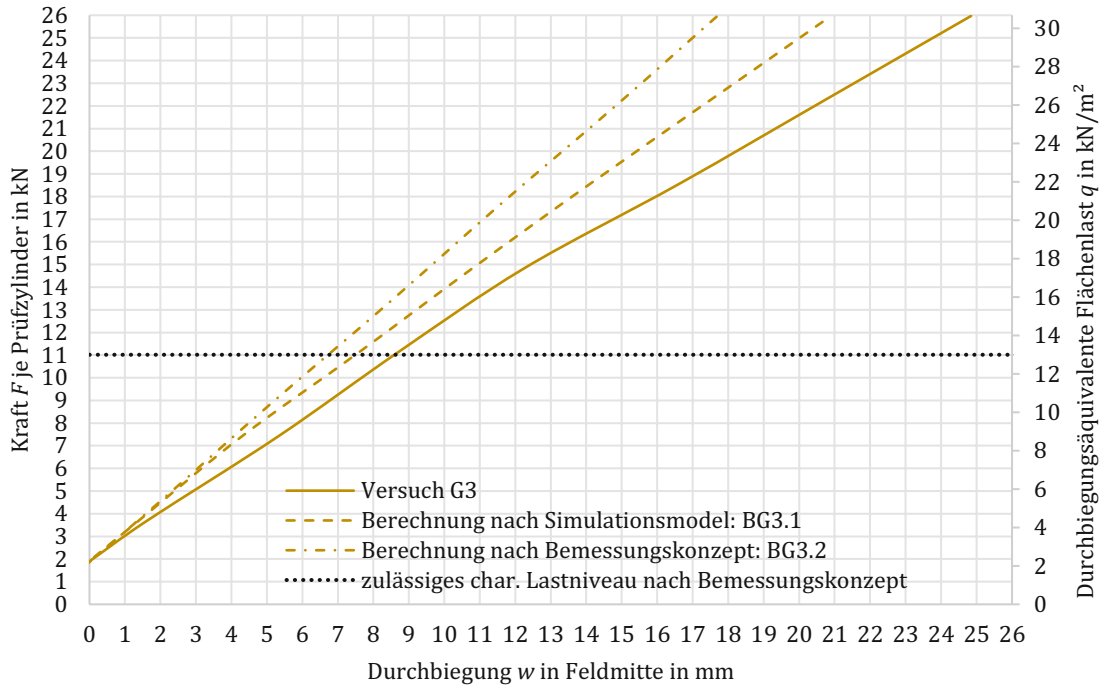


Abb. 4.26: Vergleich Simulationsergebnis zu Ergebnissen des Großbauteilversuch „G3“

In Abb. 4.27 wird das zulässige Lastniveau nach dem Bemessungskonzept aus Kap. 4.6 dargestellt und mit den Lastniveaus verglichen bei denen in den Großbauteilversuchen (Versuchsreihe „G“) ein tatsächliches Versagen aufgetreten ist. Diese Teilversagen werden mit „ $B_{Gx}$ “ bis „ $D_{Gx}$ “ bezeichnet, sie wurden in Kap. 3.4.2 erläutert. Jene durchbiegungsäquivalente Flächenlast  $q$  die über dem zulässigen Lastniveau liegt wird als „Traglastreserve“ bezeichnet.

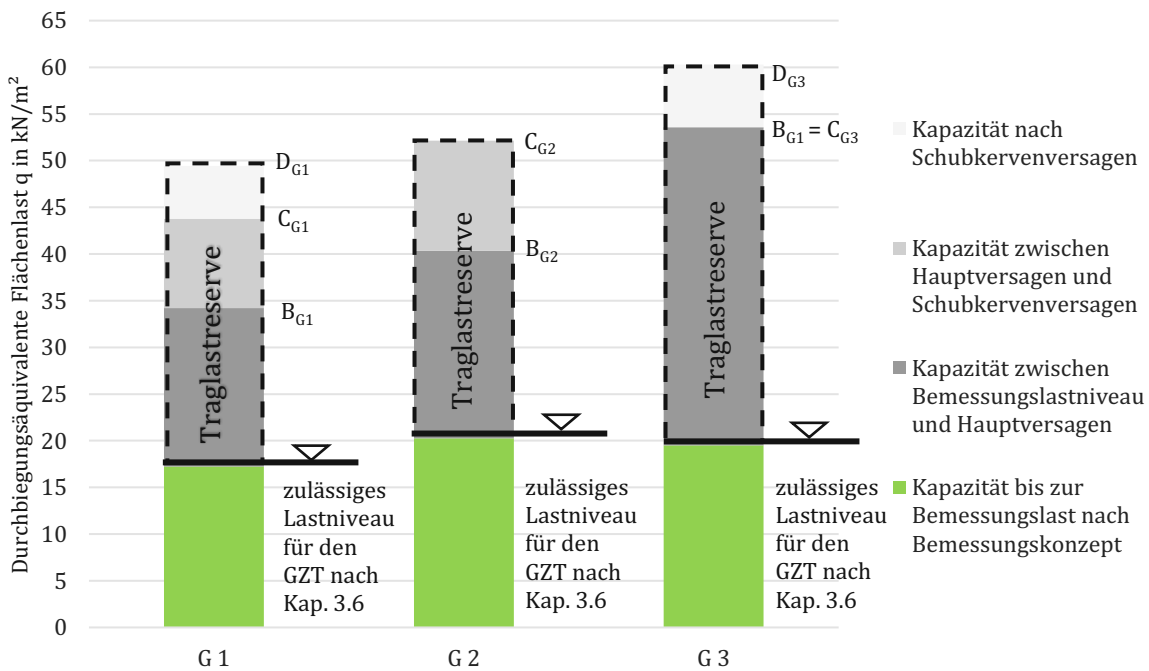


Abb. 4.27: Darstellung der tatsächlichen Traglastreserven der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) bei Bemessung nach Bemessungskonzept

## 5 Zusammenfassung

### 5.1 Vorbemessungstabellen

Ausgehend von den Erkenntnissen der vorausgehenden Kapitel wurde ein Bemessungskonzept (Kap. 4.6) entwickelt. Mit diesem Bemessungskonzept wurden anschließend etliche HBV-Decken durchgerechnet, um Vorbemessungstabellen zu erstellen. Die Ergebnisse werden in Tab. 5.1 und Tab. 5.2 angeführt. Die Systeme wurden als Einfeldträger mit durchgehenden Streckenlasten für ständige  $g_{k,i}$  und veränderliche  $q_k$  Einwirkungen berechnet. Erklärung siehe nächste Seite.

Tab. 5.1: Vorbemessungstabelle für den Zeitpunkt  $t = 0$ . Durchbiegungsbegrenzung:  $w < \frac{L}{300}$

ständige Auflast* $g_{k,2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Nutzlast $q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Spannweite $L$ Einfeldträger						
		4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m	10.00 m
1.5	3	8+8	8+8	10+10	12+12	13+15	14+16	16+18
	4	8+8	8+8	10+10	12+12	13+15	14+16	16+18
	5	8+8	10+10	10+10	12+12	13+15	16+18	19+21
2.5	3	8+8	8+8	10+10	12+12	13+15	14+16	16+18
	4	8+8	10+10	10+10	12+12	13+15	16+18	19+21
	5	8+8	10+10	12+12	13+15	14+16	16+18	19+21
1. Eigenfrequenz		> 8 Hz	> 8 Hz	> 8 Hz	$\frac{7.12 \text{ Hz}}{> 8 \text{ Hz}}$	$\frac{6.50 \text{ Hz}}{6.91 \text{ Hz}}$	$\frac{5.50 \text{ Hz}}{6.23 \text{ Hz}}$	$\frac{5.07 \text{ Hz}}{5.88 \text{ Hz}}$

Schwingungsnachweis nach ÖNORM B 1995-1-1 [10] für Deckenklasse I erfüllt

\*Zusätzlich zum Eigengewicht  $g_{k,1}$  des Deckensystems (das Eigengewicht  $g_{k,1}$  ist bereits inkludiert).

Tab. 5.2: Vorbemessungstabelle für den Zeitpunkt  $t = 0$ . Durchbiegungsbegrenzung:  $w < \frac{L}{400}$

ständige Auflast* $g_{k,2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Nutzlast $q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Spannweite $L$ Einfeldträger						
		4.50 m	5.00 m	5.50 m	6.00 m	6.50 m	7.00 m	7.50 m
1.5	3	8+8	10+10	10+10	10+10	12+12	12+12	13+15
	4	8+8	10+10	10+10	12+12	12+12	13+15	13+15
	5	8+8	10+10	10+10	12+12	12+12	13+15	13+15
2.5	3	8+8	10+10	10+10	12+12	12+12	13+15	13+15
	4	8+8	10+10	10+10	12+12	12+12	13+15	13+15
	5	10+10	10+10	12+12	12+12	13+15	13+15	14+16
1. Eigenfrequenz		> 8 Hz	> 8 Hz	> 8 Hz	> 8 Hz	> 8 Hz	> 8 Hz	$\frac{7.37 \text{ Hz}}{> 8 \text{ Hz}}$

Schwingungsnachweis nach ÖNORM B 1995-1-1 [10] für Deckenklasse I erfüllt

\*Zusätzlich zum Eigengewicht  $g_{k,1}$  des Deckensystems (das Eigengewicht  $g_{k,1}$  ist bereits inkludiert).



**Beispiel 13+15 aus Tab. 5.1:**

Die erste Zahl (13) steht für die Höhe der Betonschicht bis zur Verbundfuge in cm, die zweite Zahl (15) steht für die Höhe der Holzschicht in cm. Das System hat also eine Gesamthöhe von  $13 \text{ cm} + 15 \text{ cm} = 28 \text{ cm}$ .

Bei 8 m Spannweite beträgt die 1. Eigenfrequenz  $f_1 = 6,50 \text{ Hz}$  (Estrichsteifigkeit und Quertragwirkung wurden nicht berücksichtigt, diese würden die Frequenz erhöhen). Die 6,91 Hz werden durch die nächst höhere Deckenstufe (14+16) in dieser Spalte erzielt.

**Annahmen für die Bemessung:**

Bewehrung:	AQ 55 Bewehrungsmatten, $f_{yd} = 478 \text{ N/mm}^2$
Betongüte:	C30/37 B2 GK 16 F45 RRS
Holzgüte:	C24
Nägel:	Beck glattschaftiger Nagel 3,3mm bright [18]; gleiche wie aus den Versuchen aus Kap. 3, in gleicher Anordnung ( $277,77 \text{ Stk/m}^2$ )
Schubkerven:	gleiche Geometrie wie in den Versuchen aus Kap. 3, zwei Schubkerven je Trägerseite, 4,167 Träger je Meter Deckenbreite, siehe Abb. 3.21

**Nachweise für den Zeitpunkt  $t = \infty$ :**

Da derzeit ungenügend Erfahrungswerte für das Tragverhalten zum Zeitpunkt  $t = \infty$  vorliegen, kann die Kurzzeitdurchbiegung zum Zeitpunkt  $t = 0$  auf  $w < L/400$  begrenzt werden, somit sind gemäß einer persönlichen Mitteilung von Associate Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Alireza Fadaei der technischen Universität Wien auch alle Nachweise zum Zeitpunkt  $t = \infty$  erfüllt, da dieser Ansatz auf der sicheren Seite liegt [32]. Somit kann gemäß dem aktuellen Wissensstand die Tab. 5.2 für die Vorbemessung herangezogen werden und sobald fundiertere Erkenntnisse zum Langzeitverhalten vorliegen, kann dieses zukünftige Wissen in Kombination mit der Tab. 5.1 für eine Vorbemessung angewendet werden.

**Weitere Anmerkungen zu den Bemessungstabellen:**

Die in diesem Kapitel angeführte Tab. 5.1 sowie Tab. 5.2 basieren auf dem Berechnungskonzept aus Kap. 4.6.

Die Vorbemessungstabellen dürfen nur von sachkundigen Personen angewendet werden.

Die statische Überprüfung des Gesamtsystems ist im Einzelfall vom Projektstatiker durchzuführen.

### Einordnung der Ergebnisse aus den Vorbemessungstabellen:

Für die in dieser Arbeit untersuchte HBV-Decke ergeben sich Deckenstärken  $h$  von 3,6 bis 4,0% der Spannweite  $L$  bei einer Durchbiegungsbegrenzung von  $w < L/400$ . Ein Vergleich mit Kapitel Kap. 2.1.5 zeigt, dass bis zu einer Spannweite von  $L < 7,50 \text{ m}$  die hier vorgestellte HBV-Decke mit in etwa gleich hohen Querschnitten ausgeführt werden kann wie die von der Firma KLH vertrieben HBV-Decke. Ab einer Spannweite von  $L > 7,5 \text{ m}$  ist die HBV-Decke der Firma KLH mit geringeren Querschnitten ausführbar.

Der Autor vermutet, dass dies darauf zurück zu führen ist, dass bei der HBV-Decke der Firma KLH der prozentuelle Anteil der Betonquerschnittsfläche bezogen auf die Gesamtquerschnittsfläche deutlich geringer ist als bei dem hier vorgestellten System, wodurch Eigengewicht eingespart werden kann. Zudem wird vermutet, dass aufgrund der durchgehenden Schubkerven und der höheren Anzahl an Schubkerven bei der HBV-Decke der Firma KLH ein höherer Schubverbund hergestellt werden kann als bei dem hier vorgestellten System. Weiterhin wird ein Beton mit einer deutlich höheren Festigkeit von C50/60 (gegenüber C30/37) eingesetzt.

Der Vergleich mit herkömmlichen Stahlbetondecken (siehe Kapitel 2.1.5) zeigt, dass die hier vorgestellte HBV-Decke bei Spannweiten ab  $L > 5,50 \text{ m}$  mit gleich starken bzw. sogar schlankeren Querschnitten ausgeführt werden kann.

## 5.2 Zusammenfassung der Forschungsergebnisse

Der Verschiebungsmodul  $K_s$  der Schubkerven ergibt sich aus den Kleinbauteilversuchen (Kap. 3.3.3) der Versuchsreihe „K“ zu  $K_s = 586 \text{ kN/mm} \cong 4,69 \text{ kN/mm/mm}$  (Die Umrechnung des Verschiebungsmoduls  $K_s$  je mm erfolgt mit einer Schubkervenbreite von  $b_n = 125 \text{ mm}$ ) und der 5%-Quantil-Wert  $F_{R,k}$  der maximal aufnehmbaren Kraft  $F_{max}$  beträgt  $F_{R,k} = 89,68 \text{ kN}$  je Schubkerve. Diese Werte liegen über den Werten nach CEN/TC 250 N 2330 [1]. Das bedeutet, dass dieses Konzept zum Bemessen der Schubkerven herangezogen werden kann, da die Ergebnisse auf die sichere Seite hin abweichen.

Auch für die vernagelten Schubleche konnten aus den Versuchen (Kap. 3.3.2) höhere Verschiebungsmoduln  $K_s$  von  $K_s = 1,54 \text{ kN/mm}$  ermittelt werden als ÖNORM EN 1995-1-1 [3] (Kap. 4.2) angibt. Die charakteristisch aufnehmbare Kraft mit  $F_{R,k} = 1,75 \text{ kN}$  je Nagel, gemäß Kap. 3.3.2 ist eher von geringer Bedeutung, da diese erst bei einer Relativverschiebung  $\Delta u$  zwischen Holz und Beton auftreten kann, bei der die Schubkerven schon versagt sind.

Bei den Großbauteilversuchen (Versuchsreihe „G“) war zum einen die Reihenfolge der auftretenden Versagensmechanismen relevant, da deren Interpretation auf die Resilienz des Systems schließen lässt. Zum anderen sollten durch die Versuchsergebnisse die Berechnungsmodelle validiert werden.

Ein Schubkervenversagen als erstes Teilversagen soll vermieden werden, da dieses ohne offensichtliche Vorankündigung auftritt. Dafür wird in Abb. 5.1 das Kraft-Verschiebungsdiagramm der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) gezeigt. In diesem gibt es Sprünge, die mit „A<sub>Gi</sub>“ bis „D<sub>Gi</sub>“ bezeichnet sind. Schon in einem relativ geringen Kraftbereich von  $F \approx 6 \text{ kN}$  kommt es zum Reißen des Betons, im Diagramm ist dieser Bereich mit einem „A<sub>G1,G2,G3</sub>“ markiert. Dieses Teilversagen mindert zwar die effektive Biegesteifigkeit ab, ist aber im Sinne einer Stahlbetonbemessung zulässig und „darf“ sozusagen auftreten. Das „Hauptversagen“ ist mit den Punkten „B<sub>Gi</sub>“ anzugeben, hier kommt es zum Reißen einzelner Holzfasern. Obwohl nun schon ein maßgebendes Versagen eingetreten ist, ist weiterhin eine Laststeigerung möglich. Zwischen den Punkten „B<sub>Gi</sub>“ und den Punkten „C<sub>Gi</sub>“ kommt es zum Plastifizieren des Betons, Bewehrungsstäbe versagen und weitere Holzfasern reißen. Bei den Punkten „C<sub>Gi</sub>“ kommt es zum Versagen der Schubkerven, danach ist bei Probekörper „G1“ und Probekörper „G3“ noch eine geringe Laststeigerung bis zum Punkt „D<sub>Gi</sub>“ möglich. Somit versagen die Schubkerven nicht als erstes Element und die „Resilienz-Bedingung“ ist somit erfüllt.

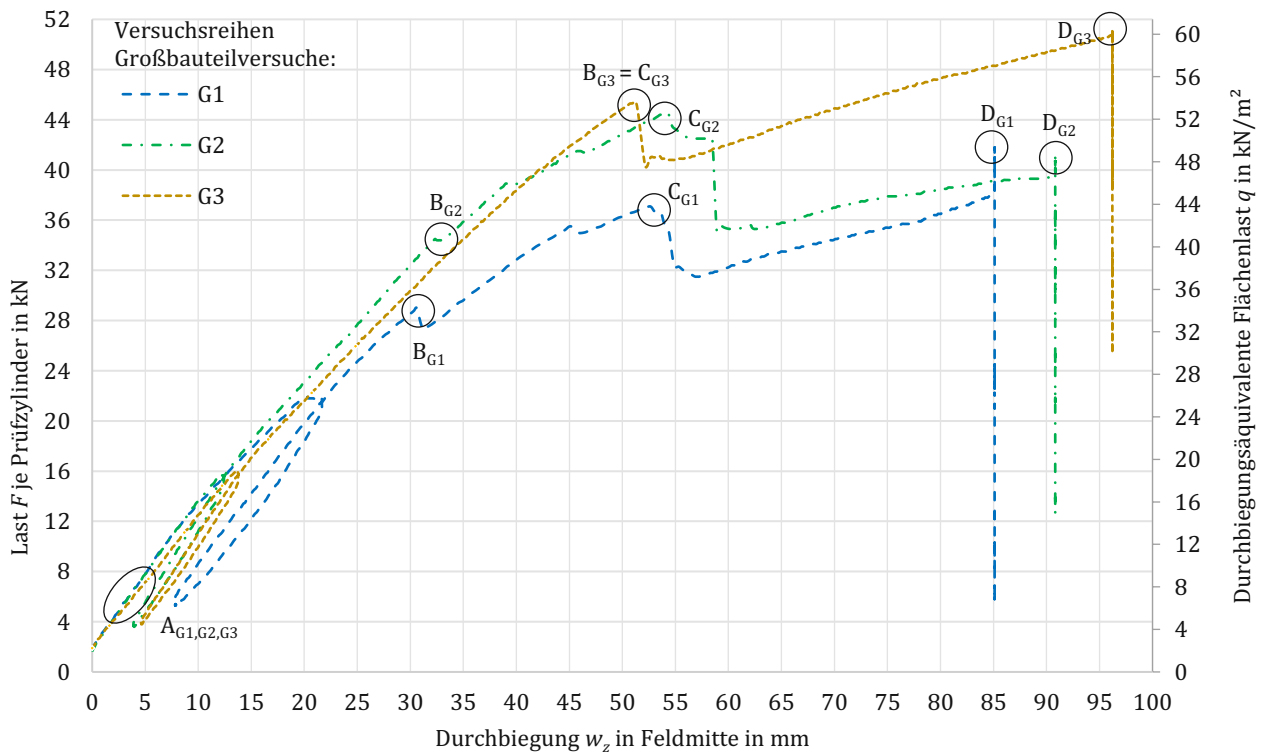


Abb. 5.1: Verschiebungsdiagramme der Großbauteilversuche (Versuchsreihe "G")

Als erstes relevantes Teilversagen ist das Reißen einzelner Holzfasern zu nennen, dieses ist mit „B<sub>Gi</sub>“ markiert. Der Versagensablauf spiegelt sich – mit Ausnahme, dass die Stahlbetonträgfähigkeit unterschätzt wird – im Bemessungskonzept nach Kap. 4.6 wider:

In Abb. 5.2 wird das Stabwerksmodell gezeigt, welches für das Bemessungskonzept aus Kap. 4.6 herangezogen wurde. In dieses können die genannten Verschiebungsmodul  $K_s$  der

Schubkernen und vernagelten Schubleche als Federkonstante  $K_s$  einer Dehnfeder auf Höhe der Verbundfuge als Kopplung zweier Starrstäbe, wie in Abb. 5.2 gezeigt, eingearbeitet werden. Mit Hilfe dieses Modells können Schnittgrößen berechnet werden, mit welchen anschließend eine Bemessung der Stahlbeton- und Holzschicht sowie den Schubkernen erfolgen kann.

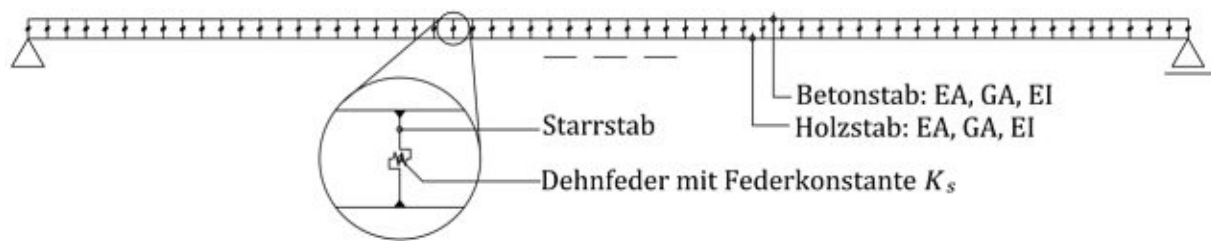


Abb. 5.2: Stabwerksmodell auf dem das Bemessungskonzept aus Kap. 4.6 basiert

Wie bereits erwähnt unterschätzt das Bemessungsmodell die Tragfähigkeit der Stahlbetonschicht, da in diesem Berechnungskonzept stets von gleich bleibender Biegesteifigkeit ausgegangen wird und somit der Stahlbeton die Schnittgrößen „anzieht“. Um auf der sicheren Seite zu liegen, wird empfohlen, eine Zulagebewehrung einzubauen, damit die Ausnutzung  $\eta$  in etwa gleich hoch der Ausnutzung  $\eta$  des Holzes, gemäß Bemessungskonzept Kap. 4.6, wird (die erforderliche Bewehrung kann nach Kap. 4.6.2.2 berechnet werden). Dadurch kann eine wirtschaftlichere Dimensionierung möglich werden, da der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) gegenüber dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) maßgebend wird. Ein ähnlicher Effekt wird erzielt indem eine stärkere Vernagelung der Schubleche vorgesehen wird.

Da dieses Modell eine Vereinfachung der Realität darstellt, wurde auch ein aufwendigeres numerisches Simulationsmodell (Kap. 4.5) erstellt, bei dem sowohl das Rissverhalten des Beton als auch die Nicht-Linearität der Verbindungsmittel eingearbeitet wurden. Diese Modell wird in Abb. 5.3 gezeigt. Dabei wird die Stahlbetonschicht durch mehrere 1 cm hohe Betonstreifen gebildet, welche beim Überschreiten der mittleren Betonzugfestigkeit keine Kraftübertragung mehr zulassen und reißen (das wird durch die Funktion  $f_1$  gemäß Abb. 4.10 berücksichtigt). Die Holzschicht wird durch einen Balkenstab modelliert, ihr ist linear-elastisches Materialverhalten hinterlegt. Das bedeutete, dass dieses Modell zwar das Reißen des Betons berücksichtigen kann, aber nicht das Reißen der Holzfasern. Die Holzschicht wird an die Betonschicht mittels Starrstäbe gekoppelt, an deren Ende (auf Höhe der Verbundfuge) die Funktionen  $f_1$  und  $f_2$  – in der lokalen z-Richtung der Starrstabachse – die Kraft-Verschiebungsdiagramme gemäß Abb. 4.11 berücksichtigen.

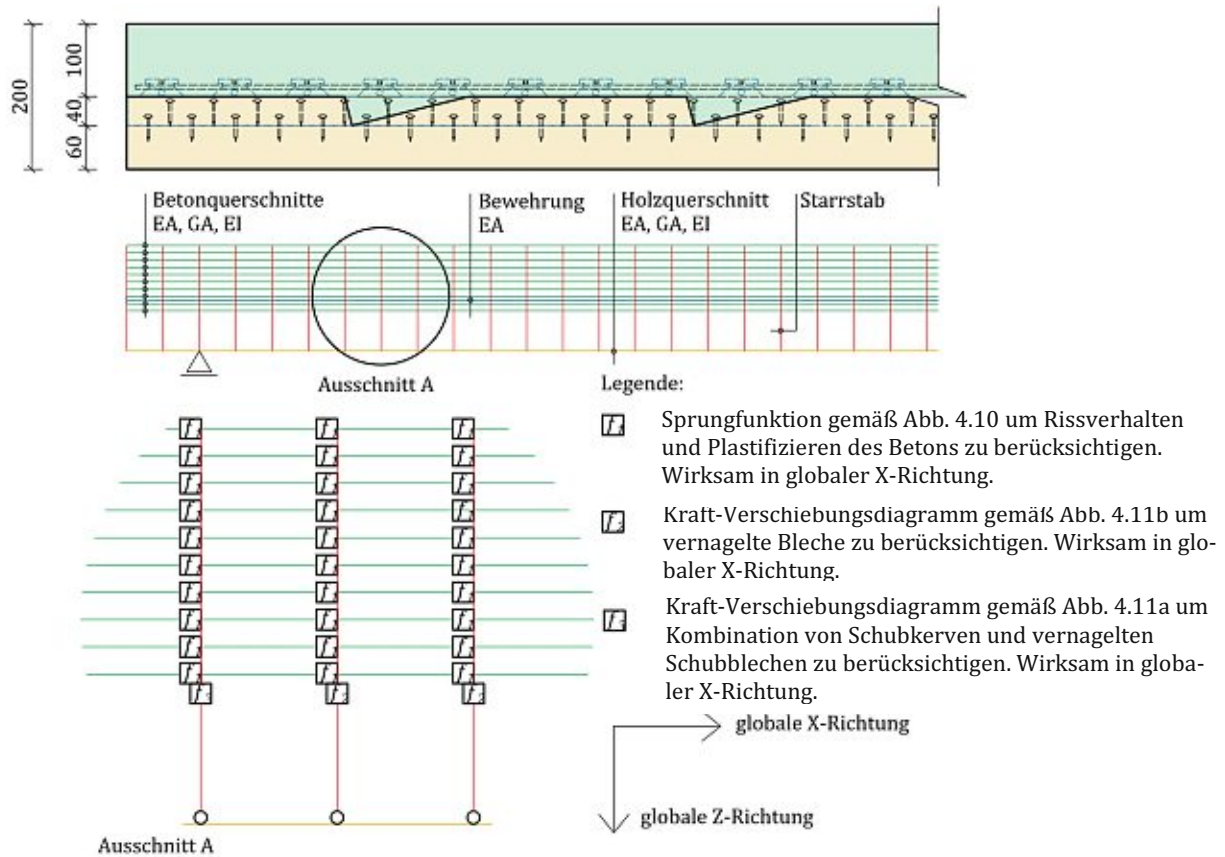


Abb. 5.3: Modellbildung für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“)

Die Ergebnisse des Bemessungskonzepts (Kap. 4.6) und des Simulationsmodells (Kap. 4.5) bei Anwendung auf den Großbauteilversuch „G1“, gemäß Kap. 4.7, werden in Abb. 5.4 gezeigt. Für einen baupraktisch relevanten Durchbiegungsbereich von  $w < L/300$  liefern beide Modelle ausreichend genaue Ergebnisse, da die tatsächliche Durchbiegung  $w$  bei einem zulässig Lastbereich nach Bemessungskonzept bei Großbauteilversuch „G1“ und „G2“ auf 0,5 mm und bei Großbauteilversuch „G3“ auf 1,90 mm genau berechnet werden konnten. Auch wird ersichtlich, dass eine genauere Modellierung wie sie in Abb. 5.3 gezeigt wird, keinen nennenswerten Vorteil für die Tragwerksbemessung aufweist, da bereits das vereinfachte Modell nach Abb. 5.2 das Tragwerk realitätsnah abbilden kann.

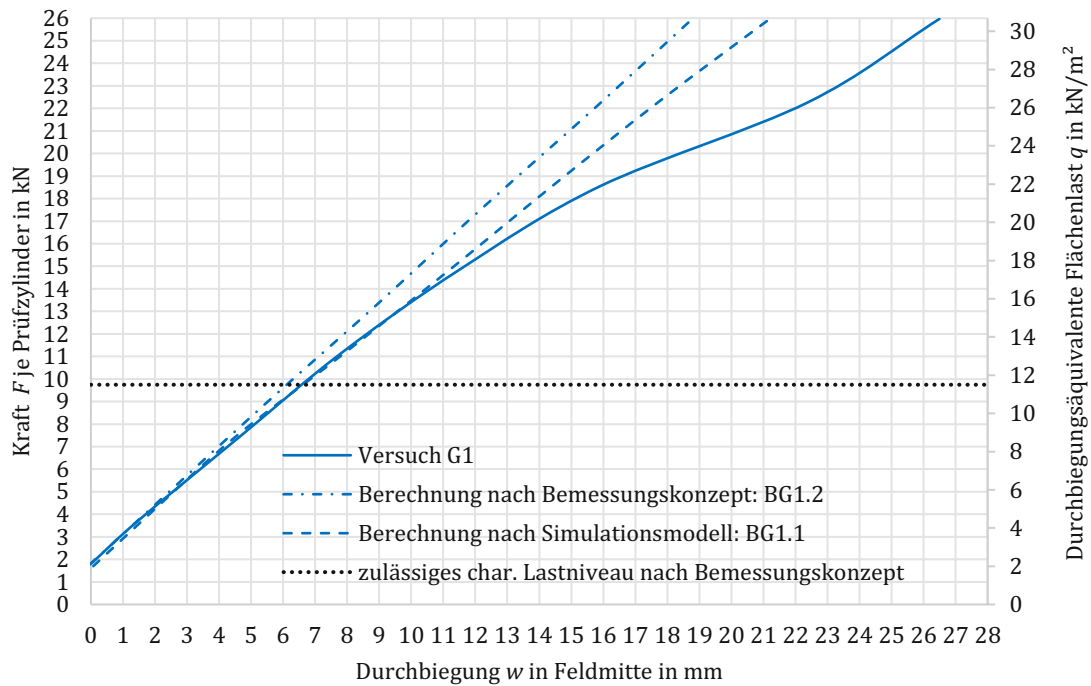


Abb. 5.4: Vergleich Simulationsergebnis zu Ergebnissen des Großbauteilversuch „G1“

### 5.3 Ausblick

Um das Tragverhalten des Deckensystems abschließend zu untersuchen, ist weiterer Forschungsbedarf hinsichtlich des Tragverhaltens der Zeitspanne  $0 < t < \infty$  erforderlich. Untersuchungen zur mehrachsigen Tragwirkung oder auch zu Durchlaufsystemen könnten wirtschaftlichere Dimensionen ermöglichen. Eine Untersuchung hinsichtlich der Anrechenbarkeit der Schubleche als Bewehrungsfläche könnten eventuell zu einer Reduktion der erforderlichen Bewehrung führen. Auch wären Untersuchungen des Tragwerks hinsichtlich des Einsatzes als HBV-Rippendecke interessant, da sich in vorhergehenden Arbeiten gezeigt hat, dass HBV-Rippendecken gegenüber Flachdecken wirtschaftlicher sein können [5].



# Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1:	gängige HBV-Decken [9].....	16
Abb. 2.2:	Reichspatent einer Holz-Beton-Verbunddecke nach Otto Schaub [6].....	17
Abb. 2.3:	stiftförmige Verbindungsmittel von HBV-Decken [8].....	17
Abb. 2.4:	weitere Verbindungsmittel von HBV-Decken [7].....	18
Abb. 2.5:	Untersicht einer HBV-Decke [7].....	19
Abb. 2.6:	HBV-Decke der Firma KLH [7].....	20
Abb. 2.7:	traditionelle Dippelbaumdecke [13].....	21
Abb. 2.8:	Weiterentwicklung der traditionellen Dippelbaumdecke zur modernen Holz-Beton-Verbundkonstruktion [13].....	21
Abb. 2.9:	Dippelbaumdecke mit Aufbeton im Verbund [8].....	22
Abb. 2.10:	patentierte HBV-Decke.....	22
Abb. 2.11:	Reduzierung des Holzverschnitts durch Ausschnitt eines hexagonalen Querschnitts (links). Daraus resultiert die typische V-Form (rechts). [13].....	23
Abb. 2.12:	Automationsgestützter Fertigungsprozess der Holz-Beton-Verbunddecke [13].....	24
Abb. 2.13:	Integrierte Systemkomponenten [13].....	25
Abb. 2.14:	eingesetzte Schubverbindungselemente. [13].....	26
Abb. 2.15:	Stabwerksmodell für Holz-Beton-Verbundträger mit Schubkerven [17], sowie Weiterentwicklung der Berücksichtigung des Schubverbunds; von Stab mit effektiver Biegesteifigkeit [20] zur Kopplung mittels Dehnfeder [17].....	28
Abb. 3.1:	Versuchsaufbau um den Biege-Elastizitätsmodul $E_0$ der Hölzer zu ermitteln. Bemaßung in mm.....	29
Abb. 3.2:	Versuchsaufbau um den Biege-Elastizitätsmodul $E_0$ der Hölzer zu ermitteln.....	30
Abb. 3.3:	Lastaufbringung an den zu untersuchenden Querschnitten.....	31
Abb. 3.4:	Momentenverlauf $M$ nach Stabtheorie I. Ordnung.....	31
Abb. 3.5:	Querkraftverlauf $V$ nach Stabtheorie I. Ordnung.....	31
Abb. 3.6:	Durchbiegung $w_2$ nach schubstarrer Stabtheorie I. Ordnung in mm.....	32
Abb. 3.7:	Durchbiegung $w_2$ nach schubelastischer Stabtheorie I. Ordnung in mm.....	32
Abb. 3.8:	Holzfeuchte $u$ der Holzträger - standardnormalverteilt dargestellt.....	32
Abb. 3.9:	Dichte $\rho$ der Holzträger bei $u_{ref} = 12 M\%$ - standardnormalverteilt dargestellt.....	32
Abb. 3.10:	Elastizitätsmodul $n$ in Faserrichtung $E_{0(u_{ref})}$ bei einer Referenzholzfeuchte $u_{ref}$ von $u_{ref} = 12-M\%$ der Holzträger - standardnormalverteilt dargestellt.....	34
Abb. 3.11:	Betonprobekörper zur Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit.....	34
Abb. 3.12:	Probekörper für die Kleinbauteilversuche der Versuchsreihen „K“, „B“ und „B+K“ vor und nach dem Betonieren.....	37
Abb. 3.13:	Probekörper für die Kleinbauteilversuche (a) Versuchsreihe „K“: 2x Schubkerven (b) Versuchsreihe „B+K“: 2x Schubkerve, 40x Nägel (c) Versuchsreihe „B“: 20x Nägel.....	38
Abb. 3.14:	Versuchsaufbau für die Kleinbauteilversuche der Versuchsreihen „B“.....	38
Abb. 3.15:	Skizze der Kleinprobekörper für die Versuchsreihe „B“. Bemaßung in mm.....	39

Abb. 3.16:	Versuchsaufbau der Versuchsreihe „B“ .....	40
Abb. 3.17:	typisches Versagensbild der Versuchsreihe „B“: Lochleibung Holz + Plastizieren Nägel .....	41
Abb. 3.18:	Versagenslast $F_{max}$ der Versuchsreihe „B“ je Nagel – logarithmisch normalverteilt dargestellt .....	41
Abb. 3.19:	Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchsreihe „B“ mit zwei Schublechen welche jeweils mit 10 Nägeln vernagelt wurden ( $\Sigma$ 20 Nägel) .....	42
Abb. 3.20:	Verschiebungsmoduln $K_s$ der Versuchsreihe „B“ je Nagel – standardnormalverteilt dargestellt – ausgewertet nach ÖNORM EN 26891 [2] .....	43
Abb. 3.21:	Skizze der Kleinprobekörper für die Versuchsreihe „K“. Bemaßung in mm .....	44
Abb. 3.22:	typisches Versagensbild der Versuchsreihe „K“ .....	44
Abb. 3.23:	Kraft-Verschiebungsdiagramm für Versuchsreihe „K“ für zwei Schubkerven.....	45
Abb. 3.24:	Verschiebungsmoduln $K_s$ der Versuchsreihe „K“ je Schubkerve – standardnormalverteilt dargestellt - ausgewertet nach ÖNORM EN 26891 [2] .....	45
Abb. 3.25:	Versagenslast $F_{max}$ der Versuchsreihe „K“ je Schubkerve – logarithmisch normalverteilt dargestellt .....	46
Abb. 3.26:	Skizze der Kleinprobekörper der Versuchsreihe „B+K“. Bemaßung mm.....	47
Abb. 3.27:	typisches Versagensbild der Versuchsreihe „B+K“ .....	47
Abb. 3.28:	Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchsreihe „B+K“ für zwei Schubkerven und vier Schubleche welche jeweils mit zehn Nägeln vernagelt wurden ( $\Sigma$ 40 Nägel).....	48
Abb. 3.29:	Versagenslast $F_{max}$ der Versuchsreihe „B+K“ logarithmisch normalverteilter dargestellt .....	49
Abb. 3.30:	Skizze der Probekörper für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) .....	50
Abb. 3.31:	Probekörper für die Großbauteilversuche vor und nach dem Betonieren .....	51
Abb. 3.32:	Versuchsaufbau für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) .....	52
Abb. 3.33:	Versuchsaufbau für die Großprobekörper (Versuchsreihe „G“).....	52
Abb. 3.34:	Detaillierter Aufbau der Großprobekörper (Versuchsreihe „G“) im auflagernahen Bereich.....	53
Abb. 3.35:	Großprobekörper (Versuchsreihe „G“) nach der Prüfung.....	54
Abb. 3.36:	Kraft-Verschiebungsdiagramme der Großbauteilversuche (Versuchsreihe "G").....	54
Abb. 4.1:	Schubkervengeometrie [26].....	59
Abb. 4.2:	Modellbildung Schubkerven. FE Netz: Rechtecke $\leq$ 4 mm .....	60
Abb. 4.3:	Gegenüberstellung der Schubspannungsverläufe beim Mittelwert der aufnehmbaren Schubkraft $F_{R,mean}$ der Kleinprobekörper .....	61
Abb. 4.4:	Verformung beim Mittelwert der aufnehmbaren Schubkraft $F_{R,mean}$ der Kleinprobekörper .....	62
Abb. 4.5:	Berechnetes Kraft-Verschiebungsdiagramm von Probekörper der Versuchsreihe „B+K“ .....	64
Abb. 4.6:	Modellbildung linear-elastischer Betonträger: Darstellung der Durchbiegung $w$ Betonträger bestehend aus 1 cm hohen Streifen, welche alle 5 cm gekoppelt sind durch Starrstäbe .....	65

Abb. 4.7:	Modellbildung linear-elastischer Betonträger: gleich hoher Betonträger wie in Abb. 4.6 jedoch bestehend aus einem einzigen Stab Darstellung der globalen Verformung $u$ .....	66
Abb. 4.8:	Modellbildung Stahlbetonträger: Berücksichtigung von Zustand II - Darstellung der Durchbiegung $w$ .....	66
Abb. 4.9:	Modellbildung Stahlbetonträger: Berücksichtigung von Zustand II - Modellbildung für die Stahlbetonschicht.....	67
Abb. 4.10:	Modellbildung Stahlbetonträger: Berücksichtigung von Zustand II - Eingabedaten (in Dlubal RSTAB 8.21) für die Sprungfunktion um die Nicht-Linearität des Betons zu berücksichtigen.....	67
Abb. 4.11:	Kraft-Verschiebungsdiagramme für die Verbindungsmittelpunkte (a) Funktion $f_2$ : Schubkerven + Nägel (b) Funktion $f_3$ : nur Nägel.....	68
Abb. 4.12:	Modellbildung für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“).....	69
Abb. 4.13:	Vereinfachtes Stabwerksmodell.....	70
Abb. 4.14:	Querschnitt zur Tab. 4.2.....	71
Abb. 4.15:	Untersuchtes Deckensystem: 1 m breiter Streifen.....	73
Abb. 4.16:	Ermittlung maßgebender Schnittgrößen im GZT (a) Normalkraft $N_{Ed}$ in Beton- und Holzschicht (b) Biegemoment $M_{Ed}$ in Betonschicht (c) Biegemoment $M_{Ed}$ in Holzschicht (d) Schubkräfte $V_{Ed}$ in Verbundfuge.....	74
Abb. 4.17:	Bemessung der Stahlbetonschicht.....	75
Abb. 4.18:	Bemessung der Holzschicht.....	76
Abb. 4.19:	Bemessung der Schubkerven.....	77
Abb. 4.20:	Durchbiegung $w$ zum Zeitpunkt $t = 0$ im GZG.....	78
Abb. 4.21:	Nachweis der Durchbiegung $w$ zum Zeitpunkt $t = 0$ im GZG.....	78
Abb. 4.22:	Ermittlung der 1. Eigenfrequenz $f_1$ unter Vernachlässigung von Estrichsteifigkeit für einen 1 m breiten Deckenstreifen.....	78
Abb. 4.23:	Schwingungsnachweis.....	79
Abb. 4.24:	Vergleich Simulationsergebnis zu Ergebnissen des Großbauteilversuch „G1“.....	81
Abb. 4.25:	Vergleich Simulationsergebnis zu Ergebnissen des Großbauteilversuch „G2“.....	81
Abb. 4.26:	Vergleich Simulationsergebnis zu Ergebnissen des Großbauteilversuch „G3“.....	82
Abb. 4.27:	Darstellung der tatsächlichen Traglastreserven der Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“) bei Bemessung nach Bemessungskonzept.....	82
Abb. 5.1:	Verschiebungsdiagramme der Großbauteilversuche (Versuchsreihe "G").....	86
Abb. 5.2:	Stabwerksmodell auf dem das Bemessungskonzept aus Kap. 4.6 basiert.....	87
Abb. 5.3:	Modellbildung für die Großbauteilversuche (Versuchsreihe „G“).....	88
Abb. 5.4:	Vergleich Simulationsergebnis zu Ergebnissen des Großbauteilversuch „G1“.....	89

## Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1:	Vor- und Nachteile von HBV-Decken [9].....	18
Tab. 2.2:	Vorbemessungstabelle für die in Abb. 2.6 gezeigte HBV-Decke [7].....	20
Tab. 2.3:	Auflistung der Bauelemente eines typischen 1,00 m breiten Deckenstreifen mit Spannweite $L = 6,00 m$ .....	24

Tab. 3.1:	Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ des Betons.....	35
Tab. 4.1:	Berechnung der Versagenslast $F_{max}$ für Probekörper der Versuchsreihe „B+K“ .....	64
Tab. 4.2:	Querschnittswerte für abgefasten Holzquerschnitte gemäß Abb. 4.14 .....	71
Tab. 4.3:	Übersicht über die Nachweise im GZT und GZG .....	73
Tab. 4.4:	Grenzwerte für die Bestimmung der Deckenklasse nach ÖNORM B 1995-1-1 [10].....	79
Tab. 4.5:	Steifigkeitsparameter zu den Berechnungen der Großbauteilversuche.....	80
Tab. 5.1:	Vorbemessungstabelle für den Zeitpunkt $t = 0$ . Durchbiegungsbegrenzung: $w < L/300$ .....	83
Tab. 5.2:	Vorbemessungstabelle für den Zeitpunkt $t = 0$ . Durchbiegungsbegrenzung: $w < L/400$ .....	83

## Literaturverzeichnis

- [1] CEN/TC 250 N 2330. Activating preliminary work item 00250214 prCEN/TS Eurocode 5: Design of Timber Structures — Structural design of timber-concrete composite structures — Common rules and rules for buildings.. European Committee for Standardization. Ausgabe: 2019-10
- [2] ÖNORM EN 26891. Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891 : 1983). Austrian Standards Institute. Ausgabe: 1991-08-01
- [3] ÖNORM EN 1995-1-1. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten. Teil 1-1: Allgemeines — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Austrian Standards Institute. Ausgabe: 2019-06-01
- [4] W. Ruf, K. Lißner: Holz-Beton-Verbundbauweise in der Praxis. Beitrag in Beton- und Stahlbetonbau S578-586. Berlin: Verlag Ernst und Sohn 2004.
- [5] Stefan Hölzl: Wirtschaftliche Betrachtung von Holz-Beton-Verbunddecken. Graz: Technische Universität. Masterarbeit 2014
- [6] Schaub, O.: Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte, Patentschrift o. O. 1939.
- [7] Holz-Beton-Verbund. Zeitschrift. Herausgeber: KLH Vollholz GmbH. Ausgabe: 2019-09
- [8] A. Pech, A. Kolbitsch, F. Zach: Baukonstruktionen. Band 5. Skriptum FH-Campus Wien. Ausgabe: 2011-02
- [9] A. d. Ö. H. ProHolz Austria. Zuschnitt 54 . Graz; Wien.  
url : <http://www.proholz.at/zuschnitt/ausgabe/54/>
- [10] ÖNORM B 1995-1-1. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten. Teil 1-1: Allgemeines — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Austrian Standards Institute. Ausgabe: 2019-06-01
- [11] A. Pech, A. Kolbitsch, F. Zach: Baukonstruktionen. Band 2. Skriptum FH-Campus Wien. Ausgabe: 2014-08
- [12] E+E Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten. Wien: Verleger TU-MV Media Verlag GmbH. Ausgabe: 2018-10.
- [13] A. Müllner, A. Fadai, K. Engelhart: Conceptual design of solid wood-concrete composite floors for useage in residential and public buildings. Bericht zum WCTE 2020. Technische Universität Wien in Zusammenarbeit mit Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH. Nicht veröffentlichter Vorabzug (Stand: 2021-03-14)

- [14] P. Krabbe, M. Schluder: Möglichkeiten eines vielgeschossigen Holzbaus im urbanen Raum mit Zielrichtung auf acht oder mehr Geschosse. Forschungsber. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, 2008.
- [15] Klaus Engelhart: Method for producing composite floors, and composite floor. Austria Patent WO 2019/157544 A1, 2019-08-22
- [16] Luca Csizmadia: Anwendung von Kerven bei Holz-Beton-Verbunddecken zur Steigerung der Ressourceneffizienz |Trag- und Verformungsverhalten. Wien: Technische Universität. Diplomarbeit 2019.
- [17] Katrin Kudla: Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken. Stuttgart: Universität. Dissertation 2017
- [18] Prüfbericht. 530-11/3.3 smooth bright. Versuchsanstalt für Holz- und Trockenbau GmbH. Deutschland: Darmstadt. Prüfdatum: 2011-09-01 – im Anhang A ersichtlich
- [19] M. Froihofer, J. Völkel: Entwicklung von vorgefertigten Rippendeckensystemen in Hybridverbundbauweise (Holz-Beton-Stahl) für das verdichtete Bauen im urbanen Raum. Wien: Technische Universität. Diplomarbeit 2018
- [20] M. Grosse, R. Hartnack, S. Lehmann, K. Rautenstrauch: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Teil 1: Kurzzeittragverhalten. In: Bautechnik 80, Heft 8 (2003),
- [21] ÖNORM EN 14358. Holzbauwerke - Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte. Austrian Standards Institute. Ausgabe: 2016-10-01.
- [22] ÖNORM EN 408. Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften. Austrian Standards Institute. Ausgabe: 2012-09-01
- [23] ÖNORM EN 13183-1:2004 02 01 Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz - Teil 1: Bestimmung durch Darrverfahren; Deutsche Fassung EN 13183-1:2002
- [24] ÖNORM EN 384. Bauholz für tragende Zwecke–Bestimmung charakteristischer-Werte für mechanische Eigenschaften und Rohdichte. Austrian Standards Institute. Ausgabe: 2019-02-01
- [25] ÖNORM EN 1992-1-1. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Austrian Standards Institute. Ausgabe: 2015-02-15.
- [26] Klaus Engelhart. AW: dwg Datei Schubbleche. E-Mail. Engelhart. engelhart-klaus@gmail.com; 2020-08-08
- [27] S. Mönch, K. Kudla, U. Kuhlmann: Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit Kerven - Tragfähigkeit und Steifigkeit. 9. Europäischer Kongress EBH 2016
- [28] W. Potucek, G. F. Kiéry, F. Fritze. Stahlbetonbau. Teil 1: Grundlagen und Beispiele. 14. Auflage. Wien: Verlag Manz 2016
- [29] ÖNORM EN 338. Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen.. Austrian Standards Institute. Ausgabe: 2009-12-01
- [30] ÖNORM EN 1990. Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung. Austrian Standards Institute. Ausgabe: 2013-03-15.
- [31] ÖNORM B 1990. Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung. Teil 1: Hochbau. Austrian Standards Institute. Ausgabe: 2013-01-01.
- [32] Alireza Fadai. 2021: RE: Diplomarbeit Dessulemoustier. E-Mail. Fadai, a.fadai@iti.tuwien.ac.at; 2020-12-28



# Anhang A

Prüfbericht für die verwendeten Nägel:



## PRÜFBERICHT

<b>Berichtsnummer:</b>	530-11/ 3,3 smooth bright	
<b>Auftrag:</b>	Erstprüfung von glattschaftigen Nägeln als Grundlage für die Konformitätserklärung und die CE-Kennzeichnung nach EN 14592	
<b>Prüfgrundlage:</b>	EN 14592:2009-02 Holzbauwerke - Stiftförmige Verbindungsmittel EN 1995-1-1:2004-11 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten	
<b>Auftraggeber:</b>	Raimund Beck Nageltechnik Ges.m.b.H. Biburg 1 A-5270 Mauerkirchen	
<b>Prüfgegenstand:</b>	Beck glattschaftiger Nagel 3,3 mm bright	
<b>Hersteller:</b>	Raimund Beck Nageltechnik Ges.m.b.H., A-5270 Mauerkirchen	
<b>Prüfzeitraum:</b>	Juli - August 2011	
<b>Werte für die CE-Kennzeichnung nach EN 14592:</b>	charakteristischer Ausziehparameter	$f_{ax,k} = 2,45 \text{ N/mm}^2$
	charakteristischer Kopfdurchziehparameter	$f_{head,k} = 8,58 \text{ N/mm}^2$
	charakteristisches Fließmoment	$M_{y,k} = 4.010 \text{ Nmm}$

Darmstadt, den 1. September 2011

Bearbeiter

*Oliver Lademann*  
Dipl.-Ing. Oliver Lademann

Institutsleitung

*K. Tichelmann*  
Prof. Dr.-Ing. Karsten Tichelmann



Versuchsanstalt  
für Holz- und Trockenbau GmbH

Annastraße 18 - 64285 Darmstadt  
Tel. 0 61 51 / 59 949-0  
Fax 0 61 51 / 59 949-40  
e-mail info@vht-darmstadt.de  
www.vht-darmstadt.de

Sitz der Gesellschaft  
Darmstadt

Geschäftsführer  
Prof. Dr.-Ing. K. Tichelmann  
Prof. Dr.-Ing. J. Pfau

Amtgericht Darmstadt HRB 8622  
Ust.-ID.Nr.: DE152 400 334

Volksbank eG Darmstadt Kreis Bergstraße  
Kto. 1951505 / BLZ 508 900 00  
IBAN DE08 5089 0000 0001 951505  
BIC GENODEF1VBD