

Diploma Thesis

**Development of prefabricated ribbed slabs systems as
hybrid composite construction
(Timber-Steel-Concrete) for high-density building in
urban spaces**

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

Diplomarbeit

**Entwicklung von vorgefertigten
Rippendeckensystemen in Hybridverbundbauweise
(Holz-Beton-Stahl) für das verdichtete Bauen im
urbanen Raum**

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

Markus Froihofer, BSc und Johannes Völkl, BSc

Matr.Nr.: 01026346 und 01326862

unter der Anleitung von

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

Senior Scientist Dipl.-Ing. Dr.-techn. **Kamyar Tavoussi**

Institut für Architekturwissenschaften Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/259.2, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Oktober 2018

Danksagung

Mit dieser Arbeit endet für uns ein großer Abschnitt unseres Lebens und ein neuer im beruflichen Alltag wird beginnen. Damit wir dieses Ziel erreichen konnten, haben uns zahlreiche Menschen unterstützt, die wir an dieser Stelle nicht unerwähnt lassen möchten.

Zunächst sei ein großes Dankeschön Herrn Associate Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Alireza Fadaei zu überbringen, der uns die Möglichkeit gegeben hat, dieses weitreichende Themengebiet in Teamarbeit zu erforschen.

Während unserer Phase der Ausarbeitung sind wir umfassend von den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts für Architekturwissenschaften Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der TU Wien Senior Scientist Dipl.-Ing. Dr. techn. Kamyar Tavoussi und Dipl.-Ing. Dr. Felipe Riola Parada betreut worden. Beide gaben uns wichtige Hinweise für die Ausführung der Arbeit. Zudem konnten wir mit Ihnen neue Ideen konstruktiv diskutieren. Für die erfolgreiche und hilfreiche Zusammenarbeit möchten wir uns sehr herzlich bedanken.

Für die Hinweise und Tipps bei der Modellierung mit Sofistik möchten wir uns bei Herrn Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič von der University of Ljubljana sehr herzlich bedanken.

Da unsere Arbeit von praktischen Versuchen geprägt war, standen uns an der Camillo Sitte Lehranstalt Wien Herr Prof. Dipl.-Ing. Hans Baumgartner sowie Herr Franz Tanzberger zur Seite. Bei Herrn Baumgartner möchten wir uns recht herzlich für die Mitbetreuung und Durchführung der Versuche bedanken. Ebenfalls ein großes Dankeschön möchten wir Herrn Tanzberger aussprechen, der uns beim Versuchsaufbau tatkräftig unterstützte und uns mit seinen nützlichen Tipps und Tricks die Arbeit erleichterte.

Eine solche Arbeit berufsbegleitend zu verfassen, erfordert auch ein Entgegenkommen und Verständnis des Arbeitgebers. Daher möchten wir uns ganz herzlich bei der Fa. CONSPEED Baumangement bedanken, die uns diese Arbeitsweise ermöglicht hat.

Ein abschließender Dank ergeht an alle Kolleginnen und Kollegen, die uns während der Arbeit, sei es mit Datenmaterial, Literaturhinweisen, Korrekturen o.ä., unterstützt haben.

Zu guter letzt möchten wir unseren wichtigsten und größten Dank unseren Familien aussprechen, die uns während der Studienzeit immer zur Seite standen.

Kurzfassung

Um den höher werdenden Anforderungen an immer weitgespannteren und schlankeren Decken gerecht zu werden, kommt es im modernen Hochbau zum Einsatz von Verbundkonstruktionen. Mit dem Ziel den dadurch resultierenden massiven Einsatz von Stahl und Beton entgegenzuwirken, kam es in den letzten Jahren vermehrt zur Entwicklung von Verbundelementen aus Holz. Im Zuge dieser Entwicklung werden in dieser Arbeit, im Rahmen eines „Sparkling Science“ Forschungsprojektes, Rippendeckenelemente in Hybridverbundbauweise, bestehend aus Holz, Beton und Stahl, entwickelt und untersucht.

In vorausgehenden Untersuchungen des Institut für Architekturwissenschaften - Fachbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der TU Wien, wurden bereits Holz-Beton-Rippendeckenelemente in reiner Verbundbauweise untersucht und ausgewertet.

In Form einer Vorversuchsreihe wurden Abscherversuche mit verschiedenen Verbindungsmitteln durchgeführt um die Tragfähigkeit der verschiedenen Beton-Stahl-Verbindungen und jene der Holz-Beton-Verbindung, in Form von Kerfen, zu ermitteln. Aufgrund dieser Ergebnisse war es möglich, eine statische Modellierung in Form von dreidimensionalen FE-Modellen vorzunehmen und in weiterer Folge auch ein leichter zu handhabendes Stabwerksmodell zu entwickeln. Des Weiteren wurde noch ein verkleinerter Träger für eine Langzeitversuchsreihe modelliert.

Um die Anwendbarkeit dieser Modelle zu überprüfen wurde eine Biegeversuchsreihe durchgeführt, welche ebenfalls der Ermittlung der Tragfähigkeit und des Bruchverhaltens diene. Anhand der erhaltenen Versuchsergebnisse war es in weiterer Folge möglich, die im Vorfeld entwickelten statischen Modelle zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen.

Aufgrund der beengten Platzverhältnisse im Labor, musste ein verkleinerter Träger für den Langzeitversuch, unter Beibehaltung der selben Normalspannungen wie im Originalmodell, entwickelt werden. Ziel dieses Versuches war es, das Durchbiegungsverhalten des Hybridverbundsystems zu ermitteln. Um den Einfluss des Stahlträgers auf das Langzeitverhalten feststellen zu können, wurde ein Träger mit Stahl und ein Vergleichsträger ohne Stahl hergestellt.

Auf Basis der Versuchsergebnisse und den angepassten statischen Modellen wurde in weiterer Folge ein Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit laut Norm geführt. Das Ziel bestand darin, die Anwendbarkeit des Deckenelements im konventionellen Hochbau aufzuzeigen und eine Optimierung des Querschnittes vorzunehmen.

Abstract

To fulfil the increasing requirements of wide span and slim slabs it comes to an concentrated application of composite construction in modern engineering. With the intention to reduce the massive application of steel and concrete it came to a development of composite construction from timber in the last years. In the course of this processing ribbed slabs in hybrid composite construction (timber, concrete and steel), in the scope of the "Sparkling Science" research project, will be developed and analysed.

In further tests, which took place at the Institute of Architectural Science - Department of Structural Design and Timber Engineering, Timber-Concrete-Ripped-Slabs in composite construction were already analysed and evaluated.

In terms of pilot test series there were performed shear experiments with different fasteners to determine the load capacity of different Concrete-Steel-Joints and Timber-Concrete-Joints, which were designed as grooves. Because of this results it was possible to generate static models in terms of a three-dimensional FE-Model and an easier to handle framework model. Furthermore there were created a smaller beam for a long term test series.

To test the practicality of the static models a bending test series was performed, which was attended to determine the load capacity and the fracture behaviour. With the help of these tests it was possible to check and if necessary adapt the previously designed static models.

Because of the restricted space in the labour a smaller beam for a long term series, under retention of the same axial stress as in the original model, had to be created. The purpose of this test was to determine the bending behaviour of the Hybrid-Composite-Construction. To find out the influence of the steel beam on the long term behaviour, there were created one beam with and one without steel.

On the basis of the test results and the adapted static models there were checked the ultimate limit state and the serviceability of the system. The purpose of these tests was to point out the practicality of the slab element in the conventional engineering and to optimize the cross sections.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Fragestellung	1
1.2	Methodik	1
2	Stand der Technik im modernen Holzbau	2
2.1	Gängige mehrgeschossige Gebäude in Holzbauweise	2
2.2	Verwendete Deckensysteme im Holzbau	4
2.2.1	Klassische Holzdecken	4
2.2.2	Verbunddecken	6
3	Verbundtheorie	8
3.1	Tragverhalten von Verbundquerschnitten	8
3.2	Konzept der Hybridbauweise	9
3.3	Verbindungsmittel für den Holzverbundbau	10
3.3.1	Stiftförmige Verbindungsmittel	10
3.3.2	Formschlüssige Verbindungsmittel - Kerfen	11
3.3.3	Flächige Verbindungsmittel	12
3.3.4	Tragverhalten von Puzzleleisten im Verbundbau	13
3.4	Berechnungsmethoden für Holz-Beton-Verbundquerschnitte	15
3.4.1	γ - Verfahren	16
3.4.2	Schubanalogieverfahren	17
3.4.3	Stabwerkmodelle	19
3.5	Zeitabhängiges Verhalten von Verbundträgern	21
3.5.1	Langzeitverhalten von Holz	22
3.5.2	Langzeitverhalten von Beton	23
3.5.3	Langzeitverhalten der Verbindungsmittel	24
4	Experimentelle Untersuchung	25
4.1	Aufbau des Versuchskörper	25
4.2	Geplante Versuchsreihen für das Holz-Stahl-Beton Rippendeckenelement	27
5	Vorausgehende Untersuchungen durch Abscherversuche	29
5.1	Verwendete Prüfkörper	30
5.2	Aufbau des Versuches	34
5.3	Herstellung der Probekörper	36

5.4	Versuchsaufbau	38
5.5	Versuchsergebnisse	39
5.5.1	Holz-Beton-Verbindung	39
5.5.2	Stahl-Beton-Verbindung	40
5.5.3	Ergebniszusammenstellung	41
6	Numerische Untersuchung der Bauteile mittels SOFISTIK und RSTAB	45
6.1	Modellierung mit SOFISTIK	45
6.1.1	Schritt 1 - Erste Modellierung, Wahl der Betondicke und Bewehrung . . .	45
6.1.2	Schritt 2 - Vorstudie zur Entwicklung der Elementrippen	47
6.1.3	Schritt 3 - Genauere Modellierung des Rippendeckenelements und erwei- tertes Modell für Langzeitversuche	49
6.1.4	Geometrie und Materialien des SOFISTIK Modells	50
6.1.4.1	SOFISTIK Modell des Schritts 2	50
6.1.4.2	SOFISTIK Modell des Schritts 3	54
6.1.4.3	SOFISTIK Modell des Langzeitträgers	57
6.1.5	Verbindungssteifigkeiten des SOFISTIK Modells	59
6.2	Modellierung mit RSTAB	62
6.2.1	Geometrie und Materialien des RSTAB Modells	62
6.2.2	Verbindungssteifigkeiten des RSTAB Modells	65
6.3	Vergleich der SOFISTIK und RSTAB Modelle	67
7	Überprüfung der statischen Modellierung	71
7.1	Entwurfskriterien und Versuchskörper	71
7.1.1	Querschnittsfindung des Langzeitträgers	72
7.1.2	Belastungsfindung des Langzeitträgers	74
7.2	Herstellung der Träger	82
7.3	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	89
7.4	Versuchsergebnisse zu Belastungsbeginn und Interpretation	91
8	Biegeversuchsreihe der Rippendeckensysteme in Hybridverbundbauweise	95
8.1	Herstellung der Träger	95
8.1.1	Produktion, Lieferung und Montage	95
8.1.2	Überprüfung der E-Moduln der Holzquerschnitte	96
8.2	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	103
8.2.1	Versuchsaufbau Träger T01	104
8.2.2	Versuchsaufbau Träger T03	106
8.2.3	Versuchsaufbau Träger T04	107
8.3	Versuchsergebnisse und Interpretation	109
8.3.1	Versuchsergebnisse Träger T01	109
8.3.2	Versuchsergebnisse Träger T03	113

8.3.3	Versuchsergebnisse Träger T04	119
8.3.4	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse der 6 m Träger	126
9	Langzeitversuche der Rippendeckensysteme in Hybridverbundbauweise	131
9.1	Versuchsträger und Aufbau	131
9.2	Versuchsergebnisse und Interpretation	132
9.3	Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungen lt. EN 1995-1-1	135
9.4	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung des Biegeversuches der Langzeitträger	136
9.4.1	Versuchsaufbau Träger K03	138
9.4.2	Versuchsaufbau Träger K04	139
9.5	Versuchsergebnisse und Interpretation des Biegeversuches der Langzeitträger . .	140
9.5.1	Versuchsergebnisse Träger K03	140
9.5.2	Versuchsergebnisse Träger K04	145
9.5.3	Zusammenfassung der Ergebnisse der Biegeversuche	151
10	Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit laut Norm	154
10.1	Statische Modellierung für die Berechnung	155
10.2	Materialkennwerte und Belastung für die Nachweise	155
10.2.1	Belastung nach EN 1991-1-1 [7]	156
10.2.2	Anpassung der Material- und Verbindungsmittelkennwerte	157
10.3	Grundlagen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	158
10.3.1	Nachweis der Normalspannungen	158
10.3.2	Nachweis der maximalen Kraft in der Kervenflanke	160
10.3.3	Nachweis der Schubspannungen im Holz	161
10.4	Grundlagen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	163
10.4.1	Nachweis der Durchbiegungen	163
10.4.2	Nachweis der Schwingungen	164
10.5	Berechnungen für den GZT und GZG	165
10.5.1	Träger mit sechs Kerven	165
10.5.2	Träger mit vier Kerven	172
10.5.3	Träger mit zwei Kerven	177
10.6	Interpretation der Ergebnisse	180
11	Zusammenfassung	182
11.1	Herstellung der Träger	182
11.2	Biegeversuchsreihe	182
11.3	Langzeitversuchsreihe	183
11.4	Statische Modellierung mit SOFISTIK	183
11.5	Statische Modellierung mit RSTAB	184
11.6	Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit	184
	Literaturverzeichnis	186

Abbildungsverzeichnis	190
Tabellenverzeichnis	197
A Schnittgrößen im GZT zum Zeitpunkt $t=0$ in kN bzw. kNm	201
A.1 Schnittgrößen des Trägers mit sechs Kerven	201
A.1.1 Nutzungskategorie B	201
A.1.1.1 Schnittgrößen Beton	201
A.1.1.2 Schnittgrößen Stahl	202
A.1.1.3 Schnittgrößen Holz	203
A.1.2 Nutzungskategorie C5	204
A.1.2.1 Schnittgrößen Beton	204
A.1.2.2 Schnittgrößen Stahl	205
A.1.2.3 Schnittgrößen Holz	206
A.2 Schnittgrößen des Trägers mit vier Kerven	207
A.2.1 Nutzungskategorie B	207
A.2.1.1 Schnittgrößen Beton	207
A.2.1.2 Schnittgrößen Stahl	208
A.2.1.3 Schnittgrößen Holz	209
A.2.2 Nutzungskategorie C5	210
A.2.2.1 Schnittgrößen Beton	210
A.2.2.2 Schnittgrößen Stahl	211
A.2.2.3 Schnittgrößen Holz	212
A.3 Schnittgrößen des Trägers mit zwei Kerven	213
A.3.1 Nutzungskategorie B	213
A.3.1.1 Schnittgrößen Beton	213
A.3.1.2 Schnittgrößen Stahl	214
A.3.1.3 Schnittgrößen Holz	215
A.3.2 Nutzungskategorie C5	216
A.3.2.1 Schnittgrößen Beton	216
A.3.2.2 Schnittgrößen Stahl	217
A.3.2.3 Schnittgrößen Holz	218
B Schubspannungsverläufe	219
B.1 Schubspannungen im Holz für den Träger mit sechs Kerven	219
B.1.1 Nutzungskategorie B	219
B.1.2 Nutzungskategorie C5	221
B.2 Schubspannungen im Holz für den Träger mit vier Kerven	222
B.2.1 Nutzungskategorie B	222
B.2.2 Nutzungskategorie C5	224

Kapitel 1

Einleitung

Diese Diplomarbeit ist Teil des Sparkling Science Forschungsprojektes *Vorgefertigte Rippendeckensysteme in Hybridverbundbauweise (Holz-Stahl-Beton)* des Instituts für Architekturwissenschaften, Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der Technischen Universität Wien in Kooperation mit der Camillo Sitte Lehranstalt.

1.1 Fragestellung

In dieser Arbeit wird das Tragverhalten, sowie das Langzeitverhalten von Rippendecken in Hybridverbundweise untersucht. Hierfür werden die am Institut für Architekturwissenschaften, Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau entwickelten Träger verwendet.

Um eine bauliche Nutzung dieser Träger zu ermöglichen, ist es erforderlich die aus Versuchen gewonnenen Ergebnisse realistisch in numerischen Modellen abzubilden, sowie die Wirkung der Verbundmittel sinnvoll zu modellieren.

1.2 Methodik

Zur Bestimmung der Eigenschaften der Rippendecken werden die Versuche in zwei Schritte unterteilt.

Im ersten Schritt wurden im Vorfeld Abscherversuche zur Bestimmung des besten Verbundmittels durchgeführt. Der zweite Schritt besteht in kurzzeitigen Vier-Punkt-Biegeversuchen der Träger in der entwickelten Dimension, sowie aus einem Langzeitversuch zur Bestimmung des Kriech- bzw. Schwindverhaltens.

Im Zuge dieser Versuche soll das globale statische Verhalten der Träger analysiert werden. Darüber hinaus soll das Verhalten der gewählten Verbundmittel sowie das Verhalten der Verbundfuge aufgezeigt werden.

Die aus den Abscherversuchen und vollmaßstäblichen Biegeversuchen erhaltenen Ergebnisse werden genutzt, um die vorhandenen numerischen Modelle anzupassen und gegebenenfalls zu erweitern.

Kapitel 2

Stand der Technik im modernen Holzbau

Aufgrund der Entwicklung, dass 80% der Bevölkerung Europas in Städten von mindestens 10.000 Einwohnern lebt und der dadurch immer beengteren Platzverhältnisse in modernen Großstädten entstand in den letzten Jahrzehnten ein immer stärker werdender Trend zum Bau von Hochhäusern.

Der momentane Stand zeigt jedoch, dass im Bereich des städtischen Baus der Großteil der verbauten Masse aus nicht nachwachsenden Rohstoffen, wie z.B. Stahl oder Beton besteht. Um dieser Entwicklung entgegen zu wirken, gab es in den letzten Jahren mehrere Forschungsprojekte zur Entwicklung von mehrgeschossigen Holzbauwerken, darunter auch das Forschungsprojekt *8+* des Bundesministeriums für Verkehr, Technologie und Innovation (BMVTI) [27].

Der Vorteil der Holzbauweise, vor allem im urbanen Bereich, zeichnet sich durch folgende Faktoren aus [27]:

Vorfertigung Die Möglichkeit Holzbauteile, ähnlich wie Betonfertigteile, vorfertigen zu lassen, erlaubt kürzere und somit effizientere Baustellen.

Flexibilität Holzbauten bieten die Möglichkeit, sich verhältnismäßig einfach umbauen zu lassen, wenn dies z.B. eine geänderte Nutzung des Gebäudes erfordert.

Ökologische Bilanz Der Vorteil von Holz gegenüber Baustoffen wie Stahl oder Beton ist, dass dieser CO₂-Neutral ist.

Aufgrund dieser Vorteile und vor allem um eine Alternative zu klassischen Stahlbetonbauten darzustellen, kam es in den letzten Jahren vermehrt zum Bau von Holzhochhäusern.

2.1 Gängige mehrgeschossige Gebäude in Holzbauweise

Infolge der gewonnenen Ergebnisse der Forschungsprojekte werden momentan eine Vielzahl von mehrgeschossigen Holzbauten verwirklicht. Die beiden bekanntesten österreichischen Holzbauwerke sind der 2012 errichtete Life Cycle Tower One (LCT ONE) in Dornbirn, Vorarlberg und das HoHo Wien in der Seestadt Aspern, welches sich zurzeit im Bau befindet und Ende 2018 fertiggestellt werden soll [33].

Der LCT ONE stellt das erste achtgeschossige Holz-Bauwerk Österreichs dar und ist somit ebenfalls das erste Gebäude an der Hochhausgrenze. Entgegen des Forschungsprojekts LCT wurde



Abb. 2.3: Stützen und Deckenverbindung des UBC Brock Commons, [3]

Zur Zeit werden weltweit noch zahlreiche andere Holzhochhäuser gebaut. Dabei werden wie bei den genannten Beispielen die verschiedensten Tragsysteme bzw. Deckensysteme verwendet. Diese reichen von reinen Holzdecken bis hin zu Verbunddecken oder auch reinen Stahlbetondecken. Auch das System der Decken geht von reinen Plattendecken bis hin zu Rippenplattendecken.

2.2 Verwendete Deckensysteme im Holzbau

Wie schon in den vorherigen Kapitel erwähnt, hat sich in den letzten Jahren ein Trend in Richtung Ressourcenschonung und nachhaltiges Bauen entwickelt. Aufgrund dieser Entwicklung kam es in den letzten Jahren auch vermehrt zum Bau von Holzdecken im mehrgeschossigen Hausbau. In [32] werden mehrere Vor- bzw. Nachteile von Holzdecken angeführt:

- Vorteile
 - trockener Einbau
 - geringes Gewicht
 - einfache Fügetechnik
 - geringer Primärenergieeinsatz
- Nachteile
 - Schwingungsanfälligkeit
 - keine oder nur bedingt aussteifende Wirkung des Bauwerks
 - empfindlich gegenüber Feuchtigkeit
 - Fäulnis, Pilzbefall und Holzschädlinge

2.2.1 Klassische Holzdecken

Für den Bau von traditionellen Holzdecken wurden Vollholzquerschnitte verwendet, welche zusehends durch Materialien wie Brettschichtholz, Brettsperrholz, OSB-Flachpressplatte usw.

ersetzt werden. Aus den genannten Materialien lassen sich verschiedenste Deckensysteme herstellen, welche auf mehrere Arten gegliedert werden können. Eine Art der Aufteilung wird in [32] beschrieben.

- Decken mit aufgelösten Tragsystemen
 - Decken aus Tragbalken (Holzbalkendecken, Tramdecken, Fehltramdecken, Tramtraversendecken)
 - Decken in Tafelbauweise
- Decken mit massivem Querschnitt
 - mit Quertragwirkung (Decken aus Brettsperrholzplatten)
 - mit geringer Quertragwirkung (Doppelbaumdecke, Hohlkastenträgerdecke)

Decken mit aufgelösten Tragsystem - Holzbalkendecken

Holzbalkendecken bestehen aus mehreren Trägern aus Vollholz oder Brettschichtträgern, welche in einem definiertem Abstand zueinander verlegt werden. Die Hohlräume zwischen den einzelnen Trägern und der oberen Sturzschalung werden in der Regel mit Dämmung ausgefüllt, um einen besseren Trittschall- und Wärmeschutz zu gewährleisten. Die Holzbalkendecke stellt eine alte Form der Holzdecke dar, welche vor allem in der Gründerzeit in Form von Tramdecken verbaut wurde. Der Nachteil dieses Deckentyps ist unter anderem die große Konstruktionshöhe [32]. Abb. 2.4 zeigt den Aufbau einer Holzbalkendecke.

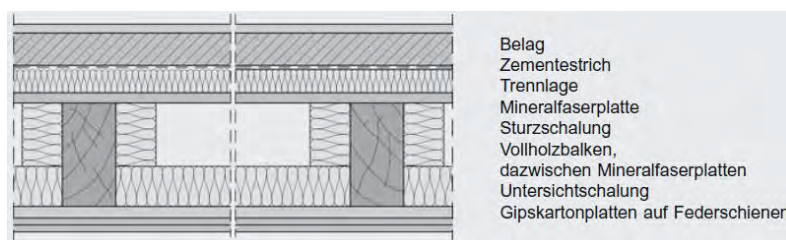


Abb. 2.4: Aufbau einer Holzbalkendecke, [32]

Massivholzdecken

Der Unterschied zu aufgelösten Tragsystemen besteht darin, dass diese Decken in Form von vorgefertigten Platten auf der Baustelle eingebaut werden. Die Platten werden meist aus den schlecht nutzbaren Randzonen der Nadelholz-Stämme hergestellt. Hierfür werden mehrere dieser Schichten zu Brettsperrholzplatten oder zu Brettstapelplatten zusammen geleimt, um ein optimales Festigkeits- bzw. Tragverhalten zu erreichen. Mehrlagig verleimte OSB-Platten kommen ebenfalls als Massivholzdecken zum Einsatz. Der große Vorteil dieses Deckentyps ist, dass die Platten eine höhere Elementsteifigkeit im Vergleich zu aufgelösten Systemen aufweisen. Abb. 2.5 zeigt den Querschnitt einer Massivholzdecke in Brettsperrholz-Ausführung [32].

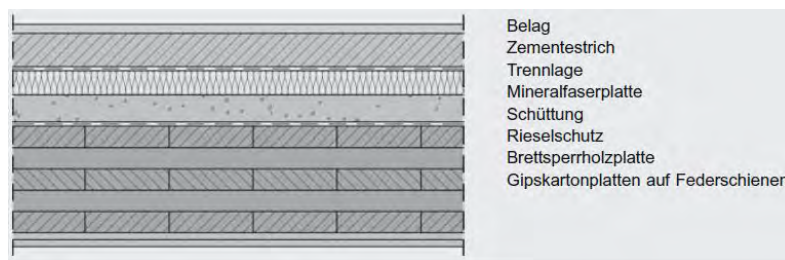


Abb. 2.5: Aufbau einer Brettsperrholzdecke, [32]

2.2.2 Verbunddecken

Um den immer größer werdenden Anforderungen nach schlanken und weitgespannten Decken gerecht zu werden, kommt es auch im Holzbau vermehrt zum Einsatz von Verbunddecken. Verbundquerschnitte zeichnen sich durch den Einsatz von mindestens zwei miteinander kraftschlüssig verbundenen Materialien aus. Der erste Einsatz von Verbundlösungen im Holzbau waren einfache Holz-Holz-Verbindungen, welche z.B. in Form von verdübelten Balken ihren Gebrauch fanden. Auch moderne geklebte Holzwerkstoffe wie Brettsperrholzplatten oder Brettschichtholzträger sind dem modernen Verbundbau zuzuordnen. Gründe für den Bau von Verbundkonstruktionen können laut [32] folgende sein:

- optimale Ausnutzung der einzelnen Materialeigenschaften (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, etc.)
- Erhöhung der Tragfähigkeit sowie Gebrauchstauglichkeit bestehender Konstruktionen
- Sanierung beschädigter Konstruktionen
- Erleichterung des Bauablaufs

Eine heutige gängige Anwendungsmethode des Verbundbaus ist der Holz-Beton-Verbundbau. Er erlangte zunächst im Bereich der Altbausanierung einen großen Anwendungsbereich. Durch den Einsatz von Beton war es möglich, die Steifigkeit, Durchbiegung und Schwingung alter Holzdecken zu verbessern.

Auch in modernen Holzbauten (siehe Kapitel 2.1) kommt es vermehrt zum Einsatz von Holz-Beton-Verbunddecken, da diese schlanke und weitgespannte Querschnitte ermöglichen. Abb. 2.6 zeigt ein Beispiel für den Aufbau einer Verbunddecke. Die Vorteile von Verbundkonstruktionen sind laut [32]:

- Verwendung von Beton in der Druckzone und Holz in der Biegezugzone
- Hohe Biegesteifigkeit der Gesamtkonstruktion
- Tragwirkung als Scheibe
- Geringere Schwingungsanfälligkeit als eine reine Holzdecke

- Verbesserung des Brandschutzes

Zur Aufnahme der auftretenden Scherkräfte in der Verbundfuge werden in der Regel Verbindungsmittel eingebracht. Gängige Verbundmittel sind unter anderem Nägel, Schrauben, Nagelplatten, Dübel oder Speziallösungen [32].

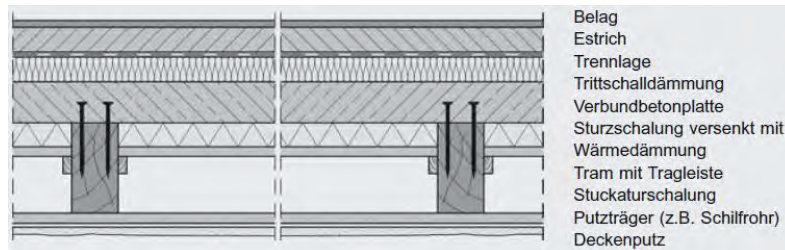


Abb. 2.6: Beispiel einer Holz-Beton-Verbunddecke, [32]

Kapitel 3

Verbundtheorie

3.1 Tragverhalten von Verbundquerschnitten

Verbundquerschnitte bestehen aus zwei oder mehreren Teilquerschnitten. Diese einzelnen Querschnitte können aus unterschiedlichen, jedoch auch aus dem selben Material bestehen. Die Idee des Verbundbaus besteht darin, die verschiedenen Baustoffe so zu platzieren, dass ihre Festigkeitseigenschaften optimal ausgenutzt werden (z.B. Stahl in der Zugzone, Beton in der Druckzone) [31].

Anhand der jeweiligen Randbedingungen sowie der gewählten Verbundmittel wird das Verhalten der Verbundfuge beeinflusst. In der Regel stellt sich aufgrund der Verbundmittel ein nachgiebiger Verbund ein. Der optimale Fall wäre ein komplett starrer Verbund, wohingegen kein Verbund den schlechtesten Fall für einen Verbundquerschnitt darstellen würde [41].

Starrer Verbund bedeutet vollständiges Zusammenwirken beider Werkstoffe ohne Schlupf (Relativverschiebung) in der Verbundfuge [17].

Nachgiebiger Verbund ist charakteristisch durch unvollständiges Zusammenwirken der beiden Querschnitte und es kommt zu Schlupf in der Verbundfuge [17]

Kein Verbund zeichnet sich dadurch aus, dass sich beide Teilquerschnitte weiterhin wie Einzelquerschnitte verhalten.

Beim starren sowie bei keinem Verbund wird das Ebenbleiben der Querschnitte gewährleistet, die Bernoullihypothese bleibt gewahrt. Beim nachgiebigen Verbund kann das Aufrechterhalten der Bernoullihypothese nicht mehr gewährleistet werden [41].

Ein Beispiel der genannten Verbundarten wird in Abb. 3.1 aufgezeigt.

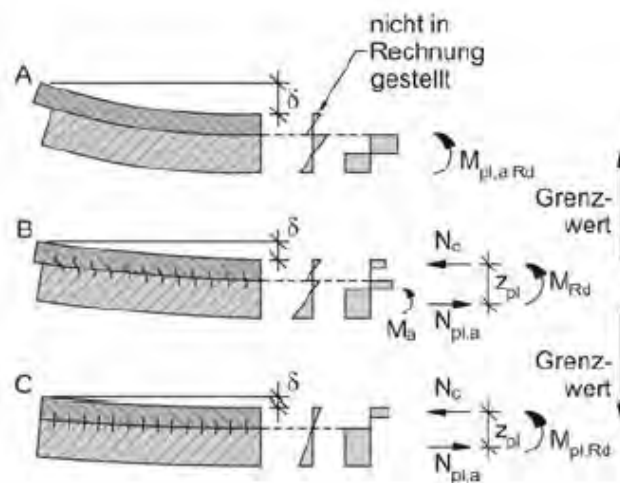


Abb. 3.1: Drei Arten des Verbundes inklusive Spannungsverteilung; A: Loser Verbund; B: Nachgiebiger Verbund; C: Starrer Verbund [32]

3.2 Konzept der Hybridbauweise

Als Hybride Tragwerke werden gemischte Tragsysteme bezeichnet, welche sich aus zwei oder mehr Einzeltragwerken zusammensetzen. Der Unterschied zur Verbundbauweise ergibt sich dadurch, dass sich diese einzelnen Tragwerke nur gegenseitig ergänzen und somit mehr leisten als die jeweiligen Einzelelemente [2].

In [30, 35] werden hybride Tragwerke folgendermaßen beschrieben:

- Es besteht aus zwei oder mehr Einzeltragwerken, welche die Last gemeinsam tragen.
- Jedes Einzeltragwerk ist in der Lage, Lasten selbstständig abzutragen.
- Die einzelnen Querschnitte weisen ein unterschiedliches Tragverhalten auf und behalten auch in Kombination ihre charakteristischen Eigenschaften.
- Die Lastverteilung zwischen den Einzeltragwerken kann, z.B. durch Vorspannung, aktiv beeinflusst werden.

Als Beispiel für Hybridquerschnitte seien die in Abb. 3.2 aufgezeigten Holz-Stahl-Querschnitte angeführt.

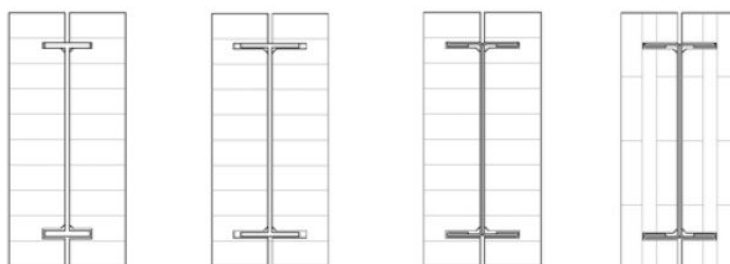


Abb. 3.2: Beispiele für Stahl-Holz Hybridquerschnitte, [43]

Damit die in Abb. 3.2 dargestellten Profile als Hybridquerschnitte gelten, ist darauf zu achten, dass keine horizontalen Schubkräfte übertragen werden. Aufgrund der Verbindung der beiden Materialien Stahl und Holz mit Klebstoff würden Schubkräfte übertragen werden und das System wäre somit ein Verbundquerschnitt. Durch punktuell angeordnete Schrauben bzw. Bolzen mit genügend Toleranz würden keine Schubkräfte übertragen werden und das System wäre somit ein Hybridquerschnitt. [35]

3.3 Verbindungsmittel für den Holzverbundbau

Um das Verbundverhalten einer Konstruktion sicherzustellen, ist ein kraftschlüssiger Verbund zwischen Holz und Beton wichtig. Um diesen Verbund zu gewährleisten werden zahlreiche Verbindungsmittel angeboten. Die Aufgabe dieser besteht im allgemeinen darin, auftretende Längsschubkräfte zu übertragen [26]. Des Weiteren werden über Verbindungsmittel die Kräfte in die Betonplatte übertragen, welche in der Regel bewehrt ist. Der Einbau einer Bewehrung hat den Sinn, die Forderung der Mindestbewehrung zu wahren und eventuell vorhandene Spaltzugkräfte an den Verbindungsmitteln aufzunehmen. Die Auswahl an Verbindungsmitteln ist groß und reicht von stiftförmigen Verbindungsmitteln, wie Schrauben, Nägel oder Dübel, bis hin zu flächigen Verbindungsmitteln, wie Puzzleleisten oder Schubverbinder [32]. Die folgenden Kapitel sollen einen Überblick über diese Verbundmittel verschaffen.

3.3.1 Stiftförmige Verbindungsmittel

Prinzipiell können für den Holz-Beton-Verbundbau alle mechanischen Verbindungsmittel des Holzbaus verwendet werden. Als stiftförmige Verbindungsmittel werden in der Regel Nägel, Schrauben, Klammern, Dübel usw. verwendet. Diese werden entweder senkrecht oder schräg zur Kontaktfuge in den Holzquerschnitt eingebracht [18]. In Abb. 3.3 wird eine Auswahl an gängigen stiftförmigen Verbindungsmitteln aufgezeigt.

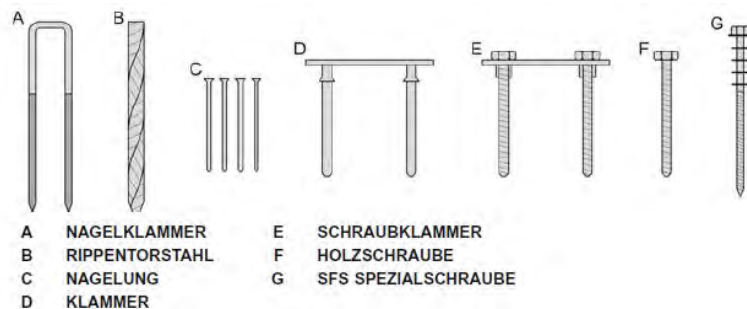


Abb. 3.3: Verschiedene stiftförmige Verbindungsmittel, [32]

Senkrecht angeordnete stiftförmige Verbindungsmittel

Die Tragfähigkeit eines Verbundquerschnitts mit senkrecht angeordneten stiftförmigen Verbindungsmitteln wird maßgebend durch die Lochleibungsfestigkeit des Holzes bzw. des Betons bestimmt. Um eine optimale Steifigkeit im Werkstoff zu erhalten, sollte der Beton direkt auf dem

Holz aufliegen, damit diese direkt miteinander verbunden sind. Da auch der Beton mit steigender Belastung die auftretenden Lochleibungskräfte an den Verbindungsmitteln nicht aufnehmen kann, gilt ein Versagen durch Abscheren als ausgeschlossen, da in der Regel das Holz bzw. der Beton vorher versagt. Voraussetzung für eine optimale Kraftübertragung in der Verbundfuge ist, dass das Verbindungsmittel optimal in den beiden Werkstoffen verankert ist.

Typische Schadensbilder sind z.B. das Auftreten von Spaltrissen bei unzureichender oder keiner Spaltzugbewehrung und das Herausziehen des Verbindungsmittel bei zu schlechter Verankerung [18].

Schräg angeordnete stiftförmige Verbindungsmittel

Der Vorteil gegenüber einer senkrechten Anordnung der Verbindungsmittel ergibt sich daraus, dass diese im Falle einer schrägen Anordnung eine geringere Biegesteifigkeit benötigen. Ein weiterer Vorteil liegt darin, dass die Verschiebungen der Teilquerschnitte im Gebrauchslastfall geringer sind als jene von senkrecht angeordneten Verbindungsmitteln. Für einen schrägen Einbau eignen sich am besten Holzschrauben, da diese durch ihr Gewinde eine gute Verankerung im Holz und durch ihren Schraubenkopf eine gute Verankerung im Beton gewährleisten. Auch bei dieser Anordnung ist der Einbau einer zusätzlichen Bewehrung sinnvoll, um ein Ausbrechen des Verbindungsmittels zu verhindern [18, 26]. Die Anordnungsmöglichkeiten von stiftförmigen Verbindungsmitteln sind Abb. 3.4 zu entnehmen.

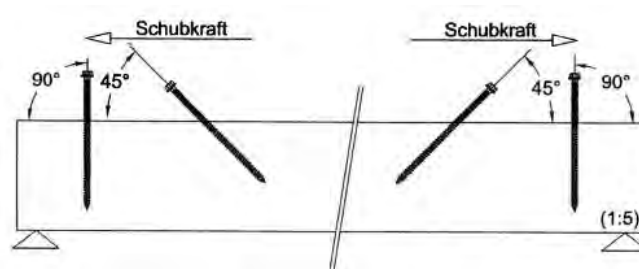


Abb. 3.4: Anordnungsmöglichkeiten von stiftförmigen Verbindungsmitteln, [1]

3.3.2 Formschlüssige Verbindungsmittel - Kerfen

Als Kerfen werden formschlüssige Verbindungen beschrieben, welche durch eine Ausfräsung im Holzquerschnitt mit Beton gefüllt werden. Durch die Anwendung von Kerfen können schubstarre Verbindungen hergestellt werden. Um allerdings ein Abheben der Betonplatte vom Holzquerschnitt zu verhindern, werden in der Regel stiftförmige Verbindungsmittel in die Kerfe eingebracht. Der Einsatz von flächigen Verbindungsmitteln in der Kerfe ist ebenfalls möglich [18, 28].

Der große Vorteil von Kerfen ist dadurch gegeben, dass diese mit sehr geringem Aufwand hergestellt werden können und somit eine unkomplizierte Verbindungsmethode darstellen. Die Tragfähigkeit dieser Verbindung kann sehr einfach durch die Vergrößerung der Kerfentiefe erhöht werden. Durch das Auffüllen der Kerfe mit Beton entsteht eine Verzahnung zwischen dem Holzquerschnitt und der Betonplatte. Dadurch können bei vertikaler Belastung Schubkräfte

durch die Kerne in der Verbundfuge übertragen werden. Diese entstandenen Schubkräfte werden an den mit Druck beanspruchten Kervenflanken vom Beton in das Holz übertragen [28]

Um jedoch eine optimale Übertragung der Schubkräfte sicherzustellen, müssen laut [18] einige Faktoren berücksichtigt werden. Durch das Austrocknen des Betons kommt es zu einer Verringerung des Betonvolumens in der Kerne. Daher kann es zum Ablösen des Betons vom Holz kommen und die Kraftübertragung wird deshalb negativ beeinflusst. Um dies zu verhindern, können die Formen der Kerne angepasst werden oder der auftretende Anfangsschlupf mit Hilfe von speziellen Anstrichen verringert werden, wie z.B. Bitumenanstrichen. Beim Einsatz von Kernen empfiehlt es sich ebenfalls auf einen schwindarmen Beton zurückzugreifen, da dieser bei der Trocknung weniger Volumen verliert.

Das Trag- bzw. Verformungsverhalten wird jedoch noch von anderen Faktoren beeinflusst. Wie in [28] beschrieben, haben Randbedingungen wie die Vorholzlänge, die Kerventiefe und die verschiedenen Materialeigenschaften ebenfalls einen erheblichen Einfluss auf das Verhalten dieser Verbindung. In Abb. 3.5 wird der Aufbau einer Kerne mit stiftförmigen Verbindungsmittel gezeigt.

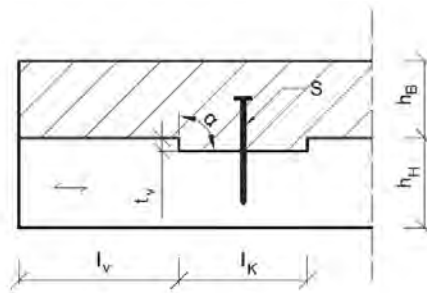


Abb. 3.5: Prinzipieller Aufbau einer Kerne mit stiftförmigen Verbindungsmittel, [28]

l_v	Vorholzlänge
l_k	Kervnlänge
t_v	Kerventiefe
h_H	Höhe des Holzes
h_B	Höhe des Betons
S	Stiftförmiges Verbindungsmittel zur Sicherung gegen Abheben der Betonplatte
α	Neigungswinkel der Kervenflanke

3.3.3 Flächige Verbindungsmittel

Zu den flächigen Verbindungsmitteln in der Holz-Beton-Verbundbauweise zählt der HBV-Schubverbinder. Dieses Verbindungsmittel wurde erstmals im Jahr 2000 auf der „World Conference of Timber Engineering“ in Kanada vorgestellt. Im März 2004 erfolgte dann die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), die mittlerweile mehrfach verlängert worden ist. Heute wird das System in zahlreichen Bereichen angewendet, wie zum Beispiel bei Deckensystemen, als Sanierungssystem oder auch in Form von Sonderkonstruktionen wie Dächer, Wände und auch Brücken.

In Abb. 3.6 ist das hier erwähnte System aufgezeigt. Der Aufbau setzt sich wie folgt zusammen. Zunächst wird in die Holzplatte oder den Holzbalken ein Schlitz eingefräst. Anschließend kann das 2,0 mm dicke Streckmetall nach statischer Vorgabe an die entsprechenden Stellen mit einem Zweikomponenten-Kleber (auf Basis von Polyurethan und Epoxydharz) eingeklebt werden. Dabei steht ein Teil des Streckmetalls aus dem Holz heraus, damit eine kraftschlüssige Verbindung mit dem Beton hergestellt werden kann.

Bei der Wahl der Materialien ist zu beachten, dass bei Holz mindestens die Festigkeitsklasse C24 und bei Beton mindestens die Festigkeitsklasse C20/25 zu verwenden ist.

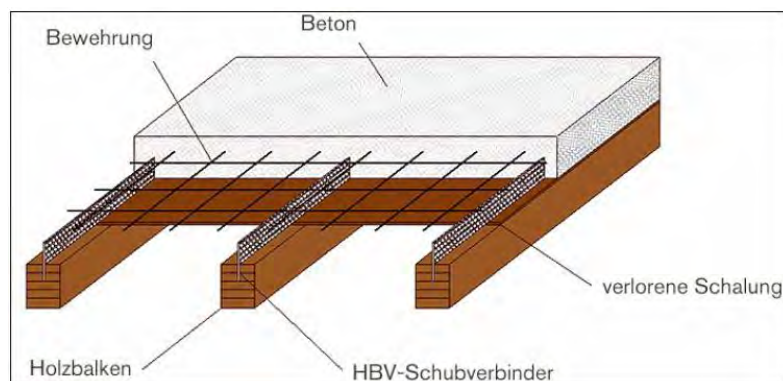


Abb. 3.6: Prinzipieller Aufbau einer HBV-Decke, [40]

Der eingeklebte Schubverbinder dient zur Übertragung der Querkräfte und wird auch gleichzeitig als Abstandshalter für die Bewehrungsmatte im Beton verwendet. Im elastischen Bereich haben Traglastversuche gezeigt, dass das Verbundsystem als sehr steif angesehen werden kann, wohingegen im Zustand des Versagens eine hohe Duktilität zu verzeichnen war [40].

Der Vorteil dieses Systems besteht darin, dass es nicht nur als Einfeldträger eingesetzt werden kann, sondern auch als Mehrfeldträger. Zudem sind aufgrund der verschiedenen Anwendungsgebiete hohe Spannweiten von 15 m und mehr realisierbar.

3.3.4 Tragverhalten von Puzzleleisten im Verbundbau

Die Puzzleleiste ist ein Verbindungsmittel aus Stahl, welches sich im Zuge des Stahl-Beton-Verbundbaus als Alternative zu Kopfbolzendübeln entwickelt hat. Diese Art der Verbindung ist jedoch nicht in der EN 1994-1-1 [13] geregelt. Es existiert allerdings eine bauaufsichtliche Zulassung vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt).

In Kombination eines T-Trägers mit einem puzzelförmigen Steg und ultrahochfesten Betonen konnte die Verbundträgerhöhe deutlich reduziert werden, wie in Abb. 3.7 aufgezeigt.

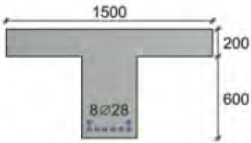
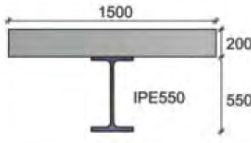

	Plattenbalken – Normalfester Beton	Verbundträger – Normalfeste Werkstoffe	Verbundträger – (Ultra)hochfeste Werkstoffe
Tragfähigkeit	$M = 1,4 \text{ MNm}$		
Beton	C25/30	C25/30 / S235	UHPC / S460
Gesamthöhe	800 mm	750 mm	370 mm
Eigengewicht	13,5 kN/m (100 ‰)	8,6 kN/m (64 ‰)	4,9 kN/m (36 ‰)
			

Abb. 3.7: Gegenüberstellung von Verbundträgern, [19]

Ein Vorteil, welcher sich gegenüber üblichen Verbundträgern mit Materialien normaler Festigkeit ergibt, ist, dass der Bauteilwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgrund des Gebrauchs von hochfesten Materialien deutlich erhöht wird. In Anbetracht dieser Tatsache sind schlankere Bauteile realisierbar und dadurch kann das Eigengewicht ebenfalls reduziert werden.

Die Verwendung hochfester Materialien führt zu einem Anstieg der Normalkräfte in den Teilquerschnitten. Die auftretenden Schubkräfte in der Verbundfuge werden ebenfalls erhöht. Dadurch wird dem Material eine höhere Leistungsfähigkeit abverlangt.

Zum Trag- und Verformungsverhalten wurden zahlreiche Untersuchungen durchgeführt, welche in [20] ausführlich beschrieben werden. Nachstehende Versagensarten sind dabei zu differenzieren und in Abb. 3.8 skizziert:

- a) Überschreiten der Teilflächenpressung
- b) Dübelabscheren
- c) Ausstanzen
- d) Stahlversagen

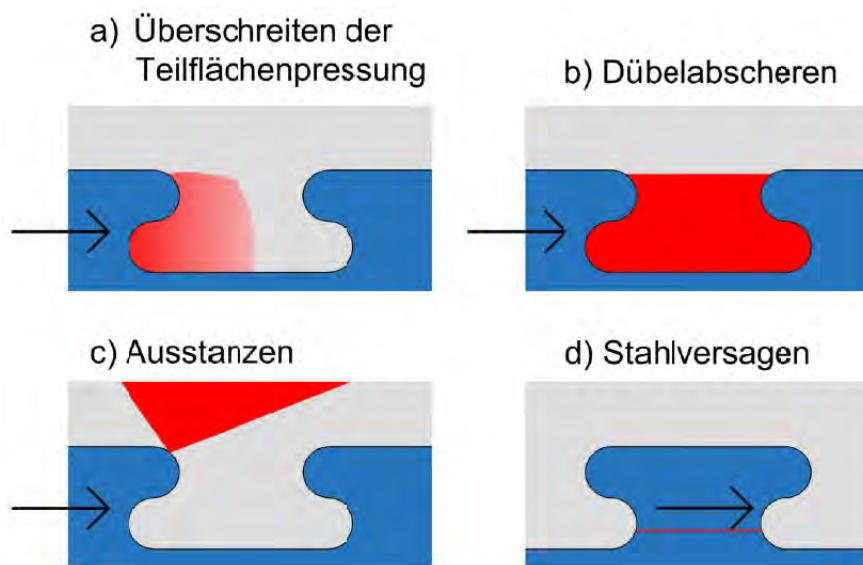


Abb. 3.8: Versagensarten bei der Puzzleleiste, [20]

Bei den Versagensarten wurden als wichtige Einflussgrößen die Dicke der Puzzleleiste, die Betondeckung, die Betonfestigkeit und die Querbewehrung berücksichtigt.

zu a): Dieser Versagensmechanismus tritt insbesondere bei dünnen Leisten auf, da an der Flanke des Puzzleteils beim Beton ein Vielfaches der einaxialen Beton-Druckfestigkeit auftreten kann.

zu b): Hierbei versagt der Beton zwischen den einzelnen Puzzleteilen aufgrund der erhöhten Schubbeanspruchung. Diese spröde Versagensart ist besonders bei kleinen Abständen der Puzzleteile festzustellen.

zu c): Das Ausstanzen ist vergleichbar mit dem Durchstanzproblem bei Flachdecken mit Stützen. An der Betonoberseite platzt ein kegelförmiges Betonteil aus, welches aus der erhöhten Querkzugspannungen resultiert.

zu d): Der Stahl, in diesem Fall der Puzzlezahn an seiner verengten Stelle, kann versagen, wenn das Verhältnis Höhe zu Länge zu groß wird. Dadurch wird der Stahl auf Biegung und Schub beansprucht. Der Stahlzahn verformt sich extrem plastisch oder reißt in Schubkrafttrichtung. [20],[19]

3.4 Berechnungsmethoden für Holz-Beton-Verbundquerschnitte

Für die Berechnung von zusammengesetzten Querschnitten, wie z.B. Holz-Beton-Querschnitte, stehen mehrere Verfahren zur Verfügung. Laut [14] steht zur Berechnung für nachgiebig verbundene Querschnitte das γ - Verfahren zur Verfügung. In [15] wird darüber hinaus das Schubanalogieverfahren als gültige Berechnungsmethode angeführt.

Eine weitere Methode, um das Verhalten von nachgiebigen Verbindungen zu modellieren, ist das Anwenden eines Stabwerkmodells mit Hilfe einer Statik-Software.

Da bei dem in dieser Arbeit untersuchten Träger eine Kombination von Hybrid- und Verbundquerschnitt angewendet wird, sind das γ - bzw. Schubanalogieverfahren durch ihre Randbedingungen nur bedingt einsetzbar. Eine genauere Lösung lässt sich daher über ein Stabwerkmodell finden. Der Vollständigkeit halber werden in den folgenden Kapiteln alle drei Verfahren aufgezeigt.

3.4.1 γ - Verfahren

Durch Erweiterung der Differentialgleichungen des Biegeträgers um Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen in der Verbundfuge kann die Methode auch für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen verwendet werden. Folgende Randbedingungen müssen eingehalten werden, um eine exakte Lösung zu erreichen:

- statisch bestimmter Einfeldträger
- sinusförmige Belastung
- konstante Querschnitte (maximal drei Teilquerschnitte) und Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese in diesen Querschnitten
- konstanter Verbund
- Vernachlässigung der Schubverformung der Teilquerschnitte

Durch die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge kommt es zur Abnahme der Biegesteifigkeit im Verbundquerschnitt, welche durch den Abminderungsfaktor γ berücksichtigt wird (siehe Gleichung 3.1). Dieser Faktor mindert nur den Steineranteil der Biegesteifigkeit der Teilquerschnitte ab und nicht deren Eigenanteil [41].

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot l^2}} \quad (3.1)$$

$E_i \cdot A_i$	Dehnsteifigkeit [MN]
K_i/s_i	Fugensteifigkeit [MN/m ²]
K_i	Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels [MN/m]
s_i	Abstand der Verbindungsmittel [m]
l	Abstand der Momentennullpunkte [m]
i	Nummerierung der Querschnittsteile [i=1;2;3]

Mit Hilfe dieses Abminderungsfaktors wird eine effektive Biegesteifigkeit ermittelt.

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i \cdot I_i + \gamma_i * E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (3.2)$$

Die in Formel 3.2 angegebene Variable a_i bezeichnet den Schwerpunktsabstand. Zuerst wird der Schwerpunktsabstand des Teilquerschnittes $i=2$ zum Schwerpunkt des Verbundquerschnitts berechnet (siehe Formel 3.3). Mithilfe von a_2 können in weiterer Folge a_1 und a_3 ermittelt werden.

$$a_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)}{\sum_{i=1}^3 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i} \quad (3.3)$$

Mit Hilfe dieser Gleichungen können in weiterer Folge die Schnittgrößen und Spannungen des Verbundquerschnitts berechnet werden [41].

3.4.2 Schubanalogieverfahren

Wie in der ÖNORM B 1995-1-1 [15] angeführt, kann als weitere Berechnungsmethode für Verbundquerschnitte das Schubanalogieverfahren angewendet werden. Der Unterschied zum γ -Verfahren besteht darin, dass es sich hierbei um eine rechenorientierte Methode handelt. Für eine exakte Lösung sind laut [41] folgende Punkte einzuhalten:

- Die Schwerpunkte der Teilquerschnitte liegen im verformten Zustand auf einer Linie.
- Die Teilquerschnitte sind schubstarr.
- Die Verbundschichten bzw. Schubschichten besitzen keine Biegesteifigkeit.
- Die Diskretisierung des ideellen Systems ist ausreichend genau.

Für eine gute Näherung sind folgende Bedingungen einzuhalten:

- Symmetrischer Querschnitt
- Konstante Dicke der Einzelschichten
- Konstante Fugensteifigkeit über den gesamten Verbundquerschnitt

Das Schubanalogieverfahren sieht eine Umformung des realen Querschnitts, welche aus beliebig vielen miteinander nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen bestehen, zu einem ideellen Querschnitt vor (siehe Abb. 3.9a und 3.9b). Beim ideellen Rechenquerschnitt sind zwei Ebenen vorhanden. Ebene A berücksichtigt dabei die Eigenanteile der Biegesteifigkeiten der einzelnen Teilquerschnitte und bleibt schubstarr (siehe Formel 3.4 und 3.5). In Ebene B wird das Verhalten des Verbundquerschnitts repräsentiert. Hier werden die Steineranteile sowie Schubanteile des Verbundquerschnitts berücksichtigt (siehe Formel 3.6 und 3.7). Die beiden Ebenen werden z.B. über Pendelstäbe gekoppelt, wie in Abb. 3.9c zu sehen ist [41].

Ebene A:

$$B_A = \sum E_i \cdot I_i \quad (3.4)$$

$$S_A \rightarrow \infty \quad (3.5)$$

Ebene B:

$$B_B = \sum E_i \cdot A_i \cdot z_{s,i}^2 \quad (3.6)$$

$$\frac{1}{S_B} = \frac{1}{a^2} \left\{ \sum_1^{n-1} \frac{1}{K_{x,i} \cdot n_{VBM-Reihen}} + \frac{d_1}{2 \cdot b_1 \cdot G_{xz,1}} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_1}{b_i \cdot G_{xz,i}} + \frac{d_n}{2 \cdot b_n \cdot G_{xz,n}} \right\} \quad (3.7)$$

In weiterer Folge werden die Schnittgrößen des ideellen Systems berechnet (siehe Abb. 3.9c). Dieses statische System entspricht dem realen Schema und die Auflagerbedingungen müssen mit dem vorhandenen Prinzip ident sein. Die Berechnung erfolgt idealerweise mit einem Stabwerkprogramm.

Der letzte Schritt des Schubanalogieverfahrens sieht die Rückrechnung der ideellen Schnittgrößen zu realen Schnittgrößen vor. Wie schon erwähnt, beinhaltet die Ebene A nur die Eigenanteile der Biegesteifigkeiten. Das einwirkende Biegemoment in dieser Ebene erzeugt daher Biegemomente, die sich entsprechend dem Verhältnis der Teilquerschnitte verteilen. Das entspricht einem Verhalten von mehreren Schichten ohne Verbund. In Ebene B wird hingegen das Zusammenwirken der Schichten beschrieben. Dadurch entstehen infolge eines einwirkenden Biegemoments Normalkräfte, welche zu konstanten Normalspannungen führen, wie in einem Fachwerkträger. Im letzten Schritt können über die horizontalen Gleichgewichtsbedingungen die Schubspannungen durch Integration der Änderung der Normalkraft über die Querschnittshöhe berechnet werden. Die Querkraft der Ebene A führt daher zu einem parabelförmigen Schubspannungsverlauf und die der Ebene B zu einem linearen Verlauf [41].

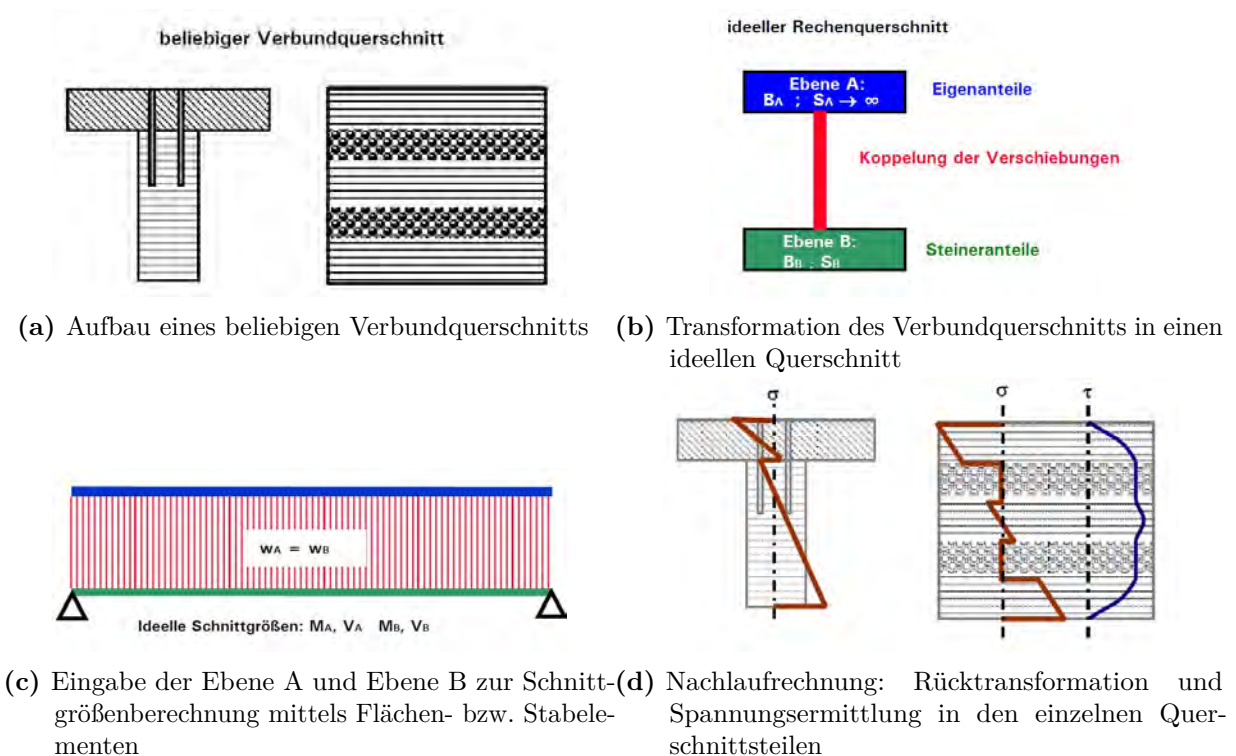


Abb. 3.9: Schematischer Ablauf des Schubanalogieverfahrens [41]

Der Vorteil des Schubanalogieverfahrens liegt darin, dass es im Gegensatz zum γ - Verfahren für beliebig viele Schichten anwendbar ist und daher flexibler in seiner Anwendung ist [41].

3.4.3 Stabwerkmodelle

Eine weitere Möglichkeit zur Modellierung eines Verbundquerschnitts (vor allem mit punktuell angeordneten Verbindungsmitteln) besteht im Erstellen eines Stabwerkmodells. Hierfür werden die beiden Einzelquerschnitte, wie z.B. Holz und Beton, getrennt voneinander als Stäbe simuliert. Diese Stäbe liegen in der Schwerachse des jeweiligen Einzelquerschnitts. Um das Tragverhalten eines Verbundquerschnitts zu modellieren, werden die Stäbe mit Koppelstäben verbunden. Dies erfolgt entweder über dehnstarre Pendelstäbe oder softwarespezifische Koppelbedingungen.

Das Verhalten der Verbindungsmittel wird über Kragarme modelliert, welche jeweils rechtwinklig an die Träger angeschlossen sind und in der Schwerachse des Gesamtquerschnitts ein Momentengelenk aufweisen. Diese Beschreibungen sind in Abb. 3.10 aufgezeigt.

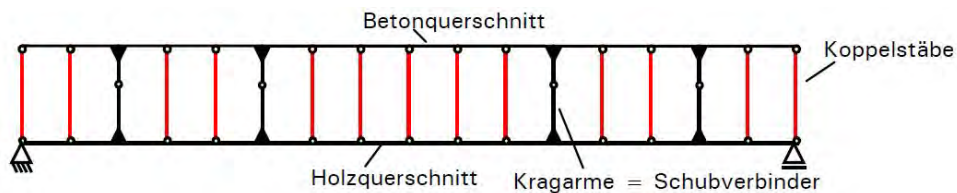
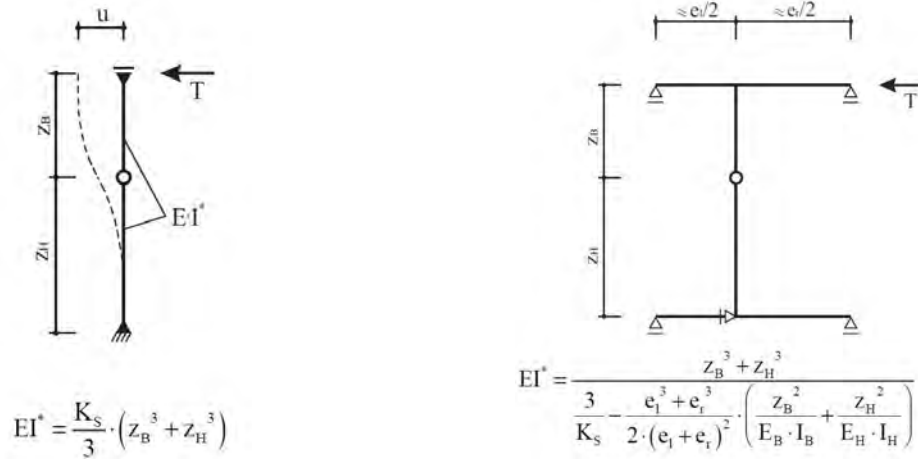


Abb. 3.10: Skizze eines Stabwerkmodell, [41]

Die Schubsteifigkeit der Verbundfuge wird somit über die Biegesteifigkeit der Kragarme simuliert. Diese Biegesteifigkeit kann mit einer Berücksichtigung der Einflussbreite in Form einer Gurtsteifigkeit, wie in Abb. 3.11b, oder ohne diese, wie in Abb. 3.11a, ermittelt werden.



- (a) Biegesteifigkeit des Kragarms ohne Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit (b) Biegesteifigkeit des Kragarms mit Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit

Abb. 3.11: Ermittlung der Biegesteifigkeit des Kragarms [34]

Die verwendeten Variablen aus Abb. 3.11 sind wie folgt definiert.

- EI^* Ersatzbiegesteifigkeit der Koppelstäbe
- E_B E-Modul des Obergurts
- I_B Trägheitsmoment des Obergurts
- E_H E-Modul des Untergurts
- I_H Trägheitsmoment des Untergurts
- K_s Verschiebungsmodul des Verbundmittels
- z_B Abstand zwischen Gelenk und Schwerachse Beton
- z_H Abstand zwischen Gelenk und Schwerachse Holz
- e_l Abstand zum nächsten Koppelstab links
- e_r Abstand zum nächsten Koppelstab rechts

Mit Hilfe solcher Modelle können die Verbindungsmittel in ihrer realen Lage abgebildet werden und ihre Beanspruchung direkt aus der Berechnung ermittelt werden. Zusätzlich können die durch die exzentrische Schubkraftübertragung an den Verbindungsmitteln entstehenden Momentensprünge berücksichtigt werden.

Die Anwendung dieses Modells für Kerfen als Verbindungsmittel ist ebenfalls möglich. Das einzige Problem ergibt sich an den Kerfenflanken, da die dort entstehenden Betonzugspannungen nicht realitätsnah wiedergegeben werden können [41].

3.5 Zeitabhängiges Verhalten von Verbundträgern

Der Begriff zeitabhängiges Verhalten beschreibt im Allgemeinen die Einflüsse des Kriechens und Schwindens auf einen Werkstoff. Unter Kriechen versteht man den Verformungszuwachs infolge konstanter Lasteinwirkung. Das Schwinden ist hingegen lastunabhängig und beschreibt Volumenänderungen des Baustoffs, welche durch Veränderungen des Wasserhaushalts verursacht werden.

Die Auswirkungen des zeitabhängigen Materialverhaltens sind davon abhängig, ob das Tragwerk innerlich sowie äußerlich statisch bestimmt oder statisch unbestimmt ist. Bei statisch bestimmten Tragwerken kommt es daher nur zu zusätzlichen Verformungen. Bei statisch unbestimmten Systemen werden diese zeitabhängigen Verformungen verhindert. Durch diese Behinderung entstehen Zwängungen, welche in weiterer Folge Spannungen im Tragwerk hervorrufen. Verbundträger aus Holz und Beton bzw. Stahl und Beton sind innerlich statisch unbestimmt, daher kommt es durch zeitabhängiges Materialverhalten zu Veränderungen der Durchbiegung sowie zu Spannungsumlagerungen in den Teilquerschnitten. Die erhöhte Durchbiegung hat nur einen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit, die Spannungsumlagerung sollte jedoch in den Berechnungen berücksichtigt werden, um die Dauerhaftigkeit sowie Tragfähigkeit dauerhaft zu gewährleisten [18].

Da Holz-Beton-Verbundträger normativ nicht geregelt sind, gibt es auch keine einheitlichen Berechnungsmethoden für das Langzeitverhalten. In [5] wird beschrieben, dass das Kriechverhalten in der Regel über die Abminderung des jeweiligen E-Moduls bzw. der jeweiligen Verbindungssteifigkeit ermittelt wird, wie in Formel 3.8 für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und Formel 3.9 für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für Beton und Formel 3.10 für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und Formel 3.11 für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für Holz aufgezeigt.

$$E_{\infty} = \frac{1}{1 + \varphi} \cdot E_0 \quad \text{und} \quad K_{\infty} = \frac{1}{1 + \varphi} \cdot K_0 \quad (3.8)$$

$$E_{\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot \varphi} \cdot E_0 \quad \text{und} \quad K_{\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot \varphi} \cdot K_0 \quad (3.9)$$

bzw.

$$E_{\infty} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot E_{0,mean} \quad \text{und} \quad K_{\infty} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot K_0 \quad (3.10)$$

$$E_{\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \cdot E_{0,mean} \quad \text{und} \quad K_{\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \cdot K_0 \quad (3.11)$$

- φ Kriechzahl nach [9]
- k_{def} Deformationsfaktor nach [15]
- ψ_2 Faktor für quasi-ständige Belastung nach [15]

Der Nachteil dieser Berechnungsmethode ist damit begründet, dass die Auswirkungen des Kriechens und Schwindens über- bzw. unterschätzt werden, denn die rheologischen Besonderheiten werden nicht ausreichend betrachtet. Laut [37] werden unter anderem folgende Einflüsse vernachlässigt:

- Der Feuchtetransport zwischen Beton und Holz wird nicht berücksichtigt.
- Das Schwinden beider Werkstoffe, sowie die unterschiedliche zeitliche Entwicklung des Schwindens wird vernachlässigt.
- Das zeitabhängige Verhalten des Betons, sprich die Abnahme des Kriechens durch Trocknung im Laufe der Zeit, wird nicht berücksichtigt.
- Die Kriechverformungen aufgrund der umgelagerten Spannungen werden nicht berücksichtigt.
- Die unterschiedliche zeitliche Entwicklung der Kriechdehnung zwischen Holz und Beton werden ebenfalls nicht berücksichtigt.

3.5.1 Langzeitverhalten von Holz

Das Langzeitverhalten von Holz ist von mehreren Randbedingungen abhängig. Laut [37] sind die wichtigsten nachstehend angeführt:

- **Belastungsart:** Je nach Belastungsart wird das Langzeitverhalten des Holzes beeinflusst. Unter Druck und Biegung lässt sich z. B. ein um 30% höheres Kriechverhalten als unter reiner Zugbeanspruchung feststellen.
- **Abhängigkeit der Ausnutzung:** Ein weiterer Einflussfaktor ist das vorhandene Belastungsniveau des Holzes. Dies wird durch die Kriechzahl berücksichtigt.
- **Feuchtegehalt:** Durch eine höhere Holzfeuchte kriecht das Holz stärker als trockenes Holz. Dies wird ebenfalls über die Kriechzahl und den Deformationsfaktor k_{def} berücksichtigt. Auch eine Änderung der Feuchte führt zu einer Änderung im Kriechverhalten.
- **Temperatur:** Wechselnde Temperatureinwirkungen führen ebenfalls zu einer Änderung der Kriechverformung. Diese kann allerdings im baurelevanten Temperaturbereich vernachlässigt werden.
- **Kraft-Faser-Winkel:** Beanspruchungen, welche senkrecht zur Faser auftreten, verursachen größere Kriechverformungen als jene parallel zur Faser. Dies wird bei den meisten Verbindungsmitteln maßgebend, da diese in der Regel die Kraft über Zug senkrecht zur Faser übertragen.

Die Ursachen des Kriechens des Holzes liegen unter anderem im Aufbau der Zellwand sowie auch in der molekularen Ebene. Das Brechen der Wasserstoffverbindungen sowie das anschließende Wiederherstellen dieser wird als weitere Ursache des Kriechens angesehen [37].

Zwei weitere Faktoren, welche das Langzeitverhalten des Holzes beeinflussen, sind das Quellen und das Schwinden. Als Quellen wird die Volumenvergrößerung infolge der Feuchtigkeitszunahme im Holz bezeichnet. Als Schwinden wird hingegen die Volumenverringerung infolge Feuchtigkeitsabnahme bezeichnet. In erster Linie kommt es aufgrund dieser Vorgänge zu Längenänderungen des Holzes. Diese sollten, ebenso wie die Längenänderungen infolge Temperaturänderung beim Stahl, bei der Berechnung berücksichtigt werden. Die Rechenwerte der Quell- und Schwindmaße sind im EC 5 [14] angegeben.

Da Bauholz in der Regel nach dem Einbau nachtrocknet, ist mit Verformungen wegen Schwinden zu rechnen. Zu große Verformungen können zu Mängeln in der Baukonstruktion, wie z.B. Lösen von Anschlüssen, große Zwangsspannungen usw., führen.

Eine weitere Folge des Schwindens von Holz ist das Auftreten von Trocknungs- bzw. Schwindrissen. Diese treten vor allem dann auf, wenn die Einbaufeuchte weit über der zu erwartenden Gleichgewichtsfeuchte liegt und das Holz dadurch nachtrocknen muss. Diese Form der Risse gelten als lastunabhängig und bauen, bedingt durch die Änderung der Holzfeuchte, auftretende Spannungen ab. Bei Vollhölzern sind die Risse kaum zu vermeiden. Bei Brettschichtholz treten diese hingegen seltener auf, da diese Hölzer bereits mit einem sehr geringen Feuchtegehalt verklebt werden. Weil solche Risse die Tragfähigkeit gegenüber Schub- und Querkzugbeanspruchung verringern, sollten sie vermieden werden [29].

3.5.2 Langzeitverhalten von Beton

Da auch der Beton im Laufe der Zeit weiter trocknet, kommt es auch bei diesem Werkstoff zu Kriechen und Schwinden. Beides ist normativ im EC 2 [9] geregelt.

Zum Kriechen kommt es im Wesentlichen durch den Zementstein im Beton. Eine Belastung auf den Werkstoff bewirkt einen Platzwechsel der im Zementstein befindlichen Wasserstoffatome und es kommt weiters zu Gleit- und Verdichtungsvorgängen. Spannungen über dem Gebrauchslastniveau bewirken Mikrorisse, welche die Verformungen vergrößern [37].

Bei Beton kommt es zu zwei Arten des Kriechens. Das Grundkriechen bezeichnet jenes Kriechen, bei welchem der Vorgang unter der versiegelten Oberfläche, sprich ohne Flüssigkeitsabgabe stattfindet. Das Trocknungskriechen bezeichnet jenes Kriechen, welches im Laufe der Trocknung des Betons stattfindet und proportional zum Feuchtigkeitsgehalt im Beton abnimmt.

Das Kriechen im Beton ist laut [37] von folgenden Faktoren abhängig:

- **Belastungsalter:** Je älter der Beton bei der Erstbelastung ist, desto geringer sind die Gleit- und Verdichtungsvorgänge im Zementstein.
- **Wasserverlust des Betons während des Erhärtens und Austrocknungsgeschwindigkeit:** Eine hohe Wasserabgabe sowie eine schnelle Austrocknungsgeschwindigkeit erhöhen die Kriechverformung.

- **W/Z-Wert:** Bei einem geringen W/Z-Wert entstehen weniger Kapillarporen im Beton. Dadurch werden die Gleit- und Verdichtungsvorgänge verringert. Das Grundkriechen wird vermindert.
- **E-Modul des Zuschlags:** Steifere Zuschlagstoffe behindern die Verformung des Zementsteins.

Im Gegensatz zum Kriechen ist das Schwinden lastunabhängig. Nach heutigem Wissensstand lässt sich laut [37] das Schwinden auf vier Anteile zurückführen:

- **Kapillarschwinden:** Dieses Schwinden tritt vor allem im frischen Beton auf und ist auf den frühen Wasserverlust an der Oberfläche zurückzuführen.
- **Schrumpfen:** Dies entsteht bei der molekularen Bindung des Wassers unter der Bildung des Zementgels. Ursachen für die Volumenabnahme sind das geringere Volumen des Reaktionsproduktes (chemisches Schwinden) sowie die Abnahme des Zementgels, welche durch die innere Austrocknung der Zementsteinmatrix hervorgerufen werden (autogenes Schwinden).
- **Trocknungsschwinden:** Dieser Schwindprozess entsteht durch die Trocknung des Betons. Aufgrund dessen kommt es zur Änderung der Oberflächenenergie, der Kapillarkräfte und des Spaltdrucks, welche eine Volumenabnahme zur Folge haben.
- **Carbonatisierungsschwinden:** Dieser Vorgang entsteht bei der chemischen Reaktion der Hydratationsprodukte des erhärteten Zementsteins mit dem Kohlendioxid der Luft unter Feuchteeinwirkung.

Das Schrumpfen, das Trocknungs- und Carbonatisierungsschwinden lassen sich unter normalen Randbedingungen nicht verhindern. Das Kapillarschwinden kann jedoch mit Hilfe einer ordnungsgemäßen Nachbehandlung weitestgehend unterbunden werden. Das Carbonatisierungsschwinden kann rechnerisch im Gegensatz zum Schrumpfen und Trocknungsschwinden vernachlässigt werden, da der Anteil im Vergleich zu diesen sehr gering ist [37].

3.5.3 Langzeitverhalten der Verbindungsmittel

Unter dem Langzeitverhalten der Verbindungsmittel versteht man das erhöhte örtliche Kriechen des Holzes und Betons im Bereich der Verbindungsmittel. Dies entsteht durch erhöhte Spannungsspitzen im Bereich der Verbindungen. Stark ausgeprägt ist dieses Verhalten bei Verbindungsmitteln, welche das Holz senkrecht zur Faser auf Druck oder Zug beanspruchen. Aufgrund dieser Beanspruchung kommt es zu einer Abnahme der effektiven Verbindungsmittelsteifigkeit, das wiederum ein erhöhtes Kriechen zur Folge hat. [37]

Bei sehr steifen Verbindungsmitteln, wie z.B. Kerven, kann der Einfluss des Kriechens vernachlässigt werden [37].

Kapitel 4

Experimentelle Untersuchung

Im Rahmen vorausgehender Untersuchungen am Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der Technischen Universität Wien wurden bereits Holz-Stahl Hybridträger für den mehrgeschossigen Hochbau entwickelt und getestet. Diese sollen in baustatischer, physikalischer und vor allem ökologischer Hinsicht eine Alternative zu bereits etablierten Systemen darstellen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die weiterentwickelten Rippendeckensysteme in Hybridverbundbauweise getestet. Bei diesen kommt es zu einer Kombination der entwickelten Holz-Stahl Hybridträger mit einer tragenden Betonplatte. Ziel ist es die statischen Eigenschaften der kombinierten Materialien optimal auszunutzen und ein Gesamtkonzept im Sinne der statischen Leistung, Montage und Wirtschaftlichkeit darzustellen.

4.1 Aufbau des Versuchskörper

Die im ersten Forschungsprojekt entwickelten Holz-Stahl Hybridträger bestehen aus zwei symmetrischen Brettschichtholzträgern und zwei symmetrischen U-Profilen aus abgekanteten kaltverformten Stahlblechen. In den Holzträger sind Nuten eingeschnitten, welche von den Stahlprofilen ausgefüllt wurden. Die Verbindung wurde durch vier Gewindestangen hergestellt, über welche allerdings keine Schubkräfte übertragen wurden (siehe Abb. 4.1) [39].

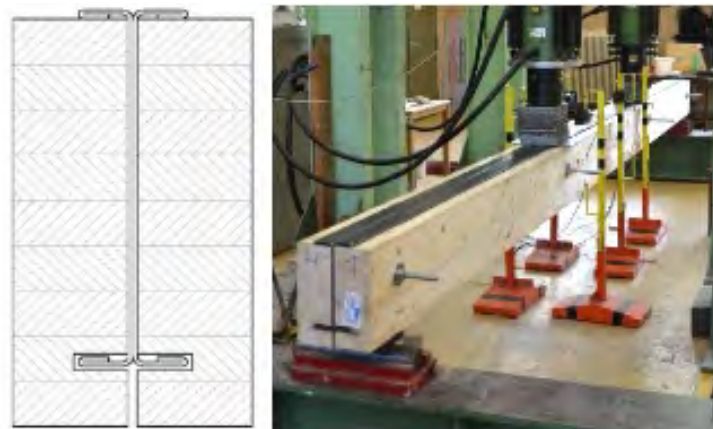


Abb. 4.1: Hybridquerschnitt des ersten Forschungsprojektes, [4], [39]

Um in weiterer Folge den Hybridträger mit einer Aufbetonschicht zu kombinieren, bedarf es weiterer analytischer und experimenteller Untersuchungen im Bereich der Verbindungsmöglichkeiten der drei Materialien. Wie schon in Kapitel 3.3 aufgezeigt, gibt es eine Vielzahl an Verbindungsmittel für den Holz-Beton- und Stahl-Beton-Verbundbau. Durch die Geometrie des in Abb. 4.1 aufgezeigten Querschnitts bietet sich hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit und Handhabbarkeit die Möglichkeit eines flächigen Verbindungsmittels an, da sich diese die geometrischen Randbedingungen des Querschnitts zunutze machen können. Ziel für das Rippendecken Element ist es, durch die Wahl von Materialverbindungen mit ähnlicher Verbindungsmittelsteifigkeit und einen hohen Grad an Schubkraftübertragung ein gutes Bauteilverhalten zu erreichen. Der konzeptionelle Aufbau des Deckenelements wird in Abb. 4.2 aufgezeigt [4].

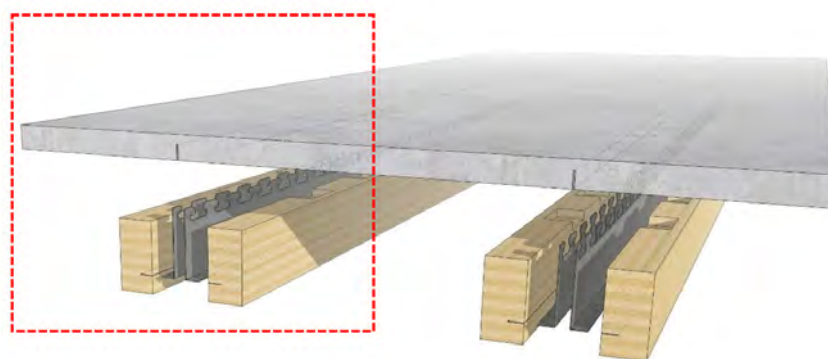


Abb. 4.2: Schematischer Aufbau des entwickelten Rippendeckenelements, [4]

Verbindungen von Beton und dünnen kaltgeformten eingeschnittenen Stahlblechen weisen laut Untersuchungen von Heinemeyer an Stahl-Beton-Verbundplatten [20] eine sehr hohe Schubkrafttragfähigkeit sowie eine hohe Duktilität für die Ausnutzung plastischer Tragreserven auf. Die untersuchten Blechdicken beliefen sich hier allerdings zwischen 10 und 21 mm. Einschnitte im Steg oder dem Obergurt sorgen für eine formschlüssige schubfeste Verbindung des Stahlblechs mit der Betonplatte, womit auf die Anwendung weiterer Verbindungsmittel wie Schrauben oder zusätzlicher Bleche verzichtet werden kann.

Dieses Verbindungsmittel wird des Weiteren mit einer steifen Verbindung des Holzes und der Betonplatte mittels Kerven kombiniert. Anhand dieser Materialien wurde ein Deckensystem entwickelt, welches trotz einfach herzustellender Geometrie einen sehr hohen Verbundgrad aufweist und die mechanischen und physikalischen Vorteile der einzelnen Materialien optimal ausnützt.

Wie der schematische Aufbau in Abb. 4.2 zeigt ist dieser symmetrisch. Für die geplanten Versuchsreihen wird sich diese Symmetrie zu Nutze gemacht, in dem nur eine der zwei Rippen untersucht wird. Grund dafür ist die leichtere Herstellung/Handhabung und Versuchsdurchführung.

In Abb. 4.3 wird in weiterer Folge der Querschnitt des entwickelten Modells aufgezeigt. Die Versuchskörper werden über eine Länge von 6,30 m hergestellt, was eine Spannweite von 6,00 m ergibt. Die Verbindung der einzelnen Elemente miteinander findet später statt (analog zu Stahl-Beton-Verbundplatten mithilfe von bewehrten Vergussfugen) [4].

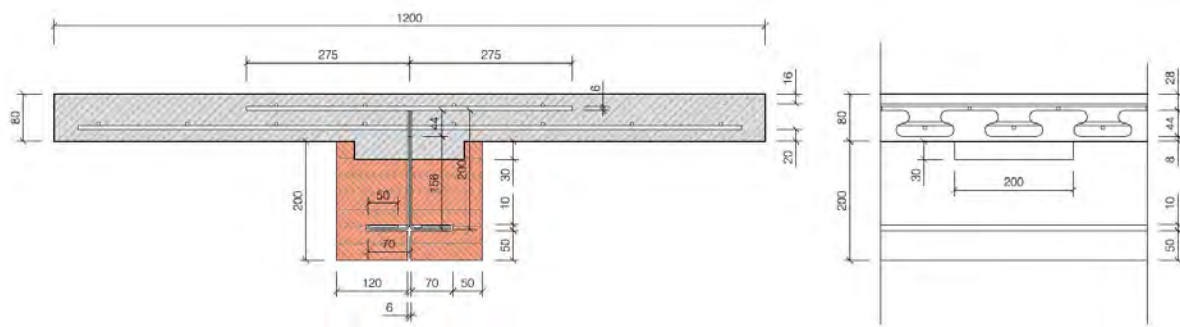


Abb. 4.3: Regelquerschnitt des Holz-Stahl-Beton-Rippendeckenelements, [4]

Für einen in weiterer Folge geplanten Langzeitversuch wurde aufgrund der beengten Platzverhältnisse im Labor ein verkleinerter Träger entwickelt, welcher noch ausführlich in Kapitel 7 beschrieben wird. Der abgeminderte Querschnitt für den Langzeitträger ist in Abb. 4.4 aufgezeigt.

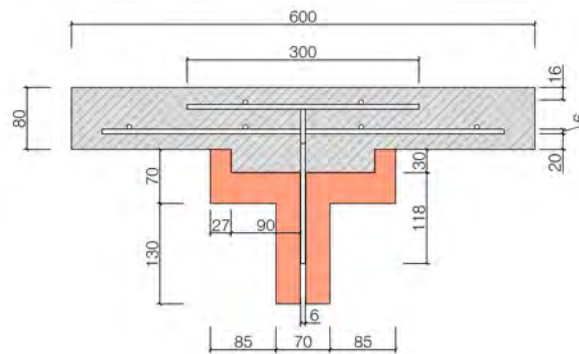


Abb. 4.4: Regelquerschnitt des Langzeitträgers

4.2 Geplante Versuchsreihen für das Holz-Stahl-Beton Rippendeckenelement

Um die Anwendbarkeit des Rippendeckenelements und die dazugehörigen statischen Modelle (siehe Kapitel 6) zu testen, wurden mehrere Versuche geplant. Die erste Versuchsreihe, welche in Kapitel 5 beschrieben wird, sieht vor, die Eigenschaften der gewählten Verbindungsmittel Kerne und Stahl-Puzzleleiste anhand von Abscherversuchen zu ermitteln. Auf Basis der gewonnenen Ergebnisse dieses Versuches können im weiteren Verlauf die statischen Modelle aus Kapitel 6 angepasst werden, um diese als Grundlage für weitere Versuchsreihen zu verwenden.

Sowohl die Hauptversuche mit den 6 m langen Trägern (siehe Abb. 4.3) als auch die Langzeitversuche mit den angepassten Trägern (siehe Abb. 4.4) werden einem Vier-Punkt-Biegeversuch unterzogen.

Die Langzeitversuche, welche in Kapitel 7 und Kapitel 9 beschrieben werden, sollen das Verhalten des Trägers unter ständiger Lasteinwirkung über einen längeren Zeitraum aufzeigen. Zusätzlich soll der Einfluss des Stahlträgers auf das Kriechverhalten des Betons untersucht werden.

Zudem wird das Schwindverhalten des Betons, insbesondere im Bereich der Kerben, überprüft. Nach erfolgter Langzeitbelastung sollen diese Träger ebenfalls einem Biegeversuch unterzogen werden, um deren Tragfähigkeit zu ermitteln.

Die Vier-Punkt-Biegeversuche des originalen 6 m Trägers werden anhand von drei Probekörpern durchgeführt und werden in Kapitel 8 genauer beschrieben. Ziel ist es, die Anwendbarkeit sowie die Tragfähigkeit des entwickelten Rippendeckenelements zu überprüfen. Des Weiteren sollen die statischen Modelle anhand dieser Versuche überprüft und gegebenenfalls angepasst werden. In Abb. 4.5 ist der oben genannte Versuchsablauf schematisch dargestellt.

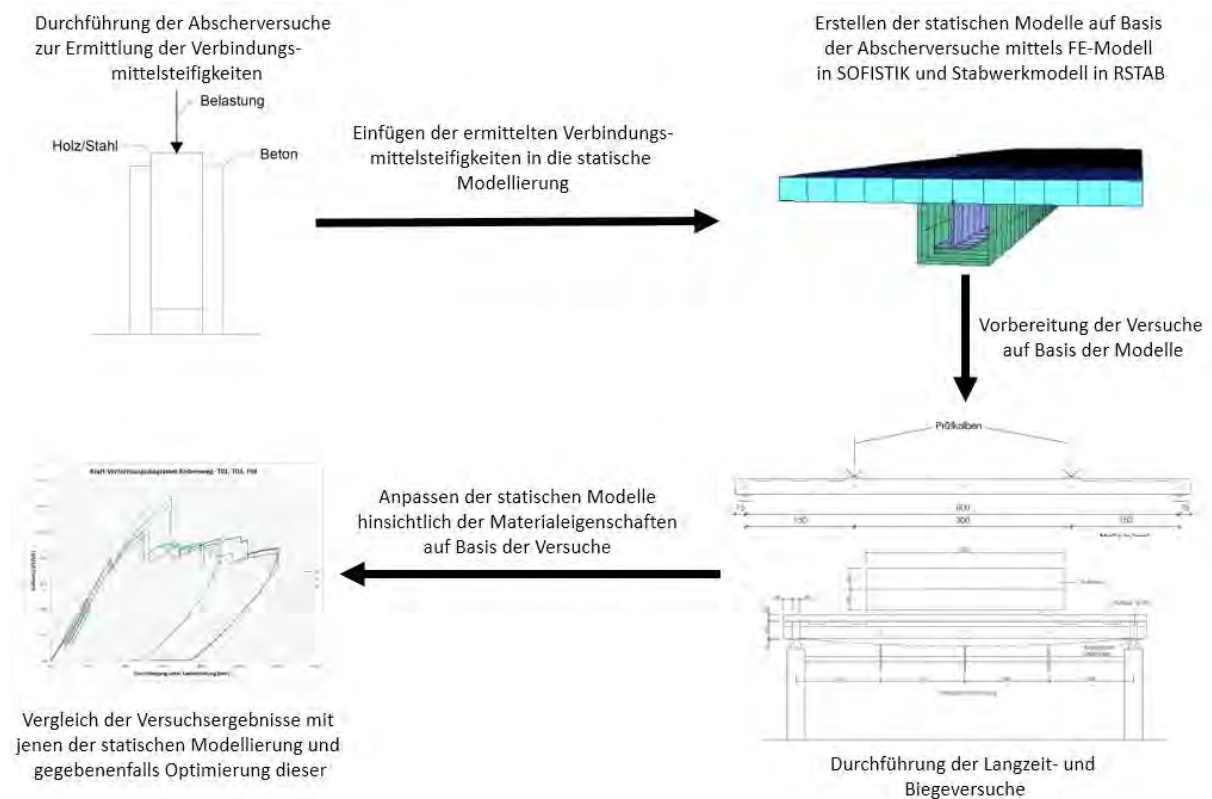


Abb. 4.5: Ablauf der geplanten Versuchsreihen

Kapitel 5

Vorausgehende Untersuchungen durch Abscherversuche

Um die maßgebenden Verbundgrade sowie Duktilitätswerte zu erhalten, wurden mit verschiedenen Varianten der Stahl-Beton und Holz-Beton Verbindung Abscherversuche durchgeführt. Anhand dieser Ergebnisse sollten die optimalen Querschnittszusammensetzungen der drei Materialien sowie die Eingangsparameter für eine analytische Untersuchung bestimmt werden. In Abb. 5.1 wird der Einsatz der Materialverbindung aufgezeigt [4].

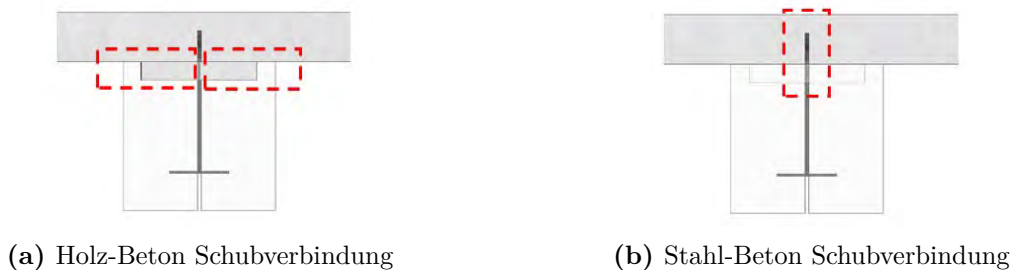


Abb. 5.1: Schematische Darstellung der untersuchten Verbindungsbereiche der Einzelabscherversuche, [4], [24]

Die Versuche wurden gemäß ÖNORM EN 1994-1-1, Anhang B [13] für Standard Abscherversuche durchgeführt. Hierfür werden die beidseitig mit Betonelementen verbundenen Stahlbleche bzw. Holzquerschnitte mit Hilfe einer hydraulischen Presse auf Druck belastet, welcher auf die Betonteile übertragen wird. Durch zusätzliche Messgeräte wird neben der Druckkraft auch die entstehende Verformung aufgezeichnet.

Ziel der Untersuchung war es, mehrere Schubverbindungsmethoden zwischen Stahl und Beton bzw. Holz und Beton unter Berücksichtigung folgender Forschungsziele zu testen [24], [39]:

- Schubtragfähigkeit und Versagensmodi der Verbindungsmethoden
- Deformationsvermögen der Verbindungsmethoden zur Ermittlung der Duktilität
- Verifizierung der Rechenmodelle sowie deren Kalibrierung
- Vergleich der mechanischen Eigenschaften verschiedener Verbindungsmethoden zur Festlegung des endgültigen Querschnittes für die Biegeversuche in Originalgröße

5.1 Verwendete Prüfkörper

Zum Einsatz kamen Stahlprofile aus S235 JR Blechen mit 3 und 4 mm Stärke. Diese wurden nachträglich abgekantet und mithilfe einer Laserschneideanlage in Form geschnitten. Zum Einsatz kamen drei verschiedene Geometrien, welche mit einer Kontrollserie verglichen wurden um eine Ermittlung des reinen reibungsbedingten Schubwiderstandes zu erlauben. Die drei Geometrien sind in Abb. 5.2 aufgezeigt.

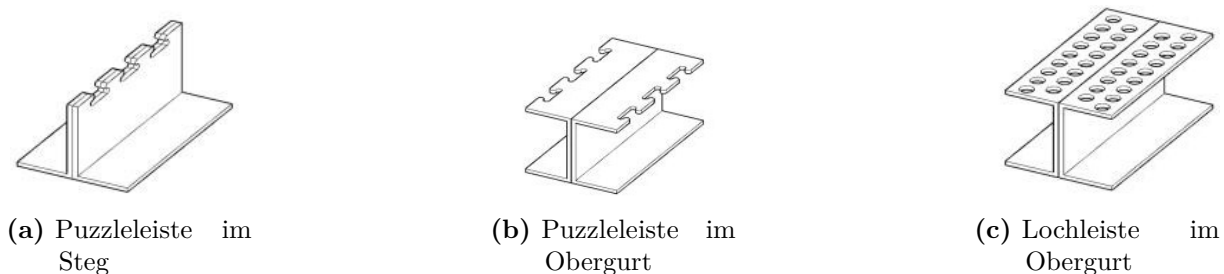


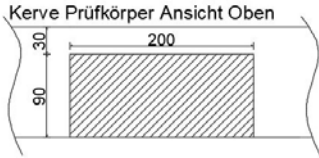
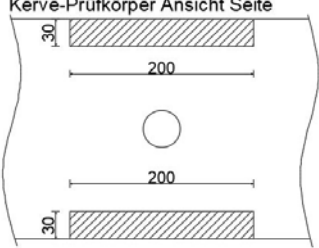
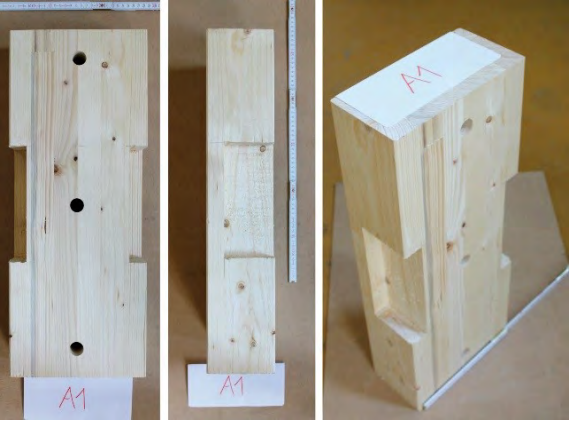
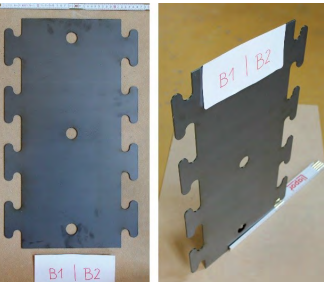
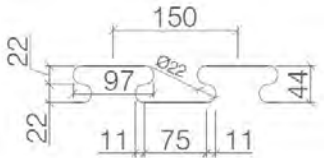

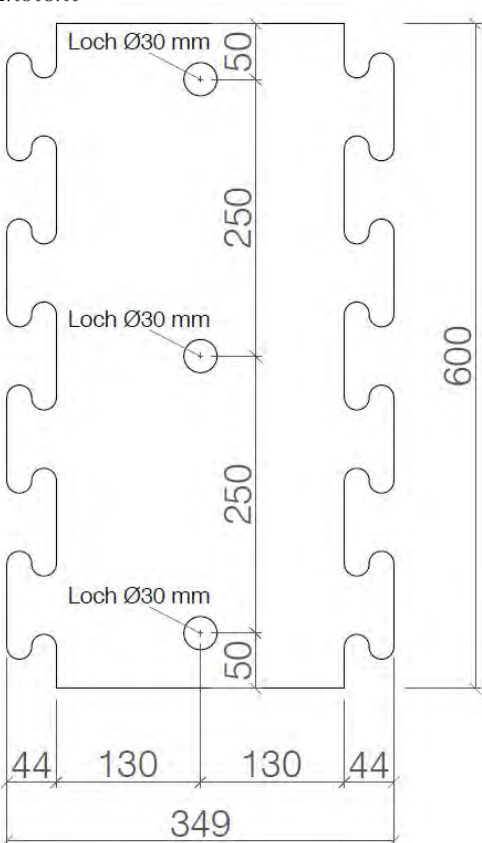
Abb. 5.2: Getestete Stahlbleche des Abscherversuchs, [4], [24]

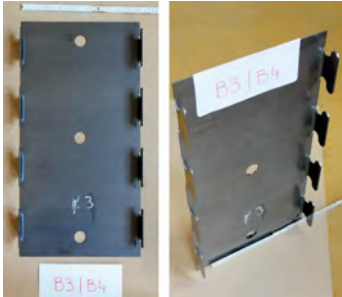
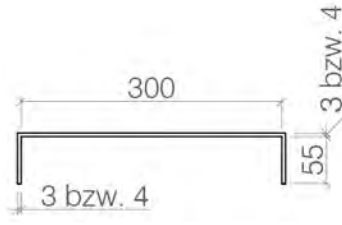
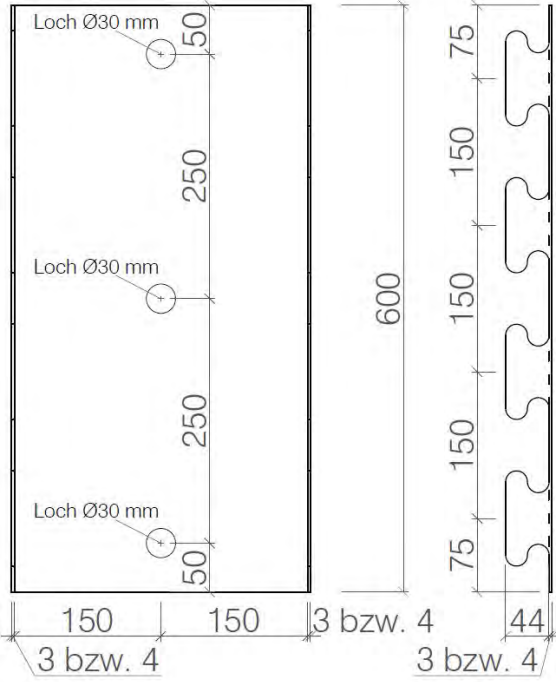

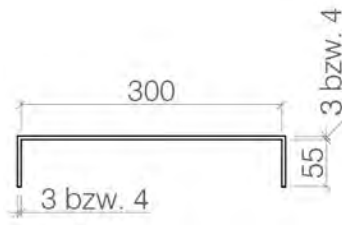
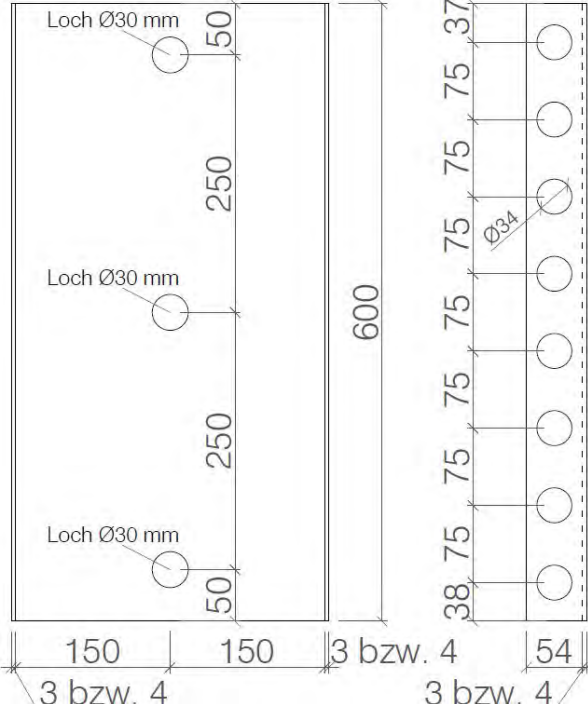
Für die Verbindung von Holz und Beton wurden Kerben gewählt, welche mit vier Probekörpern getestet wurden. Zum Einsatz kam hierfür Brettschichtholz GL24c. Diese Art der Verbindung ermöglicht eine graduelle Abstufung der Verbindungselemente über die Trägerlänge je nach zu erwartenden Schubkräften. Für die Anwendung als Rippendeckenelemente werden wie beim reinen Holz-Stahl Hybridträger pro Rippe zwei Holzelemente zusammengesetzt, welche die Untergurte der Stahlbleche in einer eingesägten Nut aufnehmen. Die in den Holzträger beidseits eingefrästen Kerben sorgen für eine formschlüssige Verbindung mit dem Beton. Ein Abheben im Bereich der Kerben wird seitens der ebenfalls einbetonierten Stahlbleche verhindert. Im Rahmen der Abscherversuche wurden Holzelemente mit beidseitigen 20 cm langen, 2x9 cm breiten und 3 cm tiefen Kerben eingesetzt.

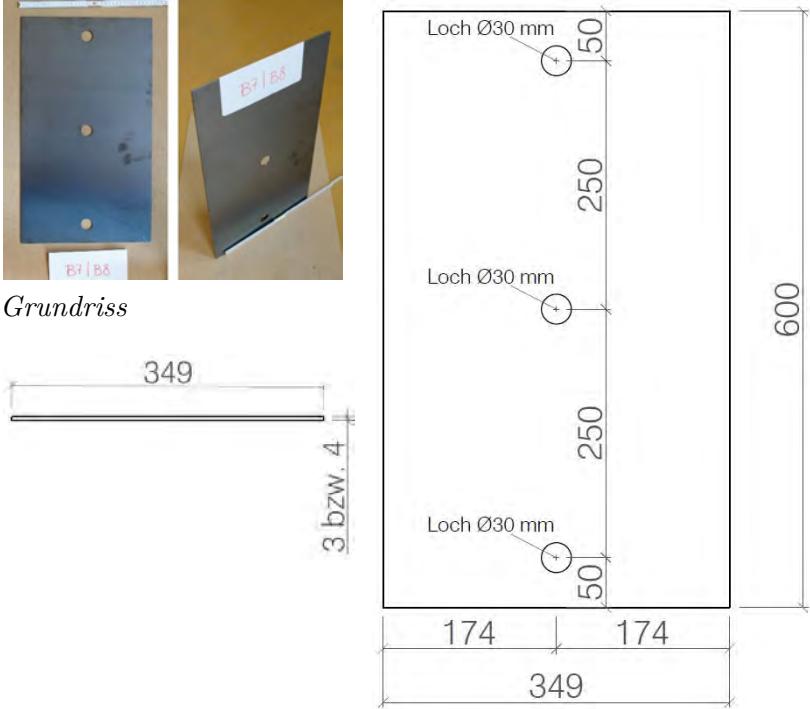

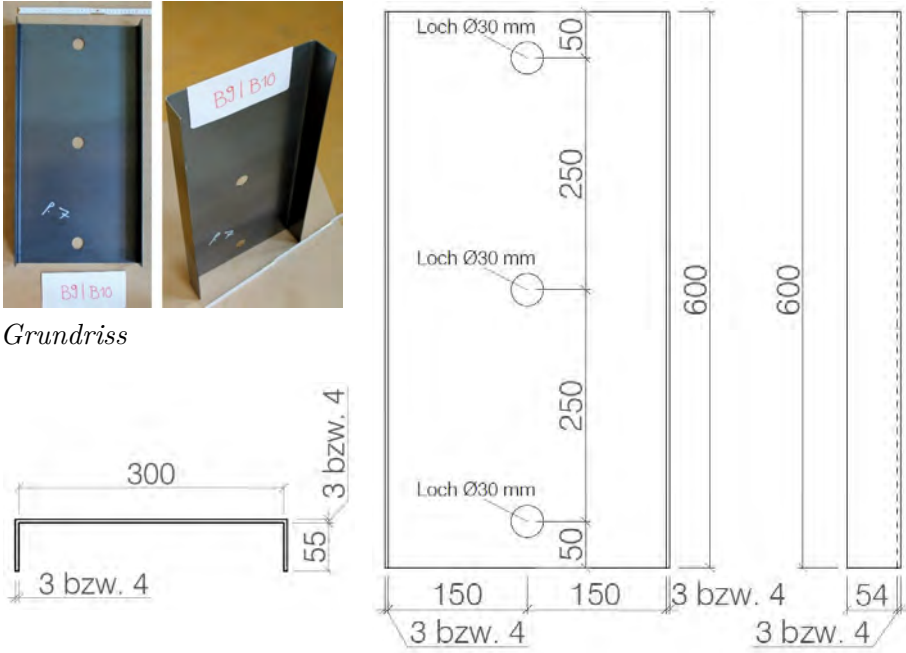
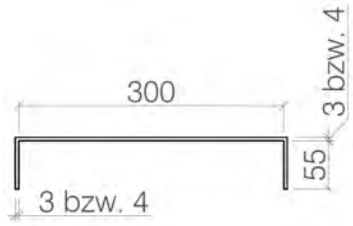
Es wurden 16 Prüfkörper, welche in vier Gruppen unterteilt wurden, produziert und getestet. Die Länge der Betonelemente beträgt 650 mm und die der Stahl- bzw. Holzelemente 600 mm. Diese werden beidseits in den Beton einbetoniert [24], [39].

In Tab. 5.1 ist eine Übersicht der verwendeten Materialien aufgezeigt.

Tab. 5.1: Überblick der Probekörper für den Ausziehversuch, Maße in [mm], [24], [39]

Material	Kennnr.	Verbindungsmethode	
<p>BSH G124c</p>	A1a, A1b	<p>Holzkerfen 90x30 mm, 200 mm Länge</p>	
	A1c, A1d		
<div style="display: flex; align-items: flex-start;"> <div style="flex: 1;"> <p>Kerfe Prüfkörper Ansicht Oben</p>  <p>Kerfe-Prüfkörper Ansicht Seite</p>  </div> <div style="flex: 2;">  </div> </div>			
<p>Stahl S235</p>	B1a, B1b	3 mm Blech	<p>Puzzleleiste gerade</p>
	B2a, B2b	4 mm Blech	
<div style="display: flex; align-items: flex-start;"> <div style="flex: 1;">  <p><i>Detail Schnitt</i></p>  <p><i>Grundriss</i></p>  </div> <div style="flex: 2;"> <p><i>Ansicht</i></p>  </div> </div>			

Stahl S235	B3a, B3b	3 mm Blech	Puzzleleiste abgekantet
	B4a, B4b	4 mm Blech	
<i>Ansicht</i>			
 <p style="text-align: center;"><i>Grundriss</i></p> 			
Stahl S235	B5a, B5b	3 mm Blech	Lochleiste abgekantet
	B6a, B6b	4 mm Blech	
<i>Ansicht</i>			
 <p style="text-align: center;"><i>Grundriss</i></p> 			

<p>Stahl S235</p>	<p>B7, B8</p>	<p>3 mm Blech</p>	<p>Kontrollserie gerade</p> <p><i>Ansicht</i></p>  <p><i>Grundriss</i></p> 
<p>Stahl S235</p>	<p>B9, B10</p>	<p>3 mm Blech</p>	<p>Kontrollserie abgekantet</p> <p><i>Ansicht</i></p>  <p><i>Grundriss</i></p> 

Die Einteilung in die vier Versuchsgruppen wird in Tab. 5.2 aufgezeigt.

Tab. 5.2: Einteilung der vier Versuchsgruppen, [39], [24]

Gruppe		
I	A1a - Holz-Beton	30 mm Kerfen
	B1a - Stahl-Puzzleleiste gerade	3 mm
	B3a - Stahl-Puzzleleiste abgekantet	3 mm
	B7 - Stahl-Kontrollserie gerade	3 mm
II	A1b - Holz-Beton	30 mm Kerfen
	B2a - Stahl-Puzzleleiste abgekantet	4 mm
	B5a - Stahl-Lochleiste abgekantet	3 mm
	B8 - Stahl-Kontrollserie gerade	4 mm
III	B1b - stahl-Puzzleleiste gerade	4 mm
	B4b - Stahl-Puzzleleiste abgekantet	4 mm
	B2b - Stahl-Puzzleleiste gerade	3 mm
	B3b - Stahl-Puzzleleiste abgekantet	3 mm
IV	A1c - Holz-Beton	30 mm Kerfen
	A1d - Holz-Beton	30 mm Kerfen
	B5b - Stahl-Lochleiste abgekantet	3 mm
	B6a - Stahl-Lochleiste abgekantet	4 mm

5.2 Aufbau des Versuches

Der prinzipielle Aufbau der erstellten Probekörper ist in Abb. 5.3 und Abb. 5.4 abgebildet. Die Abmessungen des Prüfkörpers betragen $h/b/l = 70 \text{ cm}/40 \text{ cm}/35 \text{ cm}$. Für den Abscherversuch der Holz-Beton (siehe Abb. 5.3) Verbindung wurden zwei Holzelemente mit den Maßen $60 \times 12 \times 20 \text{ cm}$ und zwei seitlich auf halber Höhe eingeschnittenen Kerfen geprüft. Im Vergleich zum tatsächlich geplanten Träger wurde die Lage der Kerfen nach außen gekehrt, damit diese besser sichtbar werden und das Bruchverhalten besser analysiert werden kann. Beide Hölzer wurden über drei Gewindestangen im Abstand von 15 cm miteinander verbunden.

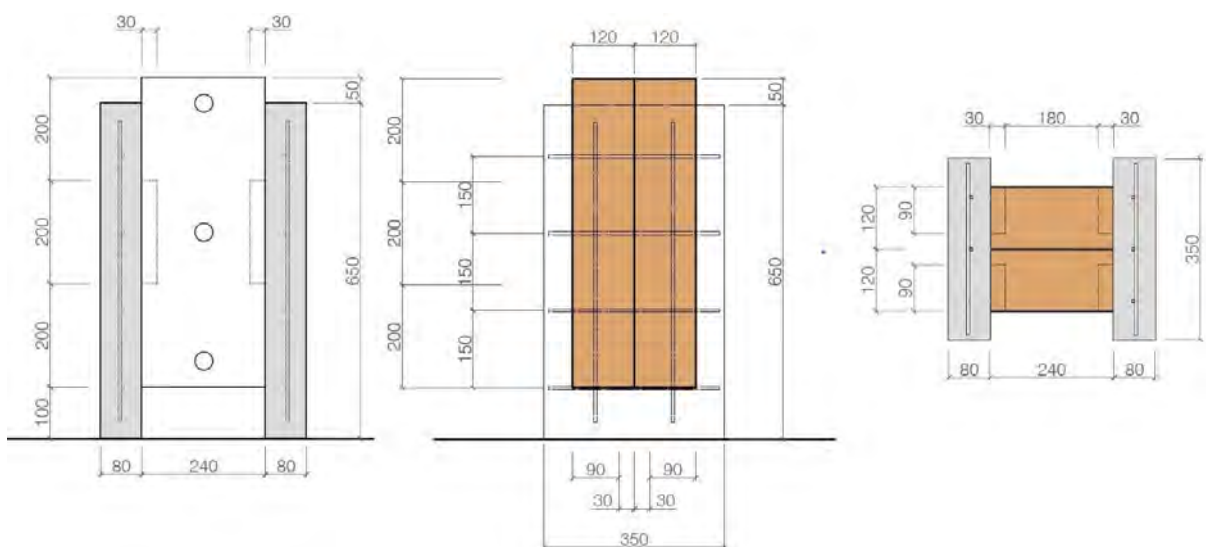


Abb. 5.3: Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt des Holz-Beton Probekörpers, Maße in mm, [24], [39]

Die Versuchskörper für die Stahl-Beton Verbindung bestanden aus zwei Stahlblechen, welche aneinanderliegend auf beiden Seiten bis zur Mitte des Betonelements einbetoniert wurden. Dies entspricht einer Betondeckung von ca. 33 mm. Auf eine Verbindung der Bleche zueinander wurde verzichtet. Um ein auftretendes Beulen der Bleche zu verhindern, wurden beide Seiten durch Holzelemente verstärkt. Diese wurden ebenfalls über drei Gewindestangen befestigt und weisen keinen Kontakt zum Betonelement auf, womit kein Beitrag des Holzes zum Schubwiderstand geleistet wird (siehe Abb. 5.4).

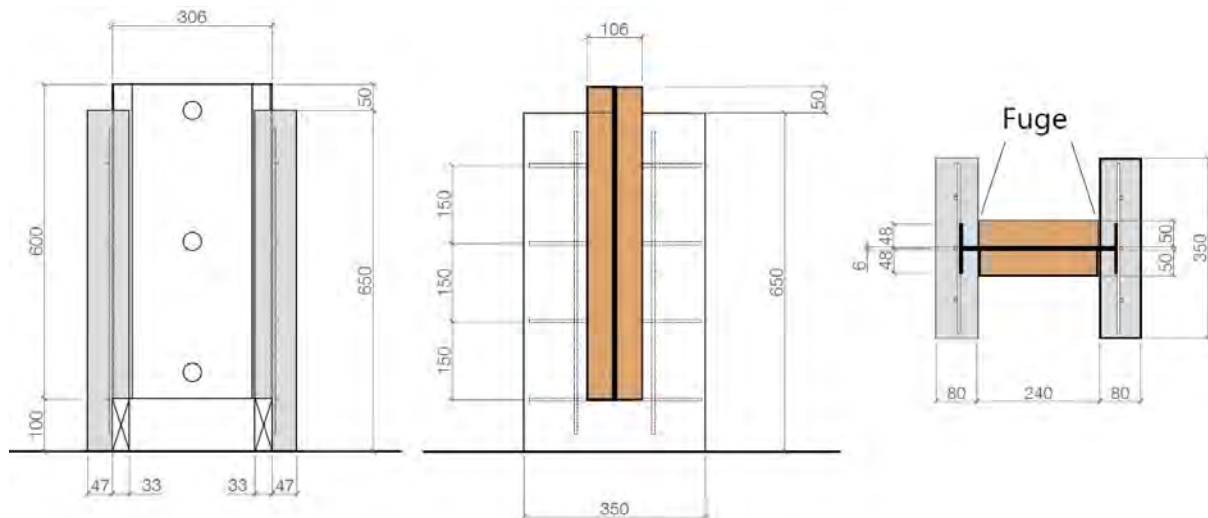


Abb. 5.4: Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt des Stahl-Beton Probekörpers, Maße in mm, [24], [39]

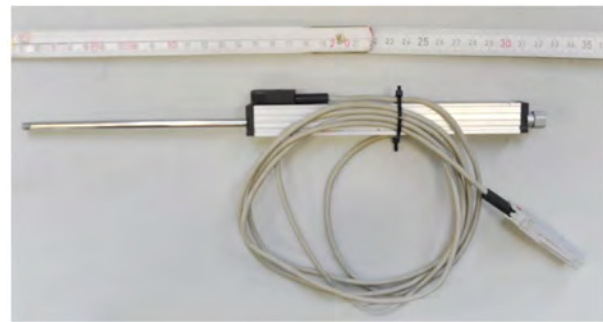
Wie in der Ansicht der Abb. 5.4 ersichtlich, sind während des Betoniervorgangs Styrorelemente unterhalb der Bleche platziert worden. Der Grund bestand darin, den durch die Stahlblechstirnseite übertragbaren Spitzendruck zu verhindern. Dieser würde eine Beeinträchtigung der Verformungs- bzw. Festigkeitswerte nach sich ziehen. Die Platten wurden vor Beginn des Versuches wieder entfernt.

Die Bewehrung der Stahl-Beton und Holz-Beton Prüfkörper erfolgte mittels einer Stahlmatte mit $\varnothing 6$ mm alle 150 mm.

Die Belastung der Probekörper erfolgte gemäß ÖNORM EN 1994-1-1, Anhang B [13] zentrisch bis zur Bruchlast. Die Last wurde durch eine hydraulische Presse der Firma *Walter+Bai AG* mit einer Maximallast von 500 kN aufgebracht. Die Verformungen wurden anfangs mit sechs Messkolben und dem ALMEMO[®] 5690-2 Messgerät ausgewertet (siehe Abb 5.5). Da die gemessenen Verformungen geringer waren als angenommen, wurden ab der dritten Versuchsreihe vier Wegaufnehmer (ABSOLUTE Digimatic Messuhren) der Marke *Mitutoyo* verwendet. Diese verfügen über eine Messgenauigkeit von 10^{-3} mm. Des Weiteren wurde die Verschiebung der Presse mit einer Genauigkeit von 0,01 mm aufgenommen [24], [39].



(a) Messgerät ALMEMO® 5690-2



(b) Druckkolben

Abb. 5.5: Messausrüstung ALMEMO®, [24], [39]

5.3 Herstellung der Probekörper

Für den Aufbau der Probekörper wurden vier Schalungen hergestellt, welche für alle Versuchsgruppen wiederverwendet wurden. Als Bewehrung kamen Betonstahlmatten Q 188 A zum Einsatz. Diese weisen einen Abstand von $a = 150 \text{ mm}$ von einem Bewehrungsstab zum anderen auf und haben einen Durchmesser von $\varnothing 6 \text{ mm}$. Die Holz- bzw. Stahlelemente wurden bereits vor Beginn des Betonierens in die Schalung eingebracht.

Wie schon in Kapitel 5.2 angeführt, kamen bei den Stahl-Beton Probekörpern die Styrodurelemente zum Einsatz. In Abb. 5.6 bis 5.8 sind der Aufbau der Schalungen und die zusätzlich verwendeten Materialien abgebildet. Die in Abb. 5.8 aufgezeigten Styrodurelemente wurden der Breite nach am Fuß der Schalung der Stahlelemente eingebracht wie im linken Bild aus Abb. 5.7 ersichtlich.



Abb. 5.6: Schalungsaufbau der Holzelemente, [24], [39]



Abb. 5.7: Schalungsaufbau der Stahlelemente, [24], [39]



Abb. 5.8: v.l.n.r.: Styrodurelement, Bewehrungsmatte und Gewindestange, [24], [39]

Zum Einsatz kam SCC (self compacting concrete), ein selbstverdichtender Beton. Der Vorteil besteht darin, dass keine zusätzlichen Verdichtungsmaßnahmen notwendig sind. Die Zusammensetzung des Betons ist in Tab. 5.3 aufgezeigt [24], [39].

Tab. 5.3: Zusammensetzung des Betons, [24], [39]

41,00 kg	Gesteinskörnung 0/4
11,30 kg	Gesteinskörnung 4/8
11,34 kg	Gesteinskörnung 8/16
7,70 kg	Wasser
15,60 kg	Portlandkompositzement - Lafarge Zementwerke GmbH - der Schwarze
0,27 kg	Fließmittel TAL Betonchemie Handel GmbH
6,80 kg	Flugasche Lafarge Zementwerke GmbH – Flua-mixC

5.4 Versuchsaufbau

Nach Herstellung der Probekörper und Aushärten des Betons wurden diese mittels einer hydraulischen Presse geprüft. Durch diese wurde eine Kraft über mehrere Lasteinleitungsplatten auf das Stahlblech bzw. Holzelement aufgebracht und die Relativverschiebung zwischen diesen und dem Beton gemessen. Um ein seitliches Kippen im Falle eines Versagens der Scherverbindung zu verhindern wurden die Betonelemente am unteren Rand kraftfrei gehalten.

Bei den ersten Versuchen wurde die Last mit einer Presse zentrisch über mehrere Lasteinleitungsplatten auf die Holz- bzw. Stahlelemente aufgebracht (siehe Abb. 5.9). Nach der ersten Versuchsreihe wurden jedoch zwei Pressen eingesetzt, da die maximale Bruchlast, vor allem für die sehr steifen Verbindungen mit abgekanteten Blechen nicht mit einer Presse aufgebracht werden konnte. Um diese Last aufbringen zu können wurde ein querverlegter Stahlträger auf den Probekörper aufgelegt. Dieser wurde mithilfe eines Halbzylinders aus Stahl gelenkig auf den Lasteinleitungsplatten gelagert. Somit wurde nach dem Prinzip eines Wippbalkens eine reine punktuelle Belastung des Stahlblechs erlaubt (siehe Abb. 5.10) [4].

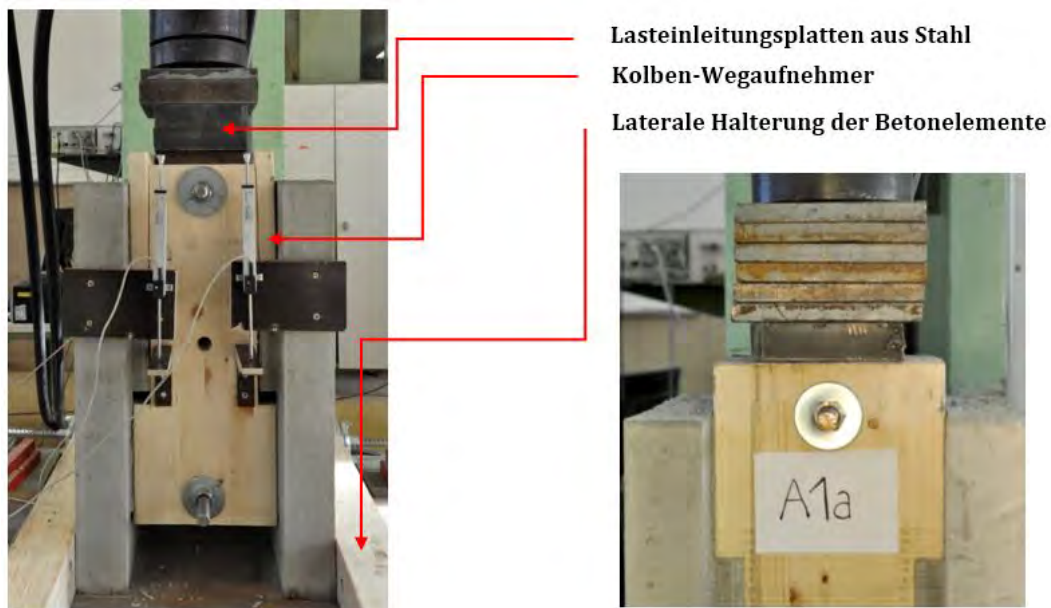


Abb. 5.9: Versuchsaufbau für den Holz-Beton Probekörper, [4]



Abb. 5.10: Versuchsaufbau für den Stahl-Beton Probekörper, [4]

5.5 Versuchsergebnisse

5.5.1 Holz-Beton-Verbindung

Die Probekörper der Holz-Beton-Verbindung wiesen alle Scherversagen auf, welches durch ein überschreiten der Längsschubfestigkeit hervorgerufen wurde. Das Versagen trat am Rande der Lasteinleitungszone auf, an welchen das Holz gespalten wurde (siehe Abb. 5.11). Alle Probekörper dieser Verbindung wiesen eine ähnliche Steifigkeit im elastischen Bereich und eine ähnliche maximale Last auf. Diese Verbindung ist weicher als jene aus Stahl und Beton [4].



Abb. 5.11: Scherversagen der Holz-Beton-Verbindung, [4]

5.5.2 Stahl-Beton-Verbindung

Das Versagen der Stahl-Beton-Verbindung mit geraden Puzzleleisten zeigte sich durch ein Abplatzen des Betons im Bereich der einzelnen Puzzleleiste. In diesem Bereich wurde der Beton keilförmig ausgebrochen, was einen typischen Versagensmechanismus vom Puzzleleiste darstellt (siehe Abb. 5.12). Des Weiteren kam es zu plastischen Verformungen der Stahlbleche. Die abgekanteten Bleche wiesen teilweise eine geringfügig erhöhte Maximallast und ein geringfügig steiferes Verbindungsverhalten auf.

Ein weiterer Versagensmechanismus zeigte sich im oberen Bereich der Bleche. Da dieser Bereich nicht durch den Beton seitlich gehalten wurde und die Stabilisierung durch das Holz nicht ausreichte, kam es hier zum Beulen des Stahlbleches (siehe Abb. 5.12 rechts). Um diesen Verhalten bei den nachfolgenden Untersuchungen entgegenzuwirken wurden die Bleche durch Stahlplatten verstärkt.

Die Schubfestigkeit der geraden Bleche der Kontrollserie, welche keinerlei Kontakt außer Reibung aufwiesen, zeigte sich wie zu erwarten als gering, wobei auch bei diesen ein Versagen durch ein Überschreiten der maximalen Betonpressung aufgetreten ist [4].



Abb. 5.12: Versagen des Betons und Beulen des Stahlblechs bei gerader Puzzleleiste, [4]

5.5.3 Ergebniszusammenstellung

Die Last-Verschiebungskurven sind in Abb. 5.13 abgebildet. Die Werte für die Verschiebungen ergeben sich aus den gemittelten Messwerten der vier Wegaufnehmer. Die Kraft wurde mit Hilfe der hydraulischen Presse gemessen. Es ist ersichtlich, dass die Last-Verschiebungskurven im linear-elastischen Bereich, jeweils für Holz (Versuchsreihen A1) und für Stahl (Versuchsreihen B1-B6) sehr nah beieinander liegen. Daher kann man von ähnlichen Verbindungsmittelsteifigkeiten ausgehen [4].

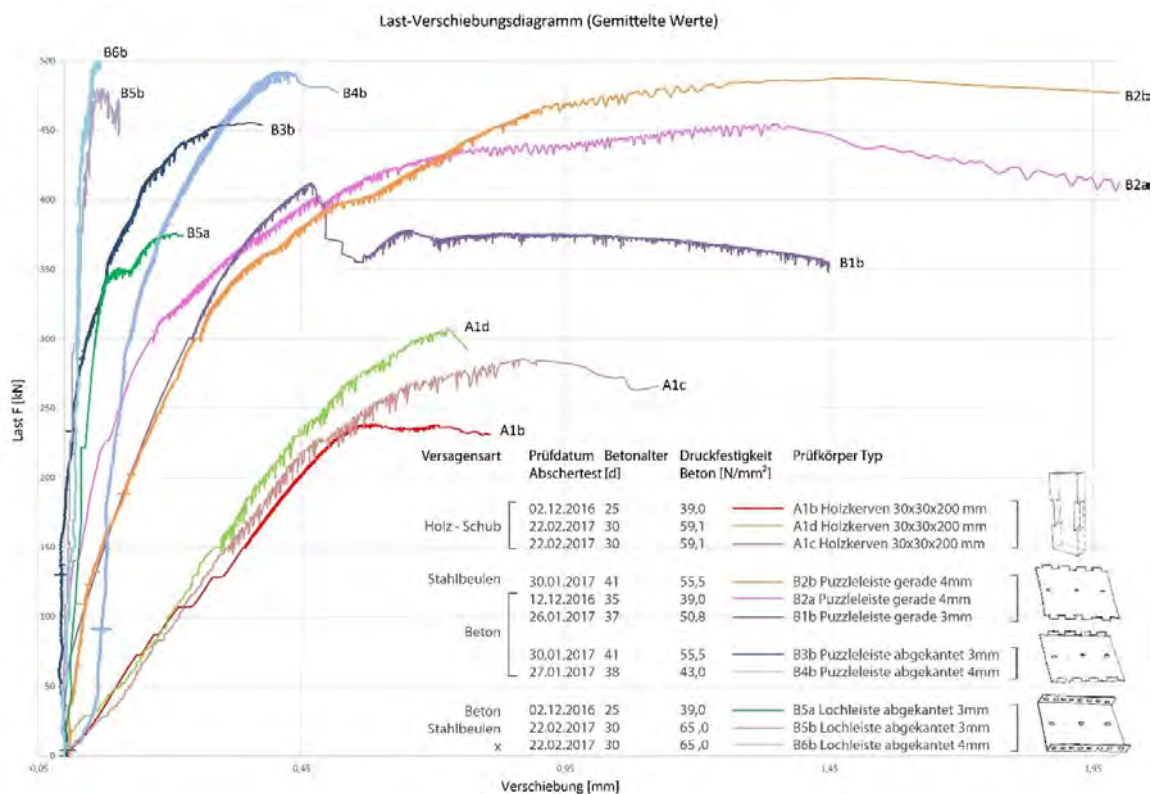


Abb. 5.13: Last-Verschiebungsdiagramm der Abscherversuche - gemittelte Werte, [4]

Da einige Versuchskörper aus Tab. 5.2 keine aussagekräftigen Ergebnisse lieferten, wurden diese nicht in die Last-Verschiebungskurven mitaufgenommen.

Ermittlung der Last-Verschiebungsbeziehung für weitere Berechnungen

Für die Ermittlung der Last-Verschiebungsbeziehung wurden die Probekörper A1b und B2a (siehe Abb. 5.16) aus der Versuchsreihe II herangezogen. Auch wenn die Blechdicke der Versuchsreihe B2a mit 4 mm nicht jener der später verwendeten Bleche mit 3 mm entspricht, stellt die Verwendung dieser kein Problem dar, da alle Probekörper im linear-elastischen Bereich ein ähnliches Verhalten aufwiesen. Die Last-Verschiebungskurven beider Probekörper mit den Messwerten der vier Sensoren und des Druckkolbens sind in Abb. 5.14 und Abb. 5.15 abgebildet.

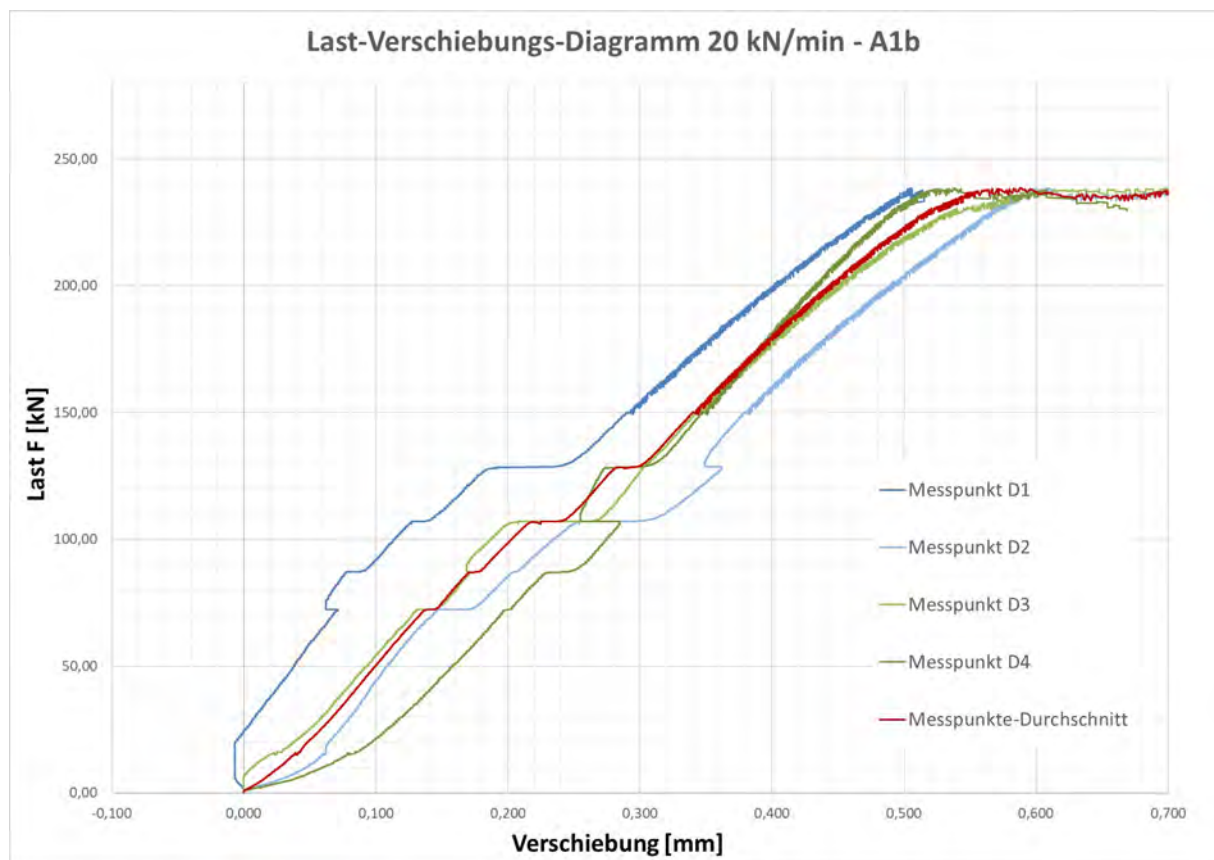


Abb. 5.14: Messergebnisse des Abscherversuches A1b (Beton-Holz), [4]

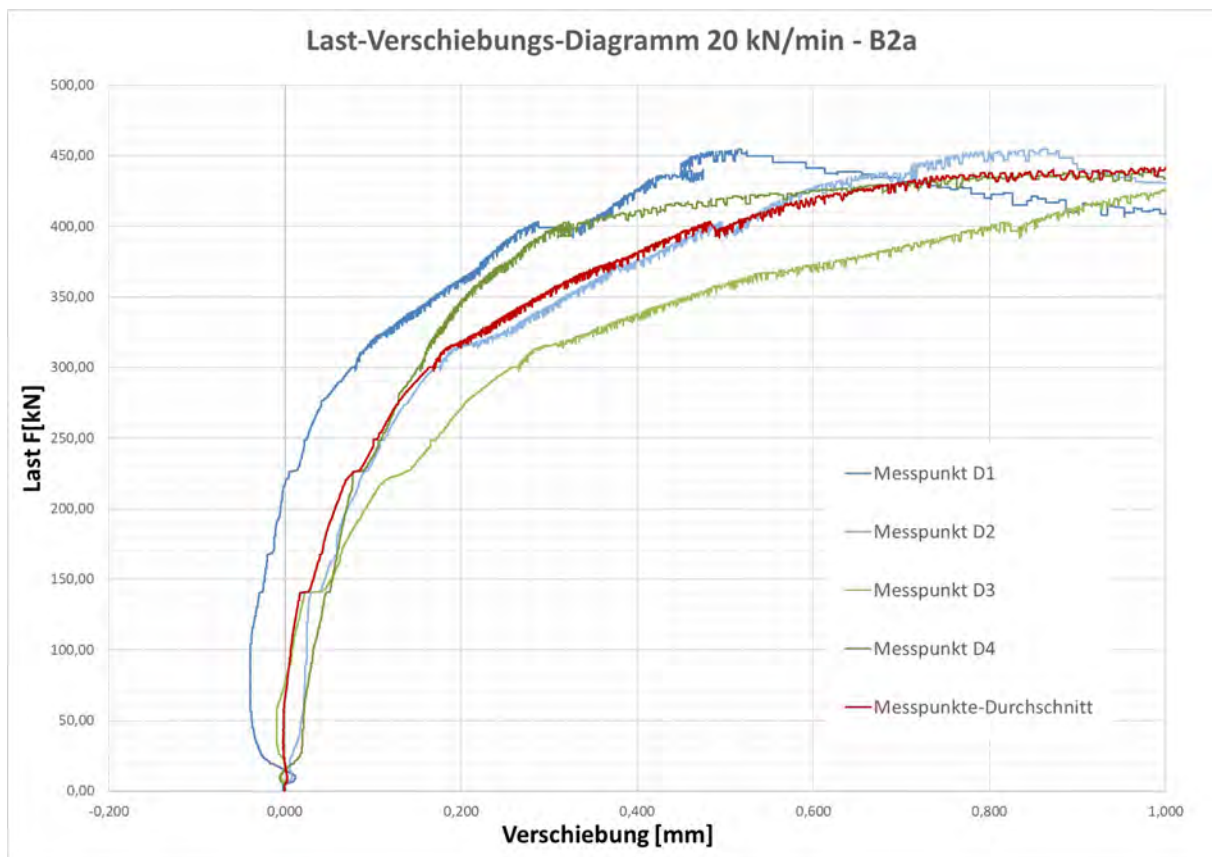


Abb. 5.15: Messergebnisse des Abscherversuches B2a (Beton-Stahl), [4]

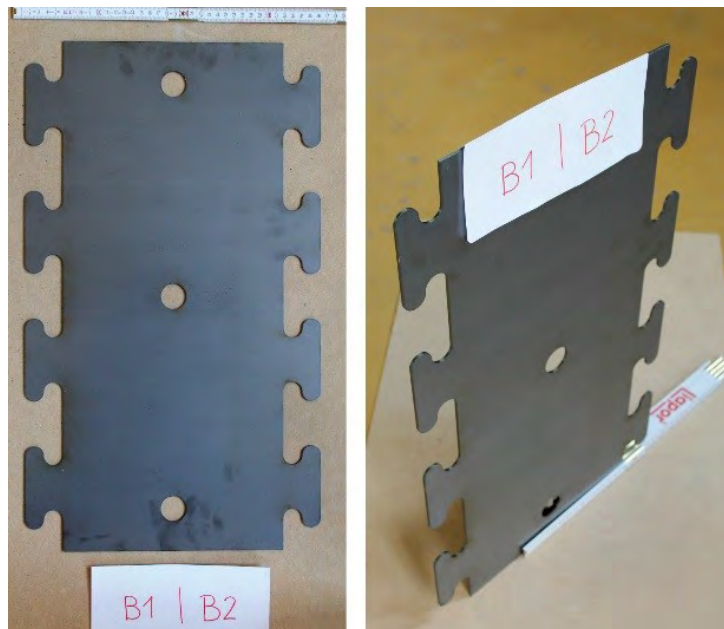


Abb. 5.16: Verwendeter Prüfkörpertyp mit gerader Puzzleleiste und 4 mm Blechstärke, [4]

Um in weiterer Folge eine Last-Verschiebungs Beziehung aufstellen zu können mussten die ermittelten Werte angepasst werden. Hierfür wurden für die horizontale Achse alle Verschiebungswerte der vier Messsensoren gemittelt. Auf der vertikalen Achse wurde die gemessene Kraft des hydraulische Druckkolbens aufgetragen. Für die Ermittlung der Werte wurden die Verbindungssteifigkeiten im linear-elastischen Bereich linear angenähert. Dieser Prozess wird für die Holz-Beton (A1b) und Beton-Stahl (B2a) Verbindungen in Abb. 5.17 aufgezeigt.

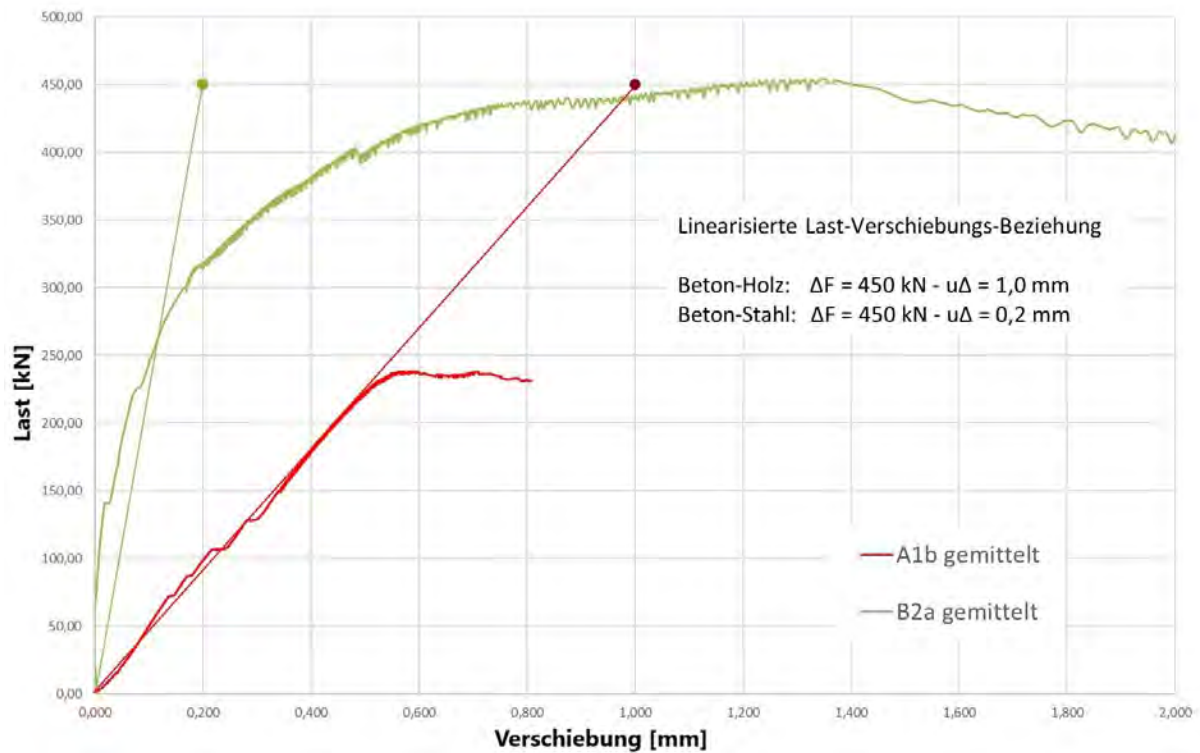


Abb. 5.17: Linearisierte Last-Verschiebungsbeziehung für die gemittelten Werte von A1b und B2a, [4]

Kapitel 6

Numerische Untersuchung der Bauteile mittels SOFISTIK und RSTAB

Anhand der Ergebnisse aus Kapitel 5 wurden in weiterer Folge die Eingangsparameter für eine numerische und eine vorausgehende Untersuchung der Rippendeckenelemente bestimmt.

Dafür war es nötig, die Verbindungsmittelsteifigkeiten anhand der Last-Verschiebungskurve im linear-elastischen Bereich zu ermitteln. Dies wurde für die Holz-Stahl- und die Holz-Beton-Verbindungen durchgeführt.

Die ermittelten Verbindungsmittelsteifigkeiten sind anschließend in Form von Querfedersteifigkeiten in das SOFISTIK Modell integriert worden. Dadurch war eine genauere Analyse des Struktur- und Materialverhaltens des Systems, bestehend aus drei Materialien, möglich.

In weiterer Folge wird der Entstehungsprozess des Trägermodells mit Hilfe der Software SOFISTIK sowie die Ermittlung der Verbindungsmittelsteifigkeiten aufgezeigt. Darüber hinaus wird die Entwicklung eines Stabwerkmodells in der Software RSTAB aufgezeigt, weil im Vergleich zum SOFISTIK-Modell die Lage der Kerven genauer abgebildet werden kann [4].

6.1 Modellierung mit SOFISTIK

In den nachfolgenden Ausführungen wird der Modellierungsprozess für die geplanten Biegeversuche der Rippendeckenelemente erläutert. Diese Abfolge wurde anhand der Software SOFISTIK in Form von dreidimensionalen Modellen durchgeführt. Die Erstellung der Modelle erfolgt entweder grafisch mittels dem dazugehörigen Programm SOFIPLUS X oder textbasiert mittels Teddy 2018. Der Modellierungsprozess erfolgte durch Herrn Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič von der University of Ljubljana.

6.1.1 Schritt 1 - Erste Modellierung, Wahl der Betondicke und Bewehrung

Der erste Schritt sieht vor, fünf verschiedene Modelle mit unterschiedlichen Geometrien und Nutzlasten zu erstellen. Dies geschieht unter der Berücksichtigung der aus den Abscherversuchen gewonnenen Verbindungsmittelsteifigkeiten. Ziel dieses Schrittes ist, das allgemeine Bauteilverhalten zu untersuchen.

Die Modellierung erfolgt als zweistegiger Plattenbalken bestehend aus einer Betonplatte, zwei Holzträgern ($b \times h = 120 \times 400$ mm) und zwei Stahlträgern mit einer Dicke von jeweils 4 mm, welche

innerhalb des Holzquerschnitts liegen. Die Stahlträger sind als einfache Rechteckquerschnitte ohne Untergurt modelliert. Die Verbindungen zwischen Stahl und Beton, sowie jene zwischen Holz und Beton sind mittels verschmierten Federsteifigkeiten simuliert.

Der Unterschied zwischen den einzelnen Modellen liegt in der Dicke der Betonschicht, der Bauteillänge, der Gesamtbauteilbreite und der gewählten Nutzlast. Die verschiedenen Varianten sind in Tab. 6.1 aufgezeigt [4].

Tab. 6.1: Modelvarianten des Modellierungsschritts 1, [4]

Varianten	Länge	Breite	Beton	Nutzlast q	Stahlquerschnitte
1	6 und 8 m	1,2 m	50 mm	2,8 kN/m ²	Nur Steg
2	6 und 8 m	1,2 m	50 mm	5,0 kN/m ²	Nur Steg
3	6 und 8 m	2,4 m	80 mm	2,8 kN/m ²	Nur Steg
4	6 und 8 m	2,4 m	80 mm	5,0 kN/m ²	Nur Steg
5	8 m	2,4 m	80 mm	5,0 kN/m ²	Steg und Steg + Untergurt

Als weitere Lastfälle sind noch das Eigengewicht des Trägers und eine ständige Last für einen Fußbodenaufbau mit 1,6 kN/m² hinzugekommen.

Für die Bewehrung ist zunächst nur die Mindestbewehrung in zwei Lagen vorgesehen und wird anhand der maßgebenden linear-elastischen Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erhöht.

Mithilfe dieser Bewehrung werden in weiterer Folge nicht-lineare Berechnungen durchgeführt, welche ebenfalls das Kriech- bzw. Schwindverhalten des Betons unter Zuhilfenahme angepasster Materialmodelle und einer Endkriechzahl von $\varphi = 2,0$ sowie einer angenommenen endgültigen Schwinddehnung von $\varepsilon_{cs} = -0,3 \%$ berücksichtigen.

Diese Berechnungen zeigen, dass die Betonplatte nicht komplett überdrückt ist und im unteren Bereich Zugspannungen infolge des Längsbiegemoments aufweist. Die nicht-linearen Berechnungen schließen aus diesem Grund auch das Rissverhalten des Betons unter Zugspannung und die daraus resultierenden Spannungsumlagerungen im Zustand II mit ein [4].

Das für die Berechnung verwendete Modell ist in Abb. 6.1 abgebildet.

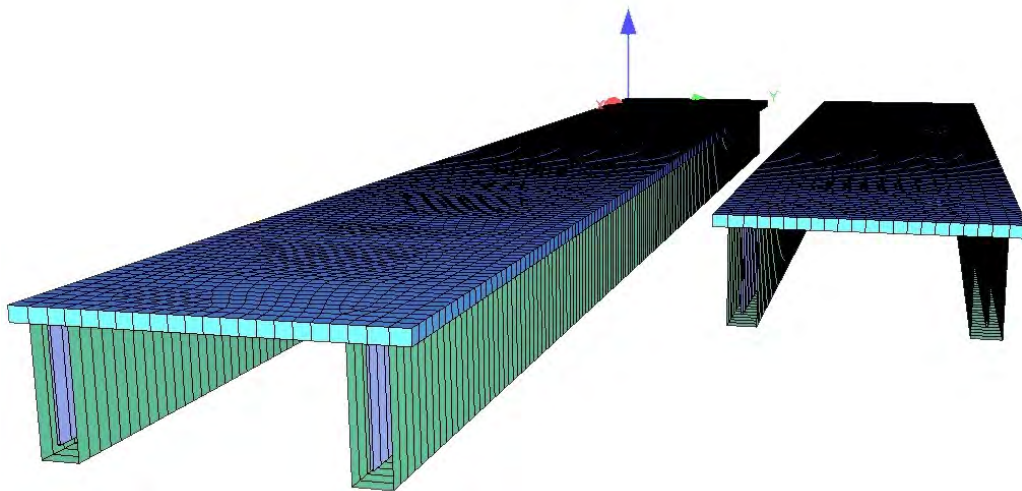


Abb. 6.1: SOFISTIK Modell des Modellierungsschritts 1 von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič, [4]

6.1.2 Schritt 2 - Vorstudie zur Entwicklung der Elementrippen

Der zweite Schritt sieht vor, die Geometrie des Modells so anzupassen, dass nur mehr ein Deckenelement mit der dazugehörigen Einflussbreite untersucht wird. Die Betondecke kommt mit einer Dicke vom 80 mm zur Ausführung und die Gesamtbreite ist mit 1,20 m gewählt. Für die Rippe wird ein Holzquerschnitt gewählt, welcher mit einem innenliegenden Stahlträger verstärkt ist. Im Gegensatz zum Modellierungsschritt 1 kommt ein Stahlträger mit Steg und Untergurt zur Anwendung.

Im Rahmen dieser Modellierung sind vier verschiedene Querschnittsvarianten der Rippe mit verschiedenen Dimensionierungen der Holz- und Stahlelemente untersucht worden. Für alle Stahlträger wurde eine konstante Dicke des Stegs von 2x3 mm und des Untergurts von 6 mm gewählt. Um den Einfluss dieser Bleche beurteilen zu können, sind zu allen vier Varianten entsprechende Modelle ohne Stahl erstellt worden. Die Verbindungssteifigkeiten wurden ebenfalls wieder als verschmierte Federn über die gesamte Länge implementiert.

Zur Anwendung kommen Modelle mit 6 m und 7 m Länge unter zwei verschiedenen Belastungsarten. Eine ständige Auflast von 1,6 kN/m² und das Eigengewicht werden für alle Träger angesetzt. Die anderen Lastvariationen bestehen zum einen aus einer flächigen Nutzlast von 2,8 kN/m² bzw. 5,0 kN/m² und als zweite Variante aus einer Linienlast in den Viertelpunkten des Trägers. Der letzte Lastfall entspricht jenem, welcher unter den geplanten Vier-Punkt-Biegeversuchen zur Anwendung kommt. Die Linienlasten werden so gewählt, dass sie die selben Biegemomente wie die äquivalenten Flächenlasten erzeugen.

Die verschiedenen Variationen der Geometrien und Lastfälle sind in Tab. 6.2 aufgezeigt. V1 steht hier für die Variation der Rippengeometrie, V2 für die Variation der Rippengeometrie ohne Stahl und V3 für die Variation der Rippengeometrie mit höheren Lasten.

Tab. 6.2: Modelvarianten des Modellierungsschritts 2, [4]

	Varianten	Länge [m]	Beton QS b x h [mm]	Holz QS b x h [mm]	Stahlsteg b x h [mm]	Stahl UG b x h [mm]	Nutzlast q [kN/m ²]	Linien- last P [kN/m]
V1	Voll	6 7	1200x80	240x240	6x197	146x6	2,8	8,4 9,8
	Voll-d	6 7	1200x80	200x240	6x197	146x6	2,8	8,4 9,8
	Voll-n	6 7	1200x80	240x200	6x157	146x6	2,8	8,4 9,8
	Voll-dn	6 7	1200x80	200x200	6x157	106x6	2,8	8,4 9,8
V2	OS	6 7	1200x80	240x240	-	-	2,8	8,4 9,8
	OS-d	6 7	1200x80	200x240	-	-	2,8	8,4 9,8
	OS-n	6 7	1200x80	240x200	-	-	2,8	8,4 9,8
	OS-dn	6 7	1200x80	200x200	-	-	2,8	8,4 9,8
V3	Voll-h-d	6 7	1200x80	200x240	6x197	106x6	5,0	15 17,5
	Voll-h-n	6	1200x80	240x200	6x157	146x6	5,0	15
	Voll-h-dn	6	1200x80	200x200	6x157	106x6	5,0	15
	OS-h	6	1200x80	200x200	-	-	3,0	9

In Abb. 6.2 wird die Art des untersuchten Trägers aufgezeigt.

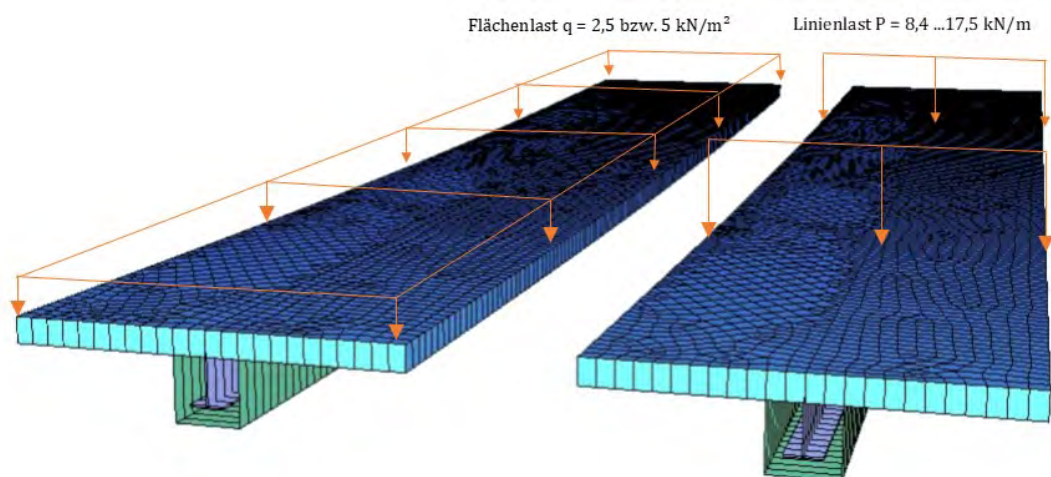


Abb. 6.2: SOFISTIK Modell des Modellierungsschritts 2 von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič, [4]

Auf Basis der Ergebnisse dieser Voruntersuchungen für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit und Tragfähigkeit wurde die Variante „Voll-h-n“ mit einer angenommenen Nutzlast von 5 kN/m² und den dazugehörigen Linienlasten für eine genauere Untersuchung gewählt. Bei dieser Variante sind sowohl Stahl- als auch Holzquerschnitte im maßgebenden Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit zu ca. 60 % ausgenutzt [4].

6.1.3 Schritt 3 - Genauere Modellierung des Rippenelementes und erweitertes Modell für Langzeitversuche

Im dritten Schritt sind die Verbindungen aller drei Materialien des Modells aus Schritt 2 neu modelliert. Hierfür wird die Verbindung Beton-Stahl weiterhin über verschmierte Federn über die gesamte Trägerlänge erstellt, um eine kontinuierliche Verbindung zu erhalten. Zusätzlich zu diesen verschmierten Federn ist die Verbindung Beton-Holz über jeweils drei diskrete Federn an beiden Trägerrändern modelliert.

Der Sinn besteht darin, dass die neu gewählte Verbindungsart - zwischen Holz und Beton - über diskrete Federn auch im Stande ist, die genaue Lage der Kerfen anzugeben und weiterer Folge auch anzupassen. Dadurch lässt sich das reale Verhalten des Trägers genauer abbilden. Die Federn sind als nicht-linear geplant, das heißt sie reagieren unterschiedlich auf Zug und Druck. Dadurch lässt sich ein Aufgehen der Verbundfuge in der Holz-Beton-Kerfe unter Zugspannungen simulieren. Die gesamte Modellierung wird anschließend in Abb. 6.5 in Kapitel 6.1.4.1 veranschaulicht.

Der Sinn dieses Modells besteht darin, einen Vergleich zwischen einem parallel erstellten RSTAB Modell herstellen zu können, welches ebenfalls in der Lage ist, die genaue Kerfenlage abzubilden. Dieser zeigt, dass beide Modelle, im Hinblick auf Spannungen und Durchbiegung, sehr ähnliche Ergebnisse liefern. Das bringt den Vorteil, dass für weitere Planungen der Versuche das leichter zu handhabende RSTAB Modell verwendet werden kann und das SOFISTIK Modell für eine genauere Untersuchung der Versuchsauswertung, vor allem im Bereich von Nichtlinearitäten, zur Verfügung steht. Des Weiteren erlaubt das SOFISTIK Modell eine mögliche Auswertung hinsichtlich des Langzeitverhaltens [4].

Die neue Modellierung erfolgt im Gegensatz zum Modell aus Schritt 2 nicht in grafischer Form mit Hilfe von SOFIPLUS X sondern mit dem in SOFISTIK enthaltenen Modul TEDDY in textbasierter Form. Ein Vorteil dieser Modellierung besteht darin, dass durch kurze Befehle Elemente, wie z.B. die diskreten Federn oder der Stahlträger, entfernt bzw. hinzugefügt werden können, ohne eine neue Modellierung durchführen zu müssen.

Anhand des SOFISTIK Modells kann ein weiterer angepasster Querschnitt für einen Langzeitversuch erstellt werden (siehe Abb. 4.4 in Kapitel 4.1). Dieser soll in weiterer Folge mit den Ergebnissen des 6 m langen Trägers verglichen werden. Die Geometrie des Langzeitträgers wird mit Hilfe von RSTAB entwickelt. Eine genaue Erklärung zur Querschnitts- und Belastungsfindung dieses Trägers befindet sich im Kapitel 7.

Der Unterschied zur Modellierung des 6 m langen Trägers besteht lediglich in der Veränderung der Geometrie. Die Modellierung der Verbindungen erfolgt analog zum Originalträger. Das Modell beinhaltet ebenfalls diskrete Federn an den Trägerrändern. Allerdings befinden sich aufgrund der reduzierten Trägerlänge nur zwei Federn pro Seite. Um einen Einfluss des Stahls auf das Verhalten des Trägers zu zeigen, wurde das Modell einmal mit und einmal ohne diesen modelliert.

In Abb. 6.3 werden die in Schritt 3 modellierten Träger aufgezeigt.

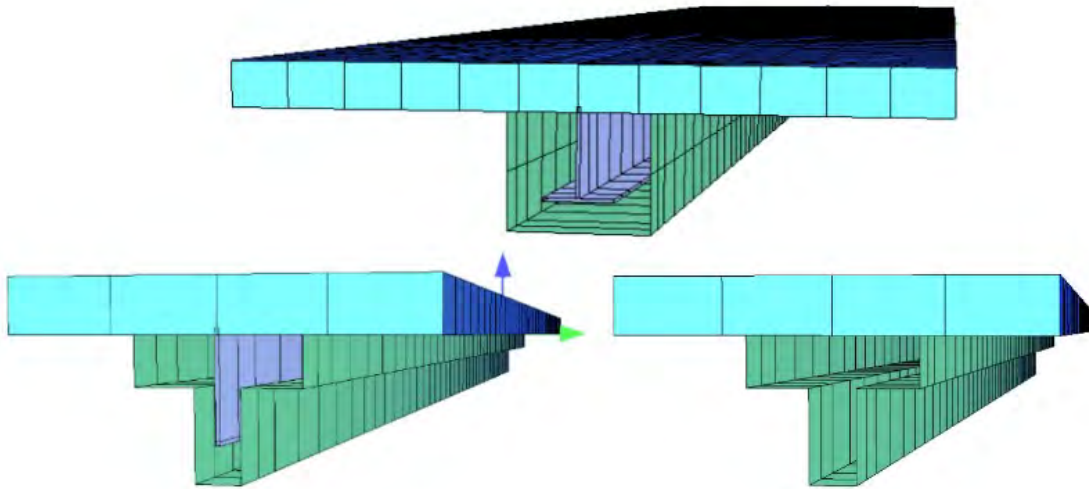


Abb. 6.3: SOFISTIK Modell des Modellierungsschritts 3 oben: Originalquerschnitt, unten: Querschnitte der Langzeitversuche mit und ohne Stahl von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič, [4]

6.1.4 Geometrie und Materialien des SOFISTIK Modells

6.1.4.1 SOFISTIK Modell des Schritts 2

Das Modell der Holz-Beton-Rippendecke wird anhand der in SOFISTIK enthaltenen Elemente Strukturfläche und Strukturlinie erstellt. Die Modellierung der Betonplatte erfolgt als Flächenelement in der Schwerachse. Bei diesen Strukturflächen handelt es sich um zweidimensionale Schalenelemente, welchen in weiterer Folge vom Programm, auf Basis der Geometrie und Materialeigenschaften, Scheiben-, Platten- und Rotationssteifigkeiten zugewiesen werden. Dadurch wird auch die Eingabe einer Plattenbewehrung gewährleistet, welche durch den Abstand der Schwerachsen von der Bezugsebene und der Angabe von Stababständen und Stabdurchmesser definiert werden. Rechnerisch werden für dieses Modell unter Beibehaltung aller Freiheitsgrade der Schalentheorie Membrankräfte, Biege- und Torsionsmomente und Scherkräfte ermittelt.

Die Rippenelemente aus Holz, sowie die Stahlelemente bestehend aus Steg und Untergurt, wurden aus Linienelementen in der Schwerachse dieser erstellt. Diese Linienelemente sind als zentrische Biegestäbe definiert und ermöglichen somit eine Ermittlung von biaxialen Biegemomenten, Querkräften und Normalkräften. Die Höhe des Stahlsteges wurde rechnerisch mit 158 mm angenommen, was der Höhe des Originalblechs abzüglich der Puzzlelemente entspricht und somit auf der sicheren Seite liegt. Die verwendeten Stabelemente sind in Abb. 6.4 abgebildet.

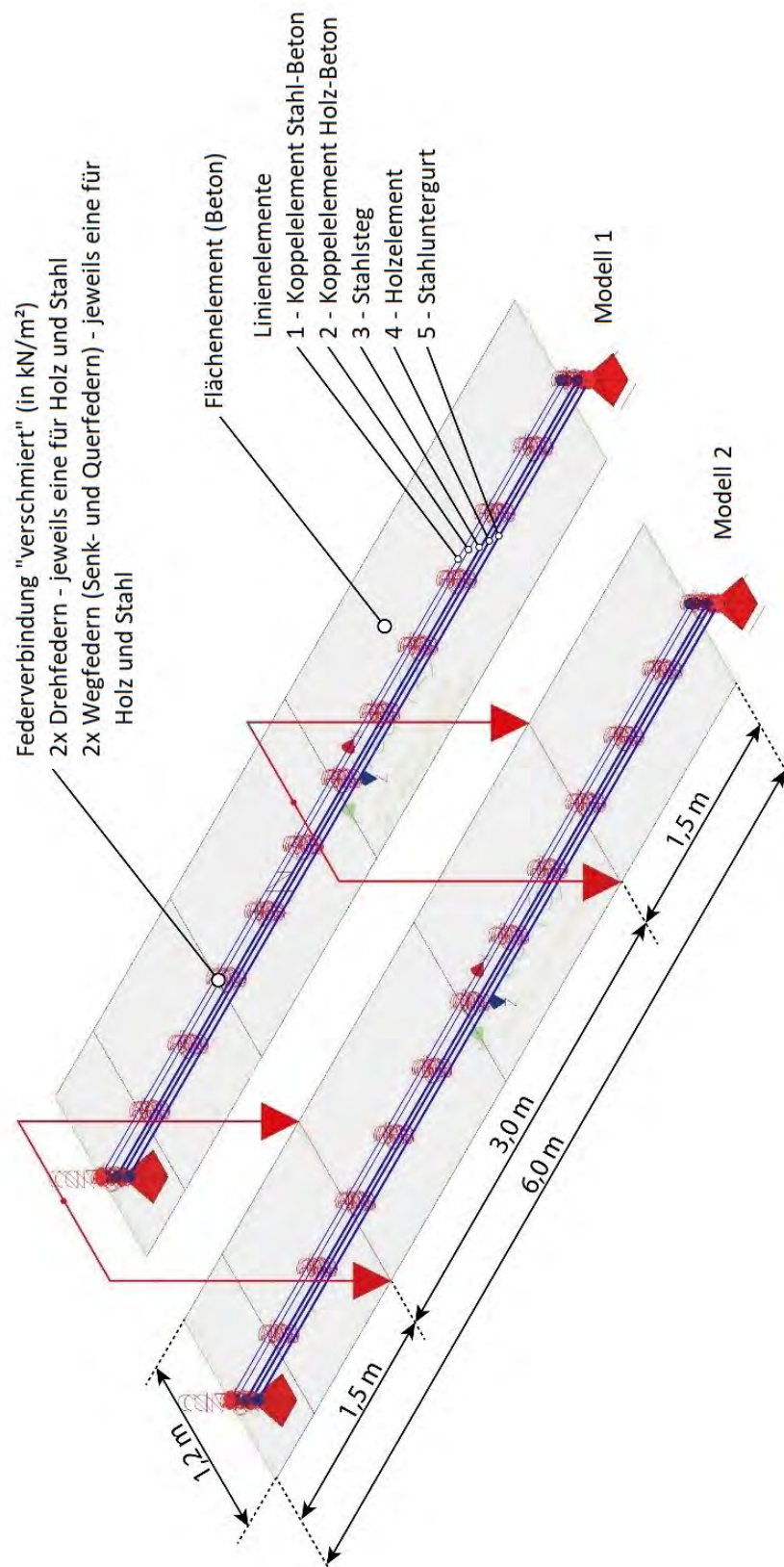


Abb. 6.5: Modellbildung des Rippendeckenelements aus Flächen- und Linienelementen mit Hilfe von SOFIPLUS X von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič, [4]

Die Berechnung des Eigengewichts erfolgt automatisch anhand der gewählten Materialien und deren Geometrie. Modell eins aus Abb. 6.5 besitzt zusätzlich noch eine Aufbau- und Nutzlast in Form einer Flächenlast. In Modell zwei wird die Nutzlast nicht als Flächen- sondern Querlast modelliert. Die Belastungen sind so gewählt, dass sich in Feldmitte das selbe Biegemoment einstellt wie in Tab. 6.3 ersichtlich.

Tab. 6.3: Lastvarianten der beiden Modelle für den Schritt 2, [4]

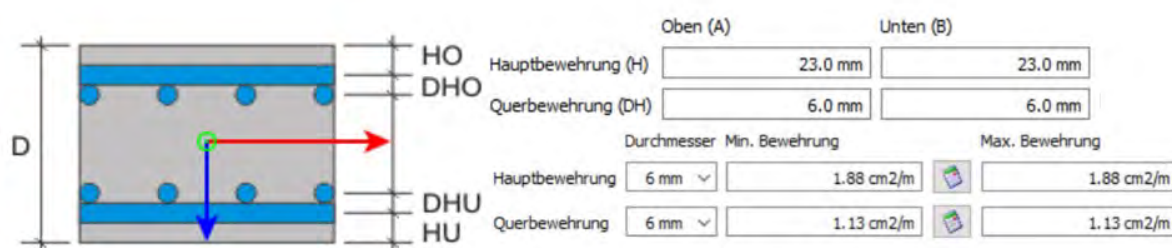
Modelle	Beschreibung	Eigengewicht	Aufbaulast	Nutzlast	Biegemoment
1	Balken auf zwei Stützen mit Flächenlasten	aus Geometrie	1,6 kN/m ²	5,0 kN/m ²	27 kNm
2	Balken auf zwei Stützen mit Flächenlast und Querlast	aus Geometrie	1,6 kN/m ²	15 kN/m	27 kNm

Die verwendeten Elemente laut Abb. 6.5 sind in Tab. 6.4 in Hinsicht auf Material, Querschnitt und Abstand von der Nullebene [z_i] aufgelistet.

Tab. 6.4: Verwendete Materialien im SOFISTIK Modell, [4]

Element	Beschreibung	Material	Länge l [m]	Querschnitt bxh [mm]	Fläche A [mm ²]	z_i [mm]
Flächenelement	Betonplatte + Bewehrung	C30/37 + B500 B	6	1200x80	96.000	+140
Linienelemente	Zentrische Biegestäbe					
1	Koppelement	-	6	-	-	+140
2	Koppelement	-	6	-	-	+100
3	Stahlsteg	S355	6	6x158	948	+34
4	Holzelement	GL24	6	240x200	48.000	+0
5	Stahluntergurt	S355	6	140x6	840	-45

Wie in Tab. 6.4 ersichtlich wird die Bewehrung auf Basis des Betonflächenelements modelliert. Es sind zwei Bewehrungsebenen definiert. Die Hauptbewehrung in Längsrichtung ist mit 1,88 cm²/m, also mit 6 mm Durchmesser und einem Abstand von 150 mm, gewählt. Die Querbewehrung ist mit 1,13 cm²/m, also mit 6 mm Durchmesser und einem Abstand von 250 mm, modelliert. Der Bewehrungsabstand von der Außenkante des Betons gemessen liegt für die Längsbewehrung bei 23 mm und für die Querbewehrung bei 29 mm. Daraus ergibt sich eine statische Höhe von 57 mm. Die Eingabeparameter für die Berechnung in SOFISTIK sind in Abb. 6.6 abgebildet [4].



		Oben (A)	Unten (B)
HO	Hauptbewehrung (H)	23.0 mm	23.0 mm
DHO	Querbewehrung (DH)	6.0 mm	6.0 mm
		Durchmesser	Min. Bewehrung
DHU	Hauptbewehrung	6 mm	1.88 cm ² /m
HU	Querbewehrung	6 mm	1.13 cm ² /m
			Max. Bewehrung
			1.88 cm ² /m
			1.13 cm ² /m

Abb. 6.6: Eingabewerte für die Bewehrung in SOFISTIK, [4]

Der letzte Schritt der Modellierung vor der Berechnung mit SOFISTIK ist die Unterteilung in Finite Elemente. Die Erstellung dieses Netzes erfolgt nach Eingabe der Feinheit automatisch. Für dieses Modell wurde ein Netz mit 50 mm großen Viereckelementen gewählt. Daraus ergeben sich insgesamt 5410 Finite Elemente. Das daraus generierte Modell ist in Abb. 6.7 abgebildet.

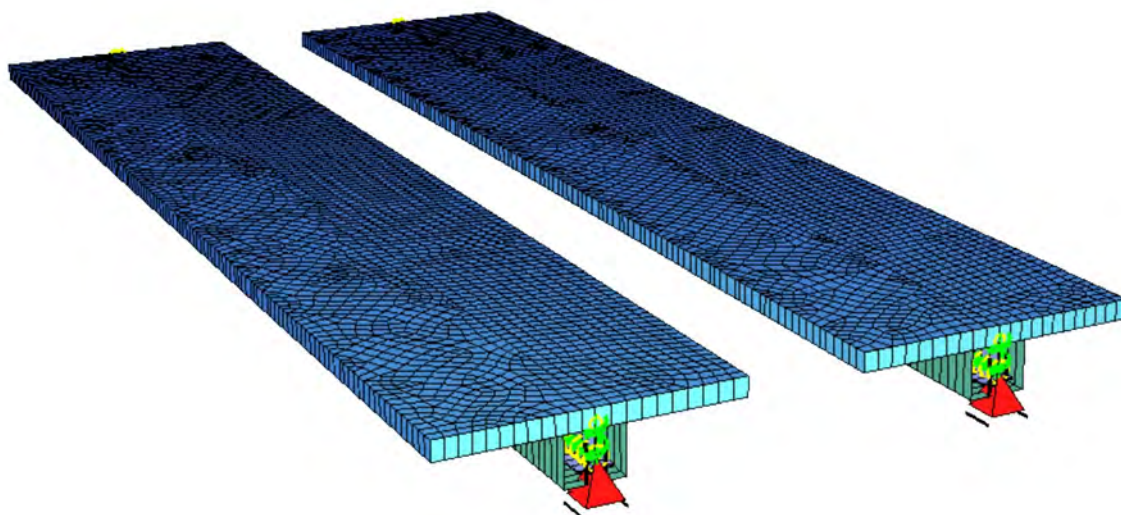


Abb. 6.7: SOFISTIK-Modell des Schritts 2 mit generiertem Netz von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič, [4]

6.1.4.2 SOFISTIK Modell des Schritts 3

Für den dritten Schritt wird die Holz-Beton-Rippendecke anhand des in SOFISTIK enthaltenen Moduls TEDDY erstellt. Die Eingabe der Elemente, Belastungen und Verbindungen ist textbasiert vorgenommen. Abb. 6.8 zeigt beispielhaft, wie die Eingabe von Querschnittswerten anhand der Querschnitte der Holz-Beton-Rippendecke aussieht.

```

-PROG AQUA urs:5.2
HEAD Definition of all parameters
sto#l 6.30 $ /m/ Gesamtlänge des Trägers
sto#lo 0.15 $ /m/ Länge des Überstandes
sto#l_span #l-2*#lo

sto#bt1 0.24 $ /m/ Breite des Holzes 1.Teil
sto#ht1 0.10 $ /m/ Höhe des Holzes 1.Teil
sto#bt2 0.24 $ /m/ Breite des Holzes 2.Teil
sto#ht2 0.10 $ /m/ Höhe des Holzes 2.Teil

sto#bc 1.20 $ /m/ Breite der Betonplatte
sto#hc 0.08 $ /m/ Höhe der Betonplatte

sto#steel 1 $ Wert=1, Stahl vorhanden; Wert=0, kein Stahl
sto#bsw 0.006 $ /m/ Breite des Stahlstegs
sto#hsw 0.152 $ /m/ Höhe des Stahlstegs
sto#hswc 0.010 $ /m/ Abstand der Stahlstegoberkante zur Unterkante Beton
sto#bsf 0.120 $ /m/ Breite Stahluntergurt
sto#hsf 0.006 $ /m/ Höhe Stahluntergurt

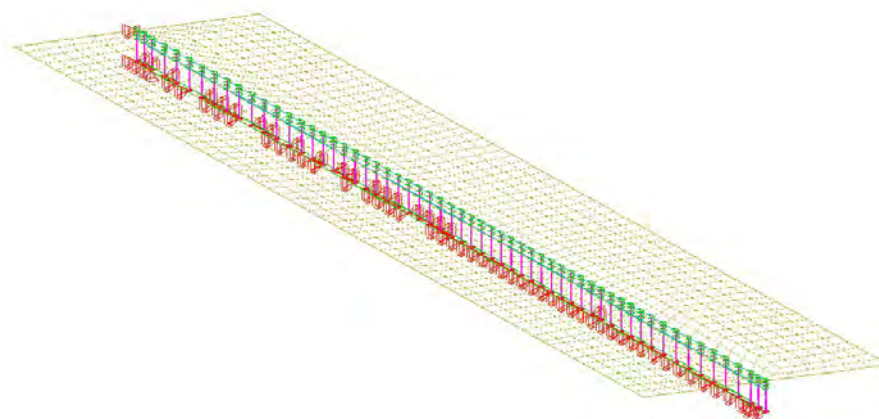
sto#connot 1 $ Wert=1 Diskrete Federn vorhanden ansonsten verschmierte Federn
sto#no_notch 3 $ Anzahl der diskreten Federn
sto#dnotch1 0.15 $ /m/ Abstand vom ersten Kerwenmittelpunkt zum Trägerende
sto#dnotch2 0.50 $ /m/ Abstand der Kerwen

```

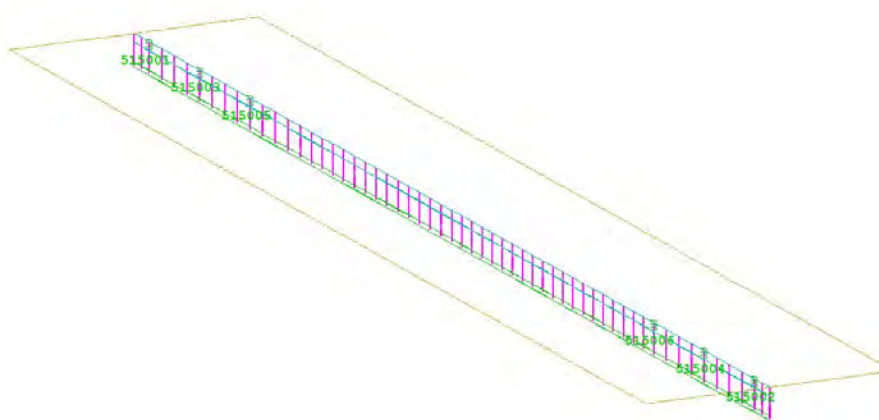
Abb. 6.8: Beispiel für die Querschnittseingabe über TEDDY

Die Modellierung der einzelnen Elemente erfolgt analog zu Schritt 2. Stahl und Holz wurden als Linielementen und Beton als Flächenelement in dessen Schwerachsen erstellt. Die Materialien sind ebenfalls ident zu jenen aus Schritt 2 gewählt und sind aus Tab. 6.4 zu entnehmen.

Das gesamte Deckenelement wird wieder als Einfeldträger konzipiert und über ein Fest- und ein Gleitlager modelliert. Die Lagerung erfolgt ebenfalls an den Linienendpunkten der Holzelemente. Der Unterschied zu Schritt 2 bestand in der Koppelung der Teilelemente. Stahl und Beton wurden weiterhin über verschmierte Wegfedern miteinander verbunden, da über die gesamte Trägerlänge ein konstanter Verbund herrscht. Die Verbindung zwischen Holz und Beton wird jedoch über diskrete Federn an den Mittelpunkten der geplanten Kerwen erstellt. Dadurch ist eine genaue Abbildung der Kerwen und eine Ermittlung der Kerwenkraft gewährleistet. Wie in Abb. 6.8 ersichtlich, besteht jedoch die Möglichkeit, die diskreten Federn zu deaktivieren, in dem man den Wert 1 auf 0 setzt, was zu einer Koppelung über verschmierte Federn zwischen Holz und Beton, wie im Modell in Schritt 2, führe. Die verschmierten Federn für Beton-Stahl sind in Abb. 6.9a und die diskreten Federn für Beton-Holz in Abb. 6.9b abgebildet.



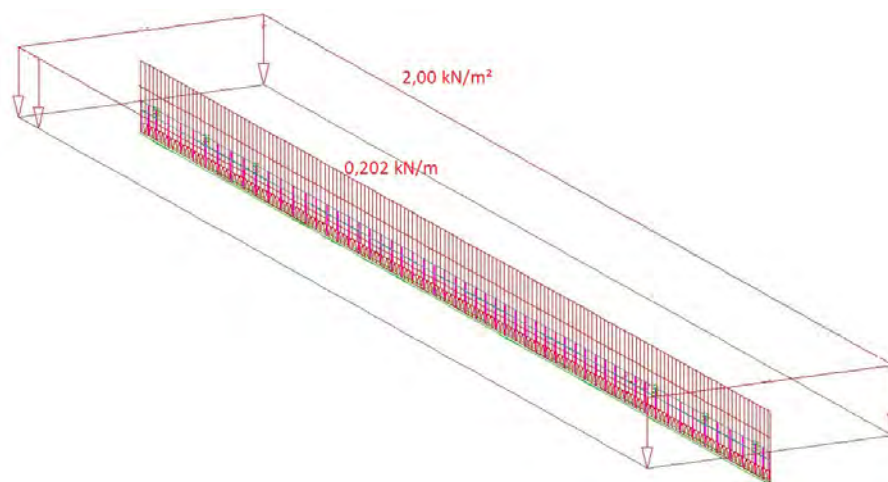
(a) Verschmierte Federn Beton-Stahl Verbindung



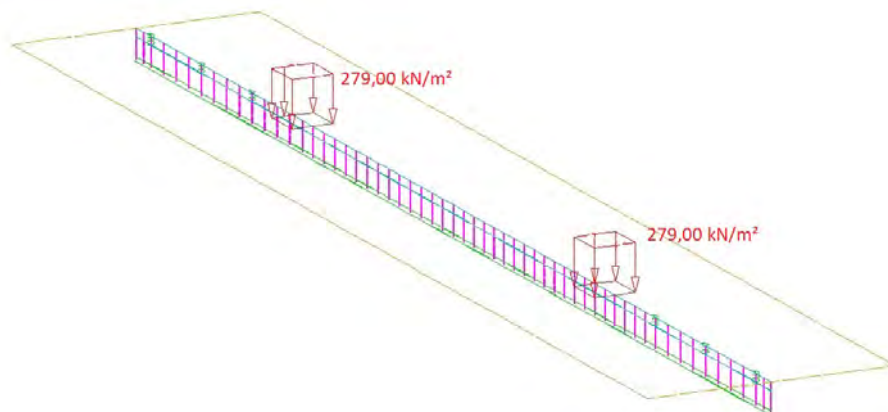
(b) Diskrete Federn Beton-Holz Verbindung

Abb. 6.9: Modellbildung der Federn des Rippendeckelements mit Hilfe von TEDDY, von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič

Die Belastung des Trägers besteht aus dem Eigengewicht, welches durch das System selbstständig ermittelt wird und zwei Punktlasten in den Viertelpunkten der Träger. Dieser Belastungstyp entspricht dem des geplanten Vier-Punkt-Biegeversuches. Die Punktlast wird über eine Lasteinleitungsfläche von $0,20 \times 0,20$ m auf die Betonplatte aufgebracht und wird daher im System in kN/m^2 angegeben. Die Größe dieser Fläche kann im weiteren Verlauf über eine manuelle Eingabe in TEDDY verändert werden. Die Belastungen sind anfangs so eingestellt, dass sie dem Lastfall der Kategorie C laut EC 1 [7] mit einer Nutzlast von 5 kN/m^2 und einem zusätzlichen Fußbodenaufbau von $1,60 \text{ kN/m}^2$ unter quasi-ständiger Belastung, laut EC 0 [16] entspricht. Anstatt von Flächenlasten wird dies jedoch in Form von Punktlasten eingebracht und entspricht $11,16 \text{ kN}$. Des Weiteren wird noch das Eigengewicht in Form einer Flächenlast berücksichtigt. Die genaue Belastungsfindung und dazugehörige Erläuterungen sind in Kapitel 7.1.2 angeführt. Das Gesamtsystem inklusive Eigengewicht ist in Abb. 6.10a und inklusive Punktlast in Abb. 6.10b abgebildet.



(a) Lastfall Eigengewicht



(b) Punktlast mit Lasteinleitungsbereich

Abb. 6.10: SOFISTIK Modell des Schritts 3 inklusive Belastungen von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič

Für die Bewehrung kommt ebenfalls das gewählte Bewehrungsnetz aus Abb. 6.6 zur Anwendung.

6.1.4.3 SOFISTIK Modell des Langzeitträgers

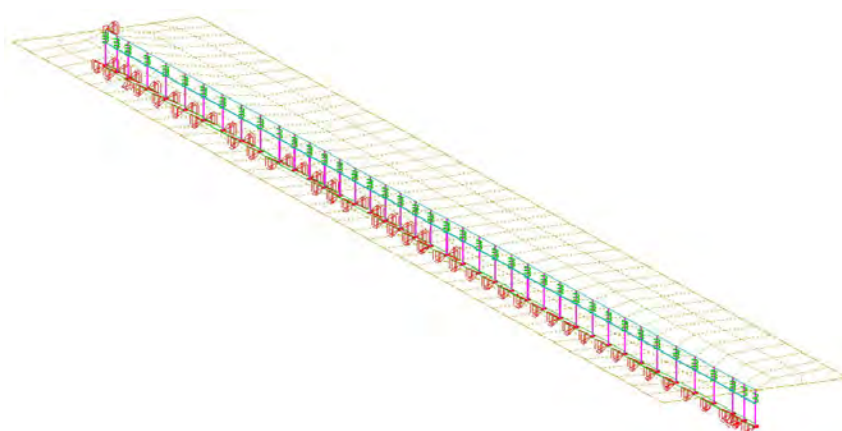
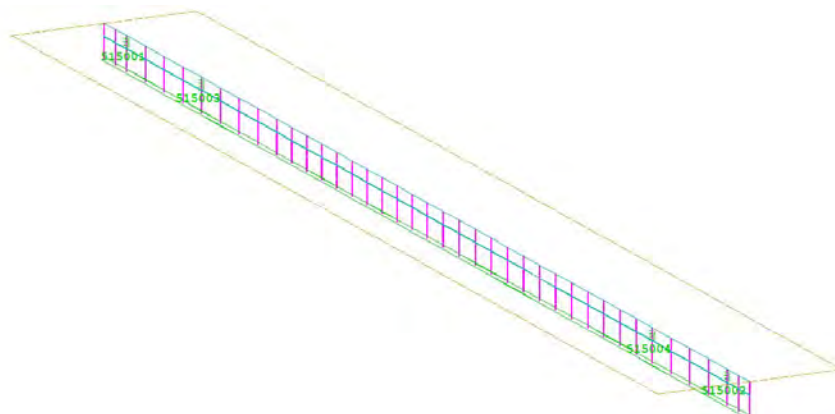
Die Modellierung des Langzeitträgers erfolgt analog zum 6 m Träger aus Schritt 3. Unterschiede ergeben sich nur in der Geometrie der Materialien, Anzahl der Kerven sowie der gewählten Belastung.

Die Geometrien der gewählten Materialien für die Modellierung sind in Tab. 6.5 ersichtlich.

Tab. 6.5: Materialien und Querschnitte für die Modellierung des Langzeitträgers in SOFISTIK

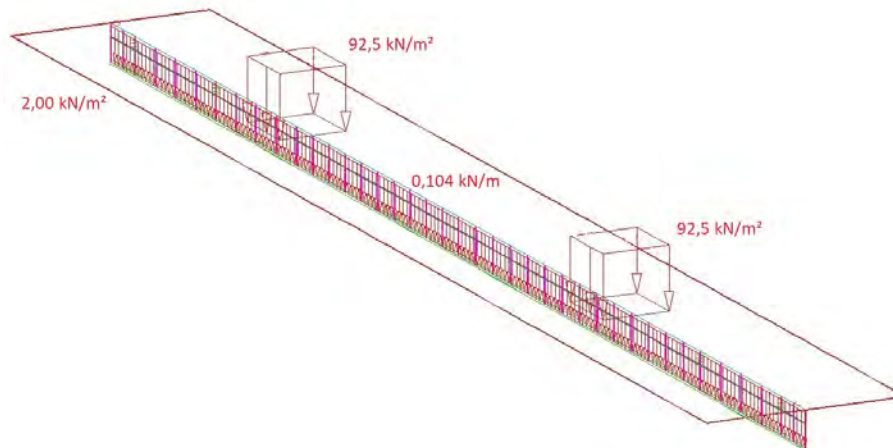
Material	Beschreibung	Breite [mm]	Höhe [mm]
Holz	Obergurt	240	70
Holz	Steg	70	130
Stahl	Puzzleleiste	6	158
Beton	Platte	600	80

Die Länge der Träger beträgt nur 4 m und die Anzahl der Kernen ist auf zwei pro Seite reduziert. Die restliche Modellierung entspricht jener des Originalträgers. Das Modell inklusive Federn ist in Abb. 6.11 abgebildet.

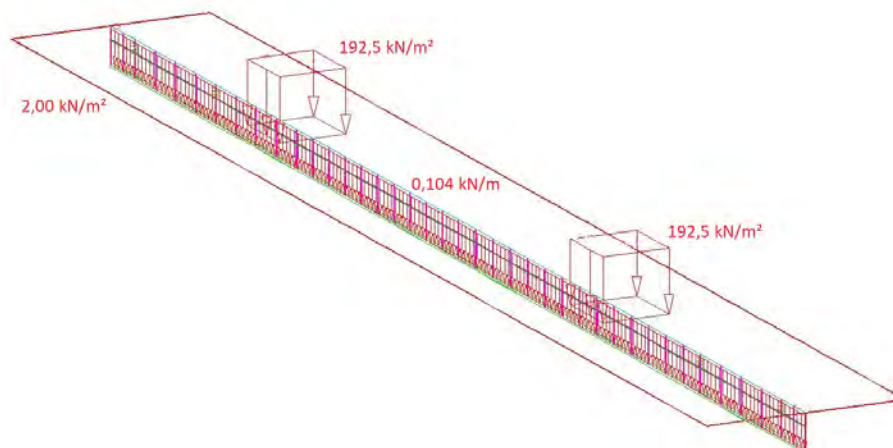
**(a)** Verschmierte Federn Beton-Stahl Verbindung**(b)** Diskrete Federn Beton-Holz Verbindung**Abb. 6.11:** Modellbildung der Federn des Langzeitträgers mit Hilfe von TEDDY von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič

Da für den Kriechträger ein Modell mit Stahl und eines ohne Stahl geplant ist, waren für den Träger ohne Stahl nur die diskreten Federn maßgebend, da nur die Beton-Holz Verbindung vorhanden war, siehe Abb. 6.11b.

Die Belastung für die Kriechträger ist so gewählt, dass in der Holzunterkante die selbe Spannung wie im Originalträger herrscht. Für den Träger mit Stahl beträgt diese $2 \times 7,7 \text{ kN}$ und für jenen ohne Stahl $2 \times 3,7 \text{ kN}$. Die Last wird ebenfalls wieder über eine Lastfläche von $0,20 \times 0,20 \text{ m}$ eingebracht und ist in Abb. 6.12 ersichtlich.



(a) Belastung des Langzeitträgers mit Stahl



(b) Belastung des Langzeitträgers mit Stahl

Abb. 6.12: Belastung der Langzeitträger von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič

Die Bewehrung ist in Form von Mindestbewehrung angenommen und mit Hilfe von TEDDY modelliert.

6.1.5 Verbindungssteifigkeiten des SOFISTIK Modells

Die einzelnen Bauteile, Holz, Stahl und Beton, sind über zusätzlich eingefügte Linienelemente in der Mittelebene und am unteren Rand der Betonplatte miteinander verbunden. Diese besitzen keinen definierten Querschnitt, lediglich kinematische Zwangsbedingungen.

Die vorhandenen beiden Koppelemente enthalten zusätzlich über die Längsachse der Deckenelemente die verschmierten Weg- und Drehfedern, welche die Verbindung zum Linienelement des

Holz- und Stahlquerschnitts herstellen. Im neu erstellten SOFISTIK Modell sind hier zusätzlich die diskreten Federn für die Abbildung der Kerfen enthalten. Stahlsteg und Stahluntergurt sind biegesteif miteinander verbunden.

Auf Basis der Annäherungen aus Abb. 5.17 aus Kapitel 5.5.3 werden die daraus gewonnenen Ergebnisse benutzt um die Federsteifigkeiten zu berechnen. Die Berechnung der Querfedersteifigkeit erfolgt auf Basis der Berechnung der Federkonstanten $k = \frac{F}{\Delta u}$. Ergänzt wurde diese Berechnung um die Scherlänge des Abscherversuches, um die Federsteifigkeit pro Meter zu erhalten.

Die Senkfedersteifigkeit wird in Abhängigkeit der Kompressibilität des Holzquerschnitts bzw. Stahlquerschnitts auf Basis der Formel für die Federkonstante $k = \frac{E \cdot A}{h_0}$ theoretisch berechnet. Wobei A die Kontaktfläche des jeweiligen Querschnitts zum Beton darstellt. Für die Berechnung wird die Kompressibilität des Holzes auf die Höhe $h_0 = \frac{h}{2}$ festgelegt. Die Berechnung erfolgt ebenfalls auf eine Länge von einem Meter.

Die Berechnungen der Federsteifigkeiten für die Beton-Holz-Verbindung sind in Formel 6.1 und 6.2 und jene für die Beton-Stahl-Verbindung in Formel 6.3 und 6.4 aufgezeigt [4].

Ermittlung der verschmierten Wegfedersteifigkeit für Beton-Holz pro Meter

Linearisierte Last-Verschiebungs-Beziehung:	$\Delta F = 450 \text{ kN}, \Delta u = 1 \text{ mm}$
Scherlänge Holzkerfe:	$l_K = 20 \text{ cm}$
Anzahl Holzkerfen:	4
Elastizitätsmodul quer zur Faser:	$E_{90,mean} = 300.000 \text{ kN/m}^2$
Länge für verschmierte Federn:	$l = 1,0 \text{ m}$
Fläche Holzrippe (Kontaktfläche zum Beton):	$A_{hor} = 0,24 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} = 0,24 \text{ m}^2$
Höhe Holzrippe:	$h = 0,20 \text{ m}$

$$\text{Querfedersteifigkeit } k_q = \frac{\Delta F}{\Delta u \cdot 4 \cdot l_k} = \frac{450 \text{ kN}}{0,001 \text{ m} \cdot 4 \cdot 0,2 \text{ m}} = 562.500 \text{ kN/m}^2 \quad (6.1)$$

$$\text{Senkfedersteifigkeit } k_s = \frac{2 \cdot A_{hor} \cdot E_{90}}{h \cdot l} = \frac{2 \cdot 0,24 \text{ m}^2 \cdot 300.000 \text{ kN/m}^2}{0,20 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m}} = 720.000 \text{ kN/m}^2 \quad (6.2)$$

Ermittlung der verschmierten Wegfedersteifigkeit für Beton-Stahl pro Meter

Linearisierte Last-Verschiebungs-Beziehung:	$\Delta F = 450 \text{ kN}, \Delta u = 0,2 \text{ mm}$
Scherlänge Puzzleleiste:	$l_P = 4 \cdot 0,15 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 0,55 \text{ m}$
Anzahl Puzzleleisten:	2
Elastizitätsmodul:	$E_s = 210.000.000 \text{ kN/m}^2$
Länge für verschmierte Federn:	$l = 1,0 \text{ m}$
Fläche Stahlsteg (Kontaktfläche zum Beton):	$A_{hor} = 0,006 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} = 0,006 \text{ m}^2$
Höhe Stahlsteg:	$h = 0,158 \text{ m}$

$$\text{Querfedersteifigkeit } k_q = \frac{\Delta F}{\Delta u \cdot 4 \cdot l_k} = \frac{450 \text{ kN}}{0,0002 \text{ m} \cdot 2 \cdot 0,55 \text{ m}} = 2.045.455 \text{ kN/m}^2 \quad (6.3)$$

$$\text{Senkfedersteifigkeit } k_s = \frac{2 \cdot A_{hor} \cdot E_{90}}{h \cdot l} = \frac{2 \cdot 0,006 \text{ m}^2 \cdot 210.000.000 \text{ kN/m}^2}{0,158 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m}} = 15.950.000 \text{ kN/m}^2 \quad (6.4)$$

Ermittlung der diskreten Federn Beton-Holz

Die Modellierung der diskreten Federn des erweiterten Modells erfolgt ebenfalls auf Basis der Ergebnisse des Abscherversuches aus Abb. 5.17. Die Ermittlung der Federkonstanten erfolgt anhand der Werte $\Delta F = 450 \text{ kN}$ und $\Delta u = 1 \text{ mm}$. Da diese Werte allerdings auf Basis von vier Kerven ermittelt sind und im Originalträger nur zwei Kerven miteinander verbunden werden, wird die Kraft halbiert. Die Ermittlung der Federkonstanten ist in Formel 6.5 aufgezeigt.

$$\text{Federkonstante } k_c = \frac{\Delta F/2}{\Delta u} = \frac{225 \text{ kN}}{0,001 \text{ m}} = 225.000 \text{ kN/m} \quad (6.5)$$

Die Modellierung der Federn im SOFISTIK Modell des Schritts 2 erfolgte als linear, dadurch verhalten sich die Federn auf Zug- und Druckbelastung gleich. Die dazugehörige Arbeitslinie ist daher rein elastisch und ohne Belastungsgrenze definiert.

Für das erweiterte Modell aus Schritt 3 sind die Federn als nicht-linear modelliert. Dadurch verhalten sich die Federn unterschiedlich auf Zug- und Druckbelastung. Die Modellierung der Arbeitslinie für die Holz-Beton Verbindung erfolgt für den elastischen Bereich, da der Bruch unmittelbar nach Erreichen der elastischen Grenzlast eintrat. Für die Arbeitslinie der Beton-Stahl Verbindung wird zusätzlich der plastische Bereich nach Eintreten der elastischen Grenzlast herangezogen. Die Modellierung erfolgt auf Basis der Last-Verschiebungslinien aus Abb. 5.17. Die Eingabe der Arbeitslinie über TEDDY ist für die Beton-Holz-Verbindung in Abb. 6.13a und für die Beton-Stahl-Verbindung in Abb. 6.13b abgebildet.

SFLA	U	F	NO=102	TYPE=PT	SFLA	U	F	NO=103	TYPE=PT
\$	mm	kN/m2			\$	mm	kN/m2		
0.0		0.0			0.0		0.0		
0.1		56.25			0.124		229.16		
0.5333		300.0			0.500		333.33		
0.80		300.0			1.500		358.33		
1.00		0.0			1.600		0.0		
10.00		0.0			10.000		0.0		

(a) Arbeitslinie der nicht-linearen Senkfeder Beton-Holz (b) Arbeitslinie der nicht-linearen Senkfeder Beton-Stahl

Abb. 6.13: Arbeitslinien der nicht-linearen Senkfedern

6.2 Modellierung mit RSTAB

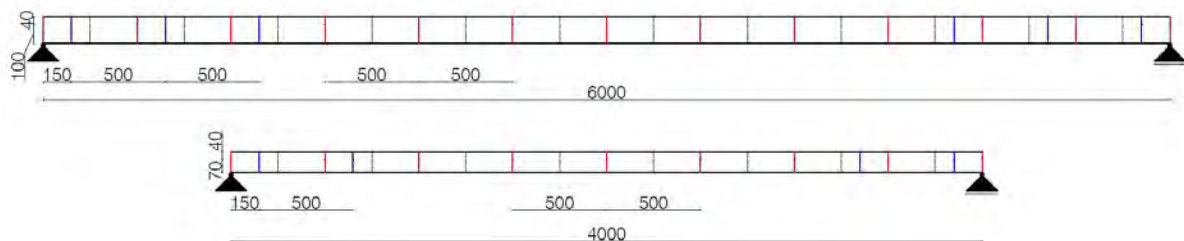
Neben dem in SOFISTIK erstellten Modell wurde auch ein Stabwerkmodell in der Stabstatiksoftware RSTAB der Firma Dlubal erstellt. Für diese Modellierung wird die Theorie für Stabwerkmodelle mit punktuell angeordneten Verbindungsmitteln gewählt, welche schon in Kapitel 3.4.3 vorgestellt wurde. Im Gegensatz zum vorgestellten Schubanalogieverfahren (siehe Kapitel 3.4.2) bietet dieses die Möglichkeit die Lage der Kerne exakt anzugeben.

Das RSTAB-Modell wurde entwickelt, um auf Basis des SOFISTIK-Modells aus Kapitel 6.1 jenes angepassten Modell für den Langzeitversuch zu ermitteln, da sich die Handhabung eines Stabwerkmodells leichter erweist als jenes eines FE-Modells [4].

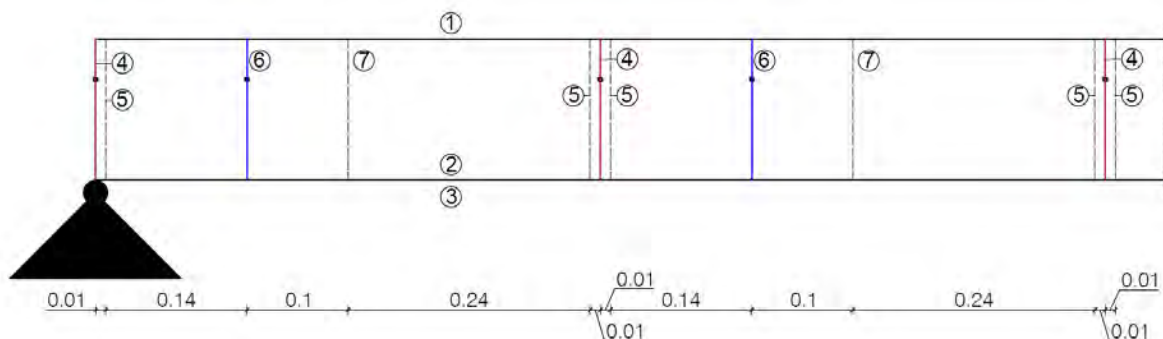
6.2.1 Geometrie und Materialien des RSTAB Modells

Die Modellierung der einzelnen Querschnitte erfolgt, wie im Beispiel eines Stabwerkmodells (siehe Abb. 3.10 aus Kapitel 3.4.3), je aus einem Balkenstab für die obere Betonplatte und für die, als einen Querschnitt modellierten, Holzrippen. Zusätzlich ist noch das Stahlprofil als Balkenstab modelliert. Die Balkenstäbe für Holz und Stahl bilden in ihrer Lage den Schwerpunkt des jeweiligen Querschnitts ab. Des Weiteren sind sie über Koppelstäbe mit der Betonplatte verbunden. Die Auflagerung des gesamten Modells geschieht an beiden Enden des Holzträgers. Durch die vorhandenen Koppelstäbe zwischen Holz und Beton wird jedoch auch eine Aufteilung der Auflagerkraft in die Betonplatte und in weiterer Folge auch in den Stahlträger gewährleistet.

Der Aufbau des Stabwerkmodells inklusive Stabnummerierung ist in Abb. 6.14 dargestellt.



(a) Oben: Stabwerkmodell des 6 m Originalträgers, Unten: Stabwerkmodell des 4 m Langzeitträgers



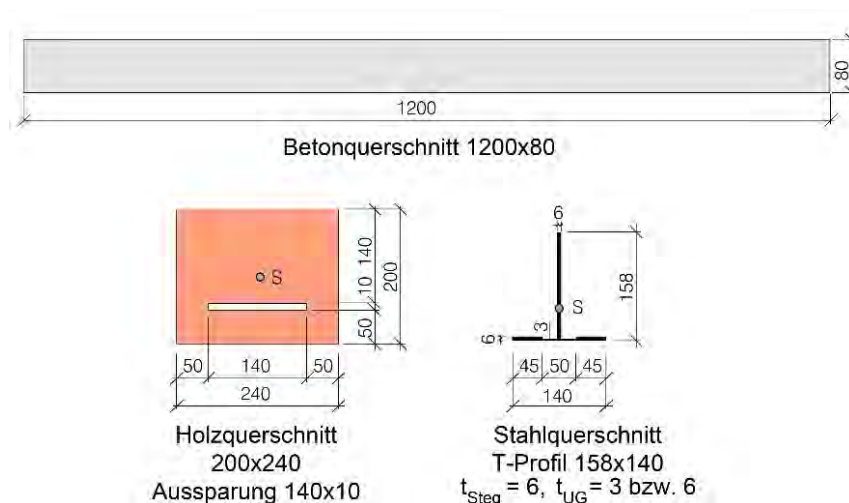
(b) Nummerierung der Stäbe des Stabwerkmodells

Abb. 6.14: Stabwerkmodell in RSTAB [4]

Tab. 6.6: Verwendete Stabtypen und Querschnitte des RSTAB-Modells des Originalträgers gemäß Nummerierung aus Abb. 6.14b, [4]

Element	Balkenstäbe	Material	Querschnittstyp	Querschnitt [mm]	A_i [mm ²]	I_i [mm ⁴]
1	Betonplatte	C30/37	Rechteck	80x1200	96000	$51,2 \cdot 10^6$
2	Stahlprofil	S355	T-QS	140x158 $t_{\text{Steg}} = 6 \text{ mm}$ $t_{\text{UG,gem}} = 4,9 \text{ mm}$	1621	$4,26 \cdot 10^6$
3	Holzträger	GL24h	Rechteck Aussparung	240x200 140x10	46600	$157,13 \cdot 10^6$
Element	Koppelstäbe	Kopplung	EI^* [kNm ²]	EA [kN]	GA [kN]	
4	Steifigkeiten	Beton-Stahl	716,0	∞	∞	
5	Gelenk-Gelenk	Beton-Holz	-	-	-	
6	Steifigkeiten	Beton-Holz	82,8 bzw. 112,21	∞	∞	
7	Gelenk-Gelenk	Beton-Stahl	-	-	-	

Die in Tab. 6.6 angeführten Querschnitte werden in Abb.6.15 grafisch aufgezeigt.

**Abb. 6.15:** Querschnitte des Originalträgers in RSTAB, [4]

Die Modellierung des Stabwerkmodells des Langzeitträgers erfolgt ident zu jener des Originalträgers. Die einzigen Unterschiede bestehen in der Länge des Trägers (4 m statt 6 m) und in der Anzahl der Kernen (zwei statt drei). Des Weiteren müssen die Querschnitte der Materialien angepasst werden, siehe Tab. 6.7 und Abb. 6.16.

Für die Modellierung des Trägers ohne Stahl sind lediglich die Balkenstäbe des Stahlträgers und die dazugehörigen Koppel- bzw. Gelenkstäbe zu entfernen.

Tab. 6.7: Verwendete Stabtypen und Querschnitte des RSTAB Modells des Langzeitträgers gemäß Nummerierung aus Abb. 6.14b, [4]

Element	Balkenstäbe	Material	Querschnittstyp	Querschnitt [mm]	A_i [mm ²]	I_i [mm ⁴]
1	Betonplatte	C30/37	Rechteck	80x600	48000	25,6*10 ⁶
2	Stahlprofil	S355	Rechteck	6x158	474	1,97*10 ⁶
3	Holzträger	GL24h	Rechteck OG Rechteck Steg	240x70 70x130	24864	76,8*10 ⁶
Element	Koppelstäbe	Kopplung	EI^* [kNm ²]	EA [kN]	GA [kN]	
4	Steifigkeiten	Beton-Stahl	312,0	∞	∞	
5	Gelenk-Gelenk	Beton-Holz	-	-	-	
6	Steifigkeiten	Beton-Holz	31,80 bzw. 38,85	∞	∞	
7	Gelenk-Gelenk	Beton-Stahl	-	-	-	

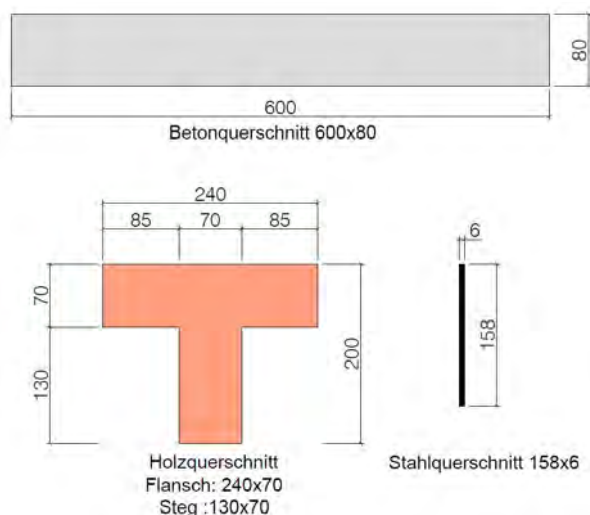


Abb. 6.16: Querschnitte des Langzeitträgers in RSTAB

Die Ermittlung der in den Tab. 6.6 und 6.7 angegebenen Werte für die Ersatzbiegesteifigkeit EI^* werden in Kapitel 6.2.2 noch genauer erläutert.

Für die Berechnung der Modelle ist keine Bewehrung in der Betonplatte berücksichtigt, da der Anteil dieser an der Gesamtbiegesteifigkeit der Platte wegen des geringen Bewehrungsgrades vernachlässigbar klein ist. Die Holzquerschnitte des Originalträgers sind im Gegensatz zum SOFISTIK-Modell mit einer Aussparung, welche den Stahlflansch mit aufnimmt, modelliert. Für die Modellierung des Stahluntergurtes des Originalträgers wird die Höhe aufgrund der unterschiedlichen Dicken von 3 und 6 mm gemittelt und folglich mit 4,9 mm im Stabwerksmodell gerechnet. Dadurch ist gewährleistet worden, dass das Trägheitsmoment und somit auch die Biegesteifigkeit zum Original ident bleiben.

6.2.2 Verbindungssteifigkeiten des RSTAB Modells

Wie schon in Kapitel 6.2.1 erwähnt, werden die Verbindungen der Materialien mit Koppelstäben implementiert. Diesen Koppelstäbe sind mit Steifigkeiten versehen, welche laut der Formel in Abb. 3.11b aus Kapitel 3.4.3 berechnet werden. Die Werte der Verschiebungsmoduln werden, wie schon bei der Modellierung des SOFISTIK-Modells, aus den Last-Verschiebungsbeziehungen aus Abb. 5.17 aus Kapitel 5.5.3 entnommen.

Die Lage der Koppelstäbe ist für den 6 m langen Träger in Abb. 6.17 und für den Langzeitträger in Abb. 6.18 aufgezeigt.

Da die Kerfen eine punktuelle Verbindung darstellen, ist es im Stabwerkmodell möglich, diese in ihrer realen Lage im Träger abzubilden, also am äußeren Rand der Kerfen. Durch Sprünge im Momenten- bzw. Querkraftverlauf in diesen Koppelstäben ist es möglich, den Eintrag von Schubkräften aus der Betonplatte in die Holz-Stahl-Elemente aufzuzeigen.

Die Modellierung der Stahlpuzzleleiste erfolgt als kontinuierliche Verbindung. Die Koppelstäbe werden dafür in einem Abstand von 0,50 m erstellt und sind über die gesamte Trägerlänge verteilt [4].

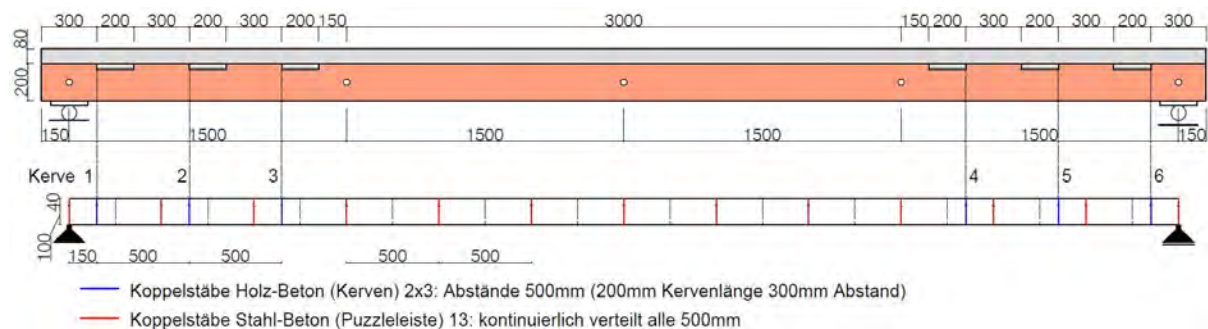


Abb. 6.17: Anordnung der Koppelstäbe im 6 m langen Originalträger. Oben: Original Geometrie, unten: Umsetzung des Stabwerkmodells [4]

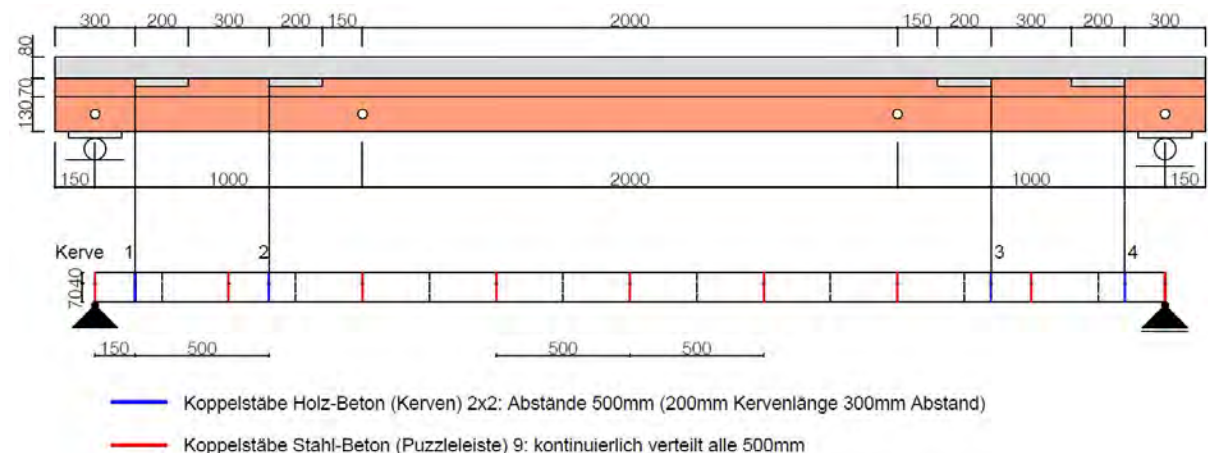


Abb. 6.18: Anordnung der Koppelstäbe im 4 m langen Langzeitträger. Oben: Original Geometrie, unten: Umsetzung des Stabwerkmodells

In weiterer Folge werden die Koppelbiegesteifigkeiten der Beton-Holz und Beton-Stahl Verbindung für den Originalträger und den Langzeitträger ermittelt.

Ermittlung der Koppelbiegesteifigkeit Beton-Holz

Linearisierte Last-Verschiebungs-Beziehung:	$\Delta F = 450 \text{ kN}, \Delta u = 1 \text{ mm}$
Scherlänge Holzkerve:	$l_K = 20 \text{ cm}$
Anzahl Holzkerven Abscherversuch:	4
Anzahl Holzkerven im Querschnitt des Deckenelements:	2

$$\text{Verschiebungsmodul } K_s = \frac{\Delta F \cdot 2}{\Delta u \cdot 4} = \frac{450 \text{ kN} \cdot 2}{0,001 \text{ m} \cdot 4} = 225.000 \text{ kN/m} \quad (6.6)$$

Die Ergebnisse aus der Berechnung der Koppelbiegesteifigkeit für die Beton-Holz-Verbindung, laut der Formel aus Abb. 3.11b, und die dazugehörigen Werte sind für den Originalträger in Tab. 6.8 und für den Langzeitträger in Tab. 6.9 aufgezeigt.

Tab. 6.8: Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Originalträgers

Kerbe	z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
1 + 6	40	100	150	300	225.000	82,82	150
2 + 5	40	100	300	300	225.000	82,82	650
3 + 4	40	100	300	1650	225.000	112,21	1150

Tab. 6.9: Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Langzeitträgers

Kerbe	z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
1 + 4	40	70	150	300	225.000	31,86	150
2 + 3	40	70	300	1150	225.000	38,42	650

Ermittlung der Koppelbiegesteifigkeit Beton-Stahl

Linearisierte Last-Verschiebungs-Beziehung:	$\Delta F = 450 \text{ kN}, \Delta u = 0,2 \text{ mm}$
Scherlänge Holzkerve:	$l_K = 20 \text{ cm}$
Anzahl Puzzleleisten Abscherversuch:	2
Abstand der Koppelstäbe:	500 mm
Scherlänge im Abscherversuch:	550 mm

$$\text{Verschiebungsmodul } K_s = \frac{\Delta F}{\Delta u} = \frac{450 \text{ kN} \cdot 500 \text{ mm}}{0,0002 \text{ m} \cdot 2 \cdot 550 \text{ mm}} = 1.022.727 \text{ kN/m} \quad (6.7)$$

Die Ergebnisse aus der Berechnung der Koppelbiegesteifigkeit für die Beton-Stahl-Verbindung, laut der Formel aus Abb. 3.11b, und die dazugehörigen Werte sind für den Originalträger in Tab. 6.10 und für den Langzeitträger in Tab. 6.11 aufgezeigt.

Tab. 6.10: Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Originalträgers

z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
40	99	500	500	1.022.727	715,53	500

Tab. 6.11: Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Langzeitträgers

z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
40	69	500	500	1.022.727	312,00	500

6.3 Vergleich der SOFISTIK und RSTAB Modelle

Wie schon in den Kapiteln 6.1 und 6.2 erläutert, wird die Belastung der Träger in den Viertelpunkten aufgebracht. Im Folgenden werden die wichtigsten Ergebnisse der SOFISTIK Berechnung des FE-Modells und der RSTAB-Berechnung des Stabwerkmodells aufgezeigt. Die Auswertung erfolgt mit einer Last von $F = 11,16 \text{ kN}$ für den 6 m langen Originalträger und mit einer Last von $F = 7,70 \text{ kN}$ für den Langzeitträger mit Stahl bzw. mit $F = 3,70 \text{ kN}$ für den Langzeitträger ohne Stahl. Für die Berechnung werden keine Sicherheitsbeiwerte für die Belastung und keine Materialsicherheiten angesetzt, um in weiterer Folge auch einen Vergleich mit den Versuchsergebnissen aufstellen zu können. Für alle Modelle wird der Beton C30/37, das Brettschichtholz GL24h, der Baustahl S355 und der Bewehrungsstahl B500 verwendet.

Die Ergebnisse aus der Berechnung des Stabwerkmodells mittels RSTAB werden in Tab. 6.12 aufgezeigt. Der Zustand der Langzeitträger wird zum Zeitpunkt $t=0$, sprich zum Belastungsbeginn, abgebildet.

Tab. 6.12: Ergebnisse der Berechnungen der 6 m Träger und der Langzeitträger mit RSTAB

Ergebnisse	Originalträger	Langzeit mit Stahl	Langzeit ohne Stahl
Trägerlänge [m]	6,00	4,00	4,00
Belastung [kN]	11,16	7,70	3,70
Durchbiegung Trägermitte [mm]	7,50	3,30	3,10
Betonspannung Oben [kN/cm ²]	-0,41	-0,36	-0,30
Betonspannung Unten [kN/cm ²]	0,10	0,12	0,18
Holzspannung Oben [kN/cm ²]	-0,06	-0,03	-0,03
Holzspannung Unten [kN/cm ²]	0,38	0,39	0,39
Stahlspannung Oben [kN/cm ²]	-0,04	-0,47	-
Stahlspannung Unten [kN/cm ²]	6,38	7,01	-
Auflagerkraft [kN]	19,30	10,45	6,30

Die Ergebnisse der FE-Berechnung mit SOFISTIK werden in Tab. 6.13 aufgezeigt. Die Berechnung wird anhand der neuen Modelle für den Träger mit diskreten Federn an den Kerven und für jenes mit durchgehenden verschmierten Federn über die gesamte Trägerlänge durchgeführt. Die Werte für den Langzeitträger bilden ebenfalls den Zustand zum Zeitpunkt $t=0$ ab. Beide Modelle sind ebenfalls mit diskreten Federn modelliert.

Tab. 6.13: Ergebnisse der Berechnungen der 6 m Träger und der Langzeitträger mit SOFISTIK

Ergebnisse	Originalträger		Langzeit mit Stahl	Langzeit ohne Stahl
	Diskrete Federn	Verschmierte Federn	Diskrete Federn	
Trägerlänge [m]	6,00	6,00	4,00	4,00
Belastung [kN]	11,16	11,16	7,70	3,70
Durchbiegung Trägermitte [mm]	7,63	7,18	3,52	3,45
Betonspannung Oben [kN/cm ²]	-0,41	-0,39	-0,38	-0,33
Betonspannung Unten [kN/cm ²]	0,11	0,07	0,14	0,19
Holzspannung Oben [kN/cm ²]	-0,08	-0,07	-0,05	-0,04
Holzspannung Unten [kN/cm ²]	0,37	0,37	0,39	0,40
Stahlspannung Oben [kN/cm ²]	0,16	0,04	0,40	-
Stahlspannung Unten [kN/cm ²]	6,50	5,67	6,71	-
Max. Kraft in Kerven [kN]	24,50	-	13,70	15,20
Max. Schubkraft Holz [kN]	12,40	11,70	5,42	4,25
Auflagerkraft [kN]	19,80	19,80	10,70	6,50

Um die Ergebnisse der beiden Modellierungsprozesse miteinander vergleichen zu können, werden diese für den Originalträger in Tab. 6.14 und für die beiden Langzeitträger in Tab. 6.15 und 6.16 gegenübergestellt. Für das FE-Modell wird hier das SOFISTIK Modell mit diskreten Federn gewählt. Obwohl die Abweichung in Prozent teilweise sehr hoch erscheint, ist in dieser Tabelle trotzdem ersichtlich, dass die einzelnen Ergebnisse teils sehr nahe beieinander liegen und sich die Stabwerksmodellierung ebenfalls als Basis für eine Modellierung eignet. Eine Berücksichtigung der Spannungen ist bei dieser Größenordnung nicht von Relevanz.

Tab. 6.14: Vergleich der Ergebnisse der SOFISTIK und RSTAB Berechnung für den 6 m Träger

Ergebnisse	FE Modell SOFISTIK	Stabwerk RSTAB	Abweichung RSTAB [%]
Trägerlänge [m]	6,00	6,00	-
Belastung [kN]	11,16	11,16	-
Durchbiegung Trägermitte [mm]	7,63	7,50	-1,73
Betonspannung Oben [kN/cm ²]	-0,41	-0,41	0,00
Betonspannung Unten [kN/cm ²]	0,11	0,10	-10,00
Holzspannung Oben [kN/cm ²]	-0,08	-0,06	-33,33
Holzspannung Unten [kN/cm ²]	0,37	0,38	+2,70
Stahlspannung Oben [kN/cm ²]	0,16	-0,04	-600,00
Stahlspannung Unten [kN/cm ²]	6,50	6,38	-1,88
Auflagerkraft [kN]	19,80	19,30	-2,59

Tab. 6.15: Vergleich der Ergebnisse der SOFISTIK und RSTAB Berechnung für den Langzeitträger mit Stahl

Ergebnisse	FE Modell SOFISTIK	Stabwerk RSTAB	Abweichung RSTAB [%]
Trägerlänge [m]	4,00	4,00	-
Belastung [kN]	7,70	7,70	-
Durchbiegung Trägermitte [mm]	3,52	3,30	-6,67
Betonspannung Oben [kN/cm ²]	-0,38	-0,36	-5,56
Betonspannung Unten [kN/cm ²]	0,14	0,12	-16,67
Holzspannung Oben [kN/cm ²]	-0,05	-0,03	-66,67
Holzspannung Unten [kN/cm ²]	0,39	0,39	0,00
Stahlspannung Oben [kN/cm ²]	0,40	-0,47	+270,21
Stahlspannung Unten [kN/cm ²]	6,71	7,01	+4,47
Auflagerkraft [kN]	10,70	10,45	-2,39

Tab. 6.16: Vergleich der Ergebnisse der SOFISTIK und RSTAB Berechnung für den Langzeitträger ohne Stahl

Ergebnisse	FE Modell SOFISTIK	Stabwerk RSTAB	Abweichung RSTAB [%]
Trägerlänge [m]	4,00	4,00	-
Belastung [kN]	3,70	3,70	-
Durchbiegung Trägermitte [mm]	3,45	3,10	-11,29
Betonspannung Oben [kN/cm ²]	-0,33	-0,30	-10,00
Betonspannung Unten [kN/cm ²]	0,19	0,18	-5,56
Holzspannung Oben [kN/cm ²]	-0,04	-0,03	-33,33
Holzspannung Unten [kN/cm ²]	0,40	0,39	-2,56
Auflagerkraft [kN]	6,50	6,30	-3,18

Wie die Ergebnisse zeigen, ist der Einfluss der Nicht-Linearität im SOFISTIK-Modell mit diskreten Federn sehr gering.

Auch für die Modelle des Langzeitträgers, welche am Anfang in RSTAB modelliert wurden und mit Hilfe von SOFISTIK genauer überprüft wurden, ist ersichtlich, dass die angesetzten Initialspannungen so gering waren, dass das nicht-lineare zeitabhängige Materialverhalten ausreichend genau mit einem linear abgeminderten Elastizitätsmodul angenähert werden kann.

Auf Basis dieser Modelle kann in weiterer Folge eine Anpassung hinsichtlich Materialien, Belastungstyp und Belastungsstärke vorgenommen werden, um diese mit den Versuchen vergleichen zu können.

Kapitel 7

Überprüfung der statischen Modellierung

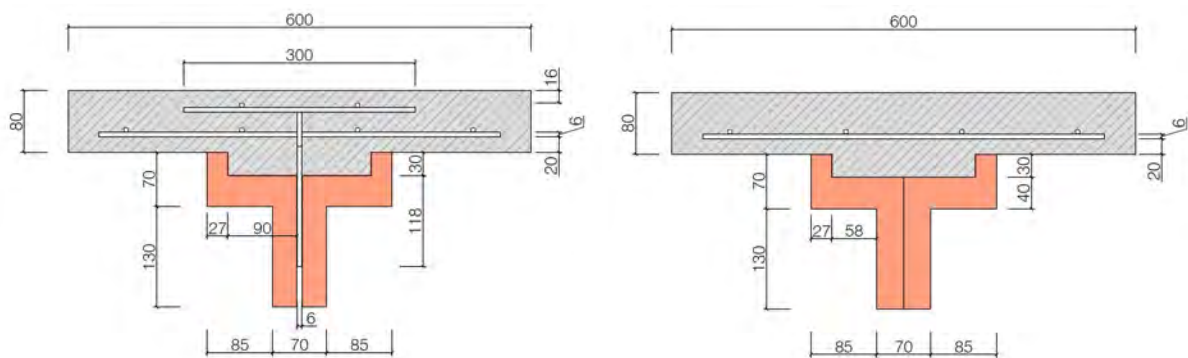
Da der zeit- und kostentechnische Aufwand für die Herstellung des 6 m langen Originalträgers höher war als jener des verkleinerten Trägers, wurde zuerst mit der Herstellung der beiden kleinen Träger begonnen. Ziel war es, die statischen Modelle aus Kapitel 6 zu überprüfen und bei stark abweichenden Ergebnissen diese zu überarbeiten.

Der Versuchsaufbau der verkleinerten Träger wurde so gewählt, dass bei Bestätigung der Modellierung diese auch als Langzeitträger für die geplante Langzeitversuchsreihe verwendet werden konnten. Daher werden diese Träger in weiterer Folge auch als Langzeitträger bezeichnet.

In den folgenden Kapiteln werden die Entwurfskriterien, die Querschnittsfindung des Langzeitträgers, sowie die Herstellung und die Versuchsdurchführung aufgezeigt.

7.1 Entwurfskriterien und Versuchskörper

Da dieser Träger in weiterer Folge auch als Langzeitträger verwendet werden sollte, wurde jeweils ein Träger mit Stahl und einer ohne Stahl hergestellt. Der Sinn besteht darin, die Auswirkung des Stahlträgers auf das Kriech- und Schwindverhalten des Trägers aufzuzeigen. Eine genauere Erklärung bzw. Auswertung dazu befindet sich in Kapitel 9.



(a) Querschnitt des Langzeitträgers mit Stahl-Puzzleleiste (b) Querschnitt des Langzeitträgers ohne Stahl-Puzzleleiste

Abb. 7.1: Querschnitte der beiden Langzeitträger, Maße in mm

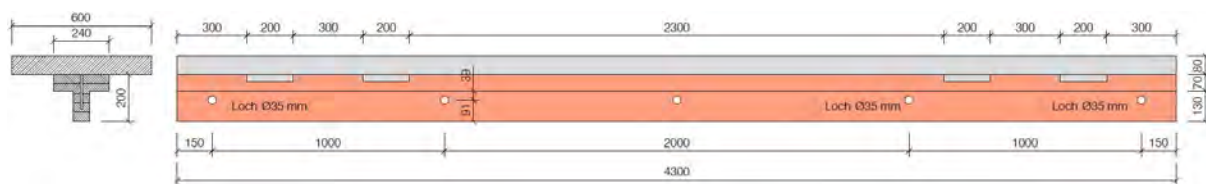


Abb. 7.2: Aufbau des Langzeitträgers, Maße in mm

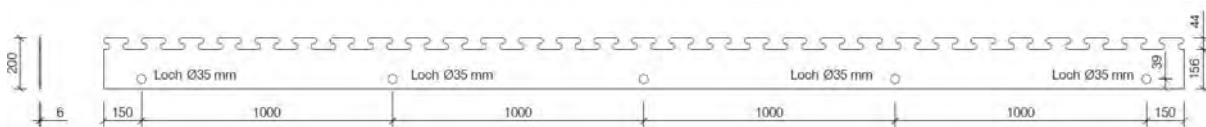


Abb. 7.3: Verwendeter Stahlträger mit Puzzelleiste des Langzeitträgers, Maße in mm

Damit beide Träger im weiteren Verlauf auch als Langzeitträger nutzbar sind, war es wichtig, eine Belastung zu finden, bei denen beide Träger eine nahezu idente Durchbiegung aufwiesen. Dadurch wird eine ähnliche Spannungsverteilung in den Trägern gewährleistet.

Für den aufzustellenden Vergleich war es im ersten Schritt nötig, die Querschnittsform des Langzeitträgers (siehe Abb. 7.1) zu finden. Hierfür wurde versucht, dass selbe Spannungsniveau wie im 6 m langen Träger (siehe Kap. 8) unter quasi-ständiger Belastung zu finden.

Dies wurde anhand eines Vergleichs der entstanden Spannungen, resultierend aus dem quasi-ständigen Belastungszustand, für den 6 m langen Träger ermittelt.

Obwohl es bei der Geometrie des Trägers zu Veränderungen kam, war es wichtig, die Eigenschaften der Verbindungsmittel gleich zu halten. Daher wurden auch für die Langzeitträger die selben Stahl-Puzzelleisten verwendet, lediglich der Untergurt des Trägers wurde weggelassen. Dies beeinflusst allerdings nicht die Verbindung zwischen Beton und Stahl und es kann daher mit den selben Verbindungssteifigkeiten wie im Originalträger gerechnet werden.

Für die Holz-Beton Verbindung kamen die gleichen Kerven wie beim Originalträger zur Anwendung, es wurde lediglich die Anzahl auf vier Kerven reduziert.

Der Entwicklungsprozess der Langzeitträger wird nachfolgend aufgezeigt.

7.1.1 Querschnittsfindung des Langzeitträgers

Ziel für den angepassten Langzeitträger war es, trotz des verminderten Querschnitts ein ähnliches Spannungsniveau und die gleiche Verbindungsmittelsteifigkeit aufrechtzuerhalten.

Aufgrund der ebenfalls verwendeten Stahl-Puzzelleiste kann die selbe Verbundmittelsteifigkeit gewährleistet werden.

Die Spannungen im Träger sind in erster Linie vom gewählten Material bzw. den Materialeigenschaften wie Elastizitätsmodul (E) oder Schubmodul (G) abhängig. Des Weiteren haben die Querschnittsfläche (A) und das aus dem Querschnitt resultierende Trägheitsmoment (I) einen Einfluss auf die Spannungsverteilung. Werden für beide Trägertypen die selben Materialien verwendet, hängen die Steifigkeiten, wie Biegesteifigkeit (EI), Schubsteifigkeit (GA) und Dehnsteifigkeit (EA), nur mehr von der Fläche und dem Trägheitsmoment ab.

Für den Langzeitträger wurde versucht, die Querschnittswerte und Steifigkeiten um 50% im Vergleich zum 6 m langen Träger zu reduzieren. Die Werte für diese werden in Tab. 7.1 aufgezeigt. Wie in Tab. 7.2 zu erkennen ist, wurde die Abminderung auf 50% für Holz und Beton sehr gut erreicht. Für den Stahl war diese Annäherung aufgrund des erschwerten Auffindens eines optimalen Verhältnisses von Fläche und Trägheitsmoment in beiden Trägern schwieriger. Die erreichten Werte stellen allerdings eine ausreichende Genauigkeit für den Test dar.

Tab. 7.1: Materialkennwerte der beiden Trägertypen

Trägertyp	Material	A [cm ²]	I [cm ⁴]	GA [kN]	EI [kNcm ²]	EA [kN]
Originalträger	Beton	960	5120	1320000	16896000	3168000
	Stahl	16,21	426	130912	8946000	340410
	Holz	466	15713	27494	18227080	540560
Kriechträger	Beton	480	2560	660000	8448000	1584000
	Stahl	9,48	197	76560	4137000	199080
	Holz	248,64	7680	14670	8908800	288422

Tab. 7.2: Prozentuale Verhältnisse der Materialkennwerte

Material	Verhältnis A	Verhältnis I	Verhältnis GA	Verhältnis EI	Verhältnis EA
Beton	50%	50%	50%	50%	50%
Stahl	58%	46%	58%	46%	58%
Holz	53%	49%	53%	49%	53%

Ein weiterer Einflussfaktor ist der Hebelsarm gemessen vom Schwerpunkt des Betons zu den anderen beiden Materialien. Wie in den Abb. 7.4 und 7.5 sind die Hebelsarme für Beton-Holz (C-T) und Beton-Stahl (C-S) in beiden Trägern nah beieinander.

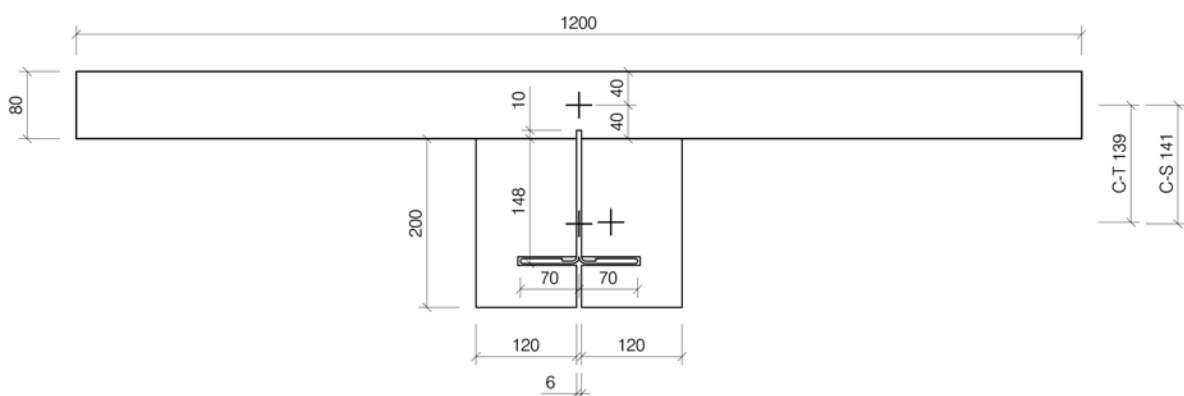


Abb. 7.4: Verwendete Geometrie für das statische Modell des 6 m langen Trägers, Maße in mm

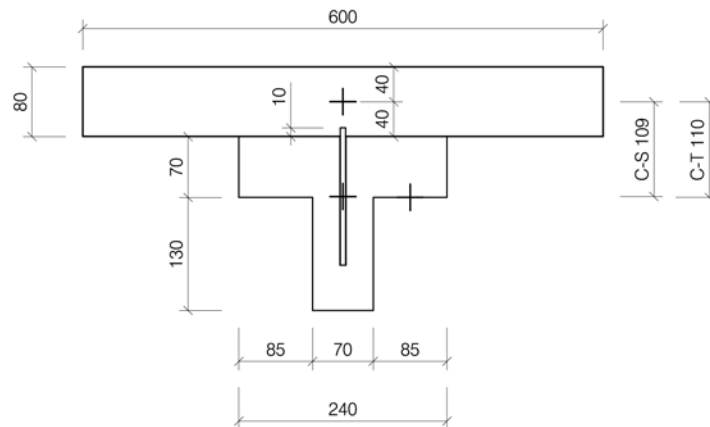


Abb. 7.5: Verwendete Geometrie für das statische Modell des Langzeitträgers, Maße in mm

7.1.2 Belastungsfindung des Langzeitträgers

Für den Belastungszustand des Langzeitversuches wurde versucht, die selben Spannungen in den verkleinerten Trägern wie in den Originalträgern unter quasi-ständiger Belastung hervorzurufen.

Die Grundlage für die weiteren Schritte bildete jene Belastung, welche in Kapitel 6.1 für die Ermittlung der Querschnitte herangezogen wurde und ist in Tab. 7.3 aufgelistet. Die Belastung wurde ohne Sicherheitsbeiwerte erstellt.

Tab. 7.3: Lasten des Original Trägers

Eigengewicht	G_1	-	2,71 kN/m	4,63 kN/m	44%
Ständige Last	G_2	1,60 kN/m ²	1,92 kN/m		
Nutzlast	Q	5,00 kN/m ²	6,00 kN/m	6,00 kN/m	56%
			Summe:	10,63 kN/m	100%

Schritt 1 - Lastfall Tragfähigkeit für den Originalträger

Für den ersten Schritt der Berechnung wurde die Belastung laut Tab. 7.3 verwendet.

Der Schnittgrößen- und Durchbiegungsverlauf sind in Abb. 7.6 abgebildet.

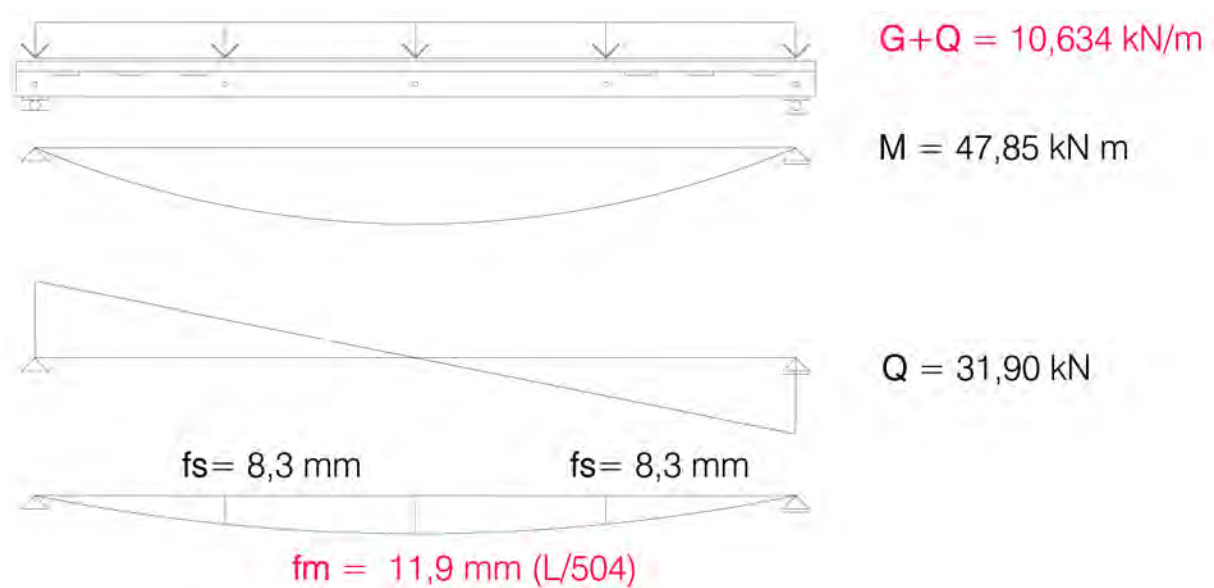


Abb. 7.6: Schnittgrößen unter dem Lastfall Tragfähigkeit

Für die weitere Vorgehensweise war es wichtig, die Normalspannungen im jeweiligen Material zu ermitteln. Dies erfolgt anhand der gewonnenen Schnittgrößen und den Formeln 7.1 bis 7.4.

$$\sigma_N = N \cdot A \quad (7.1)$$

$$\sigma_M = \frac{M}{W} \quad (7.2)$$

$$\sigma = \sigma_M \pm \sigma_N \quad (7.3)$$

$$W = \frac{I}{z_s} \quad (7.4)$$

- σ_N Normalspannung zufolge der Normalkraft
- σ_M Normalspannung zufolge des Biegemoments
- σ Normalspannung zufolge des Biegemoments und der Normalkraft
- M Biegemoment des jeweiligen Materials
- N Normalkraft des jeweiligen Materials
- A Fläche des jeweiligen Materials
- I Trägheitsmoment des jeweiligen Materials
- W Widerstandsmoment des jeweiligen Materials
- z_s Abstand vom Schwerpunkt des jeweiligen Materials zu dessen Ober- bzw. Unterkante

Die für die Berechnung notwendigen Querschnittswerte sind in Tab. 7.4 und die daraus resultierenden Werte für die Normalspannungen in Tab. 7.5 aufgelistet.

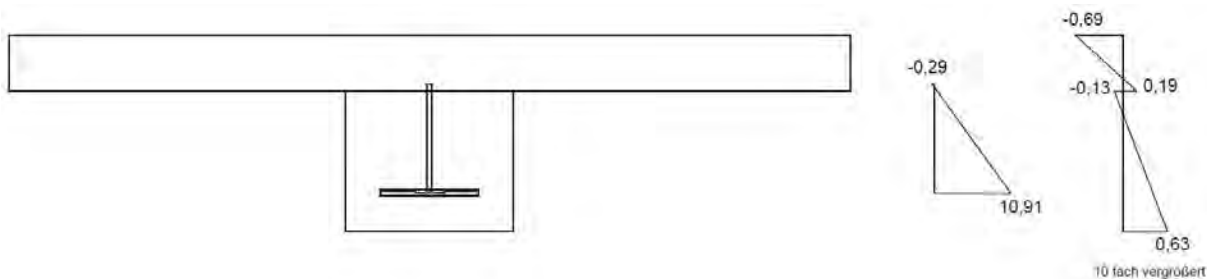
Tab. 7.4: Querschnittswerte für die Normalspannungsberechnung für den Lastfall Tragfähigkeit des Originalträgers

		N [kN]	M [kNm]	b [cm]	h [cm]	A [cm ²]	I [cm ⁴]	z _s [cm]	W [cm ³]
Beton	Oben	-236,67	5,71	120,00	8,00	960,00	5120,00	-4,00	-1280,00
	Unten							4,00	1280,00
Stahl	Oben	122,84	3,02	-	-	16,21	426,00	-11,10	-38,38
	Unten							4,70	90,64
Holz	Oben	113,83	6,03	24,00	20,00	466,00	15706,80	-9,87	-1591,36
	Unten							10,13	1550,52

Tab. 7.5: Normalspannungen für den Lastfall Tragfähigkeit des Originalträgers

		σ_N [kN/cm ²]	σ_M [kN/cm ²]	σ [kN/cm ²]
Beton	Oben	-0,24	-0,45	-0,69
	Unten	-0,24	0,45	0,19
Stahl	Oben	7,58	-7,87	-0,29
	Unten	7,58	3,33	10,91
Holz	Oben	0,24	-0,38	-0,13
	Unten	0,24	0,39	0,63

Die berechneten Spannungen sind in Abb. 7.7 abgebildet.

**Abb. 7.7:** Spannungsverlauf für den Lastfall Tragfähigkeit des Originalträgers, in [kN/cm²]

Schritt 2 - Quasi-Ständige Belastung des Originalträgers

Der zweite Schritt sah vor den selben Träger unter quasi-ständiger Belastung zu berechnen. Hierfür wurde die Nutzlast laut Eurocode 1991-1-1 [7] auf 30% abgemindert, wie in Tab. 7.6 ersichtlich.

Tab. 7.6: Lasten für den quasi-ständigen Lastfall des Originalträgers

G	4,63 kN/m
0,3*Q	1,80 kN/m
G+0,3*Q	6,43 kN/m

Der Schnittgrößen- und Durchbiegungsverlauf sind in Abb. 7.8 abgebildet.

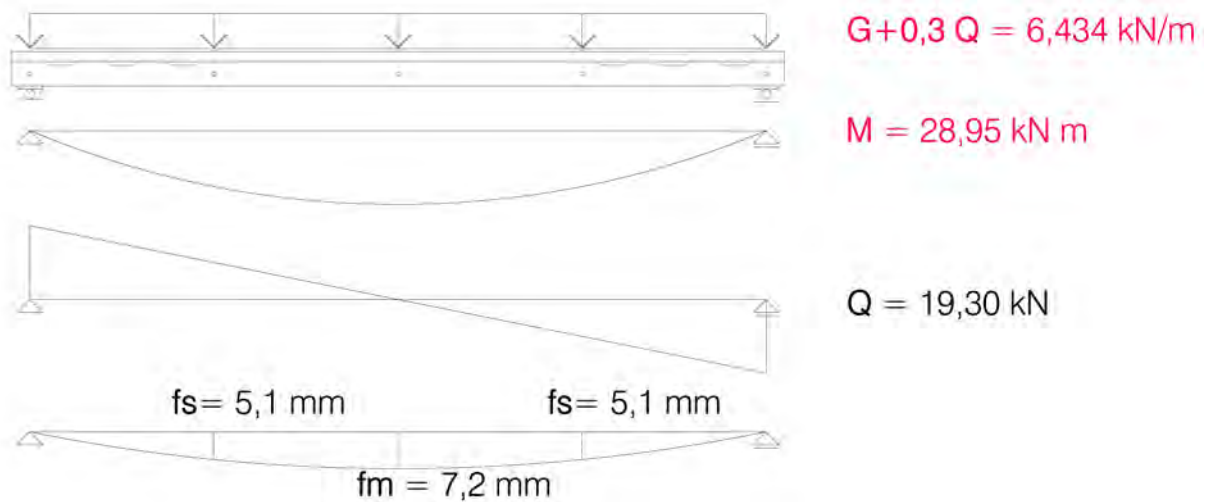


Abb. 7.8: Schnittgrößen unter quasi-ständiger Belastung

Schritt 3 - Punktuelle Belastung des Originalträgers

Im dritten Schritt wurde ein äquivalenter Schnittgrößenverlauf, wie jener in Schritt 2, mit Hilfe von zwei Einzellasten in den Viertelpunkten erzeugt. Die Lasten laut Tab. 7.7 wurden so gewählt, dass die maximale Querkraft und das maximale Biegemoment gleich groß wie jene unter Schritt 2 sind. Dieser Schritt war nötig, da diese Belastung jener der geplanten Versuche entspricht.

Tab. 7.7: Lasten für die punktuelle Belastung des Originalträgers

G_1	2,71 kN/m
F	11,16 kN

Der Schnittgrößen- und Durchbiegungsverlauf sind in Abb. 7.9 abgebildet.

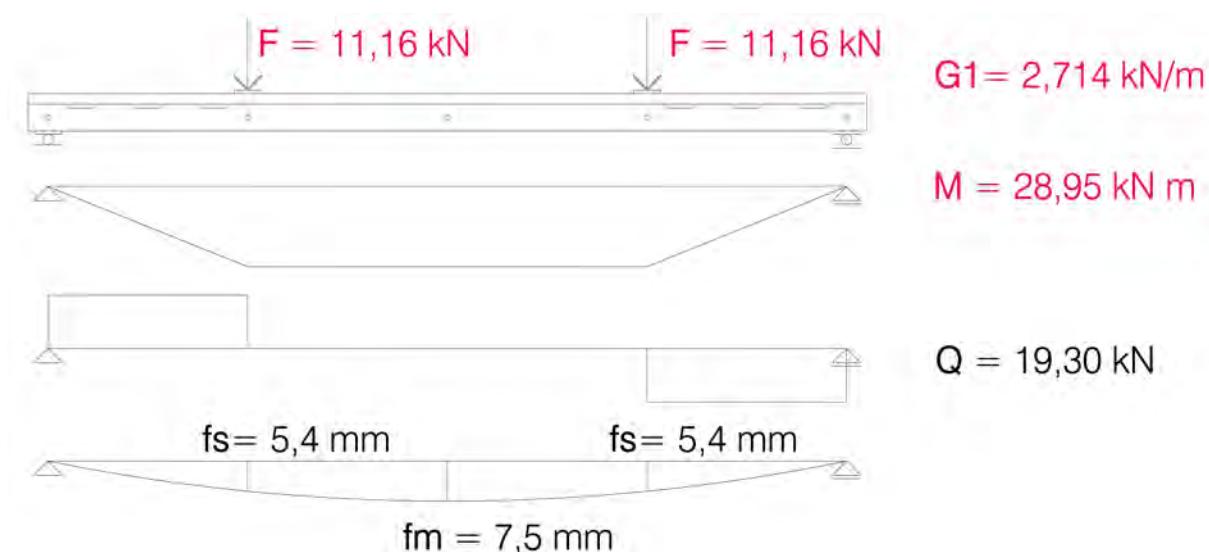


Abb. 7.9: Schnittgrößen unter punktueller Belastung

Um später einen Vergleich zwischen dem Originalträger und dem Langzeitträger ziehen zu können, müssen die Normalspannungen der beiden Träger berechnet werden. Für die Berechnung der Spannungen kamen die Formeln 7.1 bis 7.4 zum Einsatz. Die für die Berechnung notwendigen Querschnittswerte sind in Tab. 7.8 und die daraus resultierenden Werte für die Normalspannungen in Tab. 7.9 aufgelistet.

Tab. 7.8: Querschnittswerte für die Normalspannungsberechnung der punktuellen Belastung des Originalträgers

		N [kN]	M [kNm]	b [cm]	h [cm]	A [cm ²]	I [cm ⁴]	z _s [cm]	W [cm ³]
Beton	Oben	-146,4	3,26	120,00	8,00	960,00	5120,00	-4,00	-1280,00
	Unten							4,00	1280,00
Stahl	Oben	72,46	1,73	-	-	16,21	426,00	-11,10	-38,38
	Unten							4,70	90,64
Holz	Oben	73,93	3,48	24,00	20,00	466,00	15706,80	-9,87	-1591,36
	Unten							10,13	1550,52

Tab. 7.9: Normalspannungen für die punktuellen Belastung des Originalträgers

		σ_N [kN/cm ²]	σ_M [kN/cm ²]	σ [kN/cm ²]
Beton	Oben	-0,15	-0,25	-0,41
	Unten	-0,15	0,25	0,10
Stahl	Oben	4,47	-4,51	-0,04
	Unten	4,47	1,91	6,38
Holz	Oben	0,16	-0,21	-0,06
	Unten	0,16	0,22	0,38

Die berechneten Spannungen sind in Abb. 7.10 abgebildet.

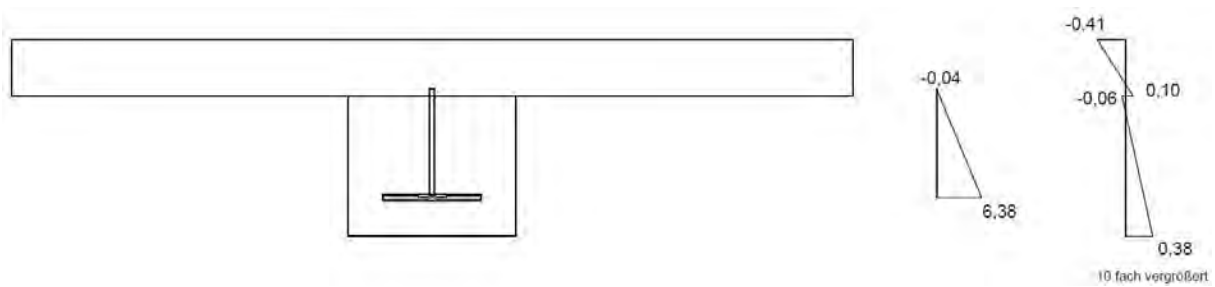


Abb. 7.10: Spannungsverlauf für die punktuelle Belastung des Originalträgers, in $[\text{kN}/\text{cm}^2]$

Schritt 4 - Langzeitträger mit Stahl

Im vierten Schritt war es nötig, eine Belastung zu finden, welche einen ähnlichen Spannungszustand wie unter Schritt 3 hervorruft. Als Bezugspunkt wurde die Spannung an der Holzunterseite gewählt, da es nicht möglich ist, alle Spannungen im Träger auf den exakt selben Wert zu bringen. Die dafür gewählten Lasten sind in Tab. 7.10 aufgelistet.

Tab. 7.10: Lasten für den Langzeitträger mit Stahl

G_1	1,37 kN/m
F	7,70 kN

Der Schnittgrößen- und Durchbiegungsverlauf sind in Abb. 7.11 abgebildet.

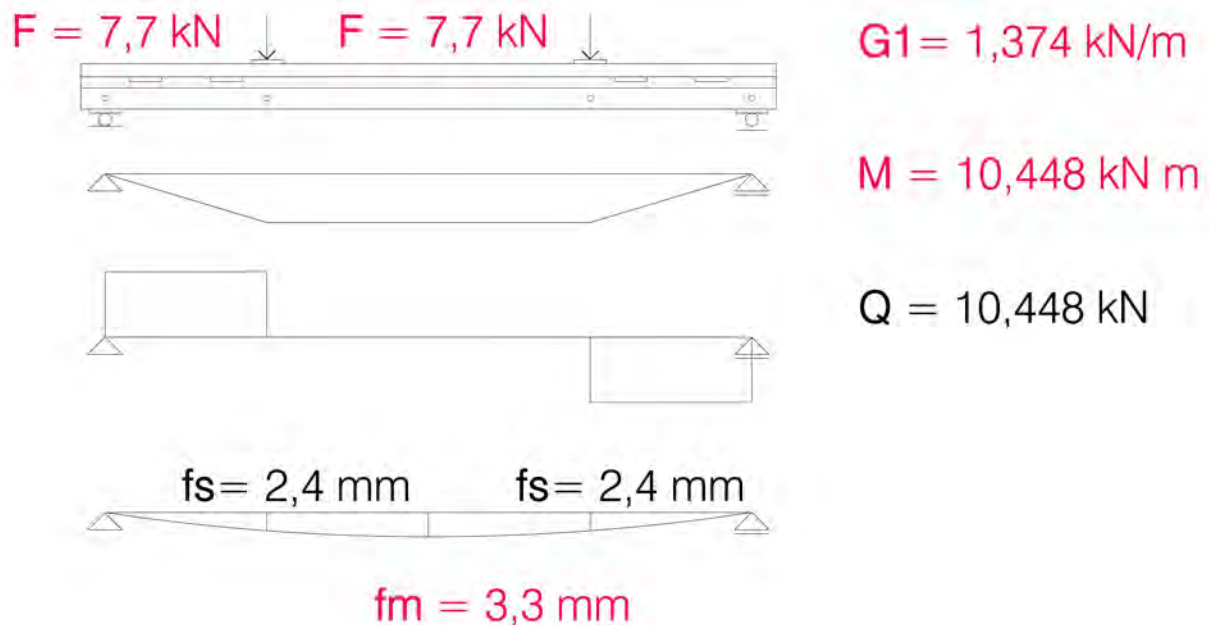


Abb. 7.11: Schnittgrößen für den Langzeitträger mit Stahl

Anhand dieser Schnittgrößen wurden die Normalspannungen mithilfe der Formeln 7.1 bis 7.4 berechnet. Die für die Berechnung notwendigen Querschnittswerte sind in Tab. 7.11 und die daraus resultierenden Werte für die Normalspannungen in Tab. 7.12 aufgelistet.

Tab. 7.11: Querschnittswerte für die Normalspannungsberechnung des Langzeitträgers mit Stahl

		N [kN]	M [kNm]	b [cm]	h [cm]	A [cm ²]	I [cm ⁴]	z _s [cm]	W [cm ³]
Beton	Oben	-59,69	1,55	60,00	8,00	480,00	2560,00	-4,00	-640,00
	Unten							4,00	640,00
Stahl	Oben	31,01	0,67	-	-	9,48	197,00	-9,70	-20,31
	Unten							9,70	20,31
Holz	Oben	28,68	1,61	24,00	7,00	248,64	7680,00	-7,00	-1097,14
	Unten			7,00	13,00			13,00	590,77

Tab. 7.12: Normalspannungen für den Langzeitträger mit Stahl

		σ_N [kN/cm ²]	σ_M [kN/cm ²]	σ [kN/cm ²]
Beton	Oben	-0,12	-0,24	-0,36
	Unten	-0,12	0,24	0,12
Stahl	Oben	3,27	-3,74	-0,47
	Unten	3,27	3,74	7,01
Holz	Oben	0,12	-0,15	-0,03
	Unten	0,12	0,27	0,39

Die berechneten Spannungen sind in Abb. 7.12 abgebildet.

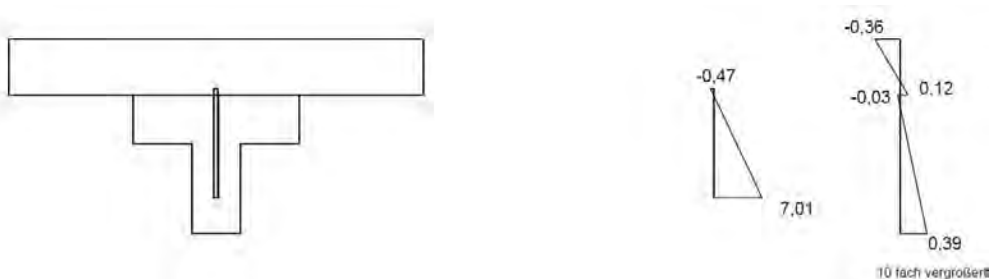


Abb. 7.12: Spannungsverlauf für den Langzeitträger mit Stahl, in [kN/cm²]

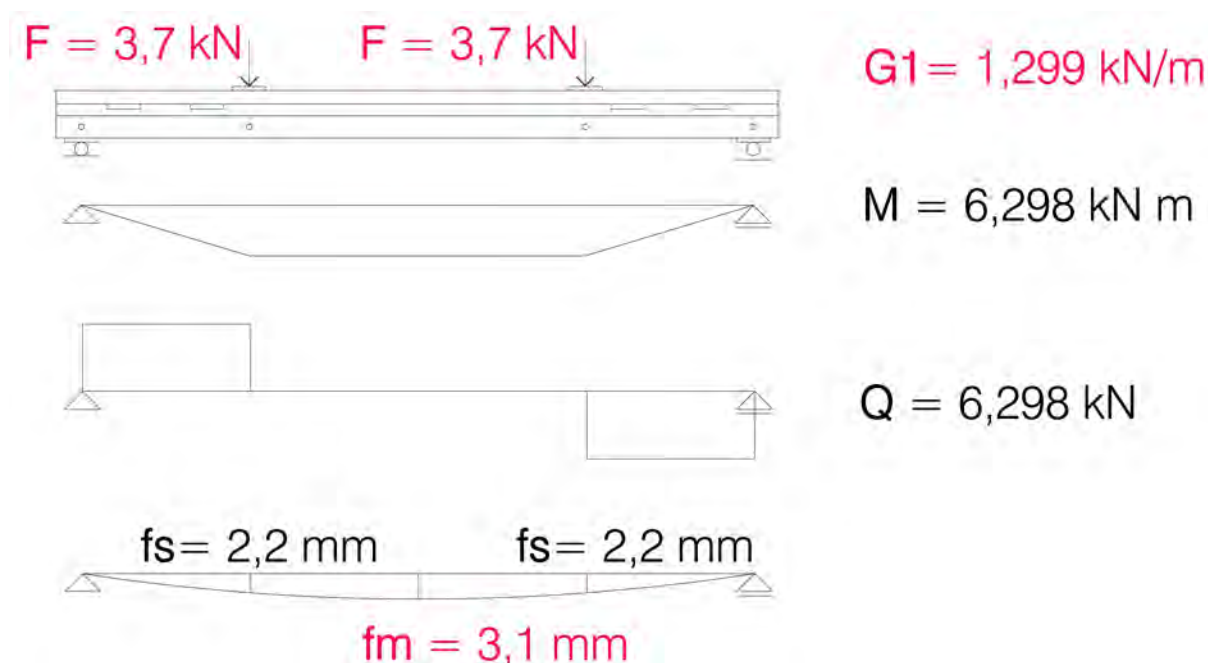
Schritt 5 - Langzeitträger ohne Stahl

Im fünften Schritt wurde das selbe Verfahren wie unter Schritt 4 für den Langzeitträger ohne Stahl durchgeführt. Die dafür gewählten Lasten sind in Tab. 7.13 aufgelistet.

Tab. 7.13: Lasten für den Langzeitträger ohne Stahl

G_1	1,30 kN/m
F	3,70 kN

Der Schnittgrößen- und Durchbiegungsverlauf sind in Abb. 7.13 abgebildet.

**Abb. 7.13:** Schnittgrößen für den Langzeitträger ohne Stahl

Anhand dieser Schnittgrößen wurden die Normalspannungen unter Anwendung der Formeln 7.1 bis 7.4 berechnet. Die für die Berechnung notwendigen Querschnittswerte sind in Tab. 7.14 und die daraus resultierenden Werte für die Normalspannungen in Tab. 7.15 aufgelistet.

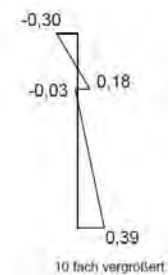
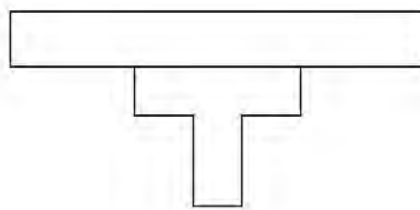
Tab. 7.14: Querschnittswerte für die Normalspannungsberechnung des Langzeitträgers ohne Stahl

		N [kN]	M [kNm]	b [cm]	h [cm]	A [cm ²]	I [cm ⁴]	z _s [cm]	W [cm ³]
Beton	Oben	-28,93	1,53	60,00	8,00	480,00	2560,00	-4,00	-640,00
	Unten							4,00	640,00
Holz	Oben	28,93	1,59	24,00	7,00	248,64	7680,00	-7,00	-1097,14
	Unten			7,00	13,00			13,00	590,77

Tab. 7.15: Normalspannungen für den Langzeitträger ohne Stahl

		σ_N [kN/cm ²]	σ_M [kN/cm ²]	σ [kN/cm ²]
Beton	Oben	-0,06	-0,24	-0,30
	Unten	-0,06	0,24	0,18
Holz	Oben	0,12	-0,15	-0,03
	Unten	0,12	0,27	0,39

Die berechneten Spannungen sind in Abb. 7.14 abgebildet.

**Abb. 7.14:** Spannungsverlauf für den Langzeitträger ohne Stahl, in [kN/cm²]

Zusammenfassung der Belastungsfindung

Wegen des oben aufgezeigten Verfahrens konnten die endgültigen Belastungen der beiden Langzeitträger laut Tab. 7.16 gefunden werden.

Tab. 7.16: Belastungen für beide Langzeitträger

2 x 7,7 kN	Langzeitträger mit Stahl
2 x 3,7 kN	Langzeitträger ohne Stahl

Dadurch kann eine Aussage über das Kriechverhalten des Originalträgers getroffen werden. Des Weiteren können die beiden Langzeitträger miteinander verglichen werden, um die Auswirkung des Stahls auf das Kriechen des Trägers aufzuzeigen.

7.2 Herstellung der Träger

Für den Vergleich der beiden Träger ist es wichtig, dass deren Festigkeitseigenschaften nahezu ident sind. Daher wurden die, in Abb. 7.15 ersichtlichen, 12 L-förmigen Holzteile bestellt und in weiterer Folge sortiert, bearbeitet und zu dem geplanten T-förmigen Profil zusammengesetzt, um sie weiteren Prüfungen zu unterziehen.



Abb. 7.15: Gelieferte Holzteile für die Herstellung der Langzeitträger

Der erste Schritt bestand darin, die erhaltenen Hölzer zu sichten und auf Fehler, wie z.B. Asteschlüsse oder Risse, zu untersuchen. Aufgrund der visuellen Sichtung wurden zwei der Holzträger aussortiert. Die restlichen vier Träger, K01-K04, wurden für weitere Untersuchungen herangezogen.

Damit die Träger in weiterer Folge mittels Gewindestangen montierbar sind, mussten im Abstand von einem Meter fünf Löcher mit einem Durchmesser von \varnothing 35 mm eingebohrt werden (siehe Abb. 7.16).



Abb. 7.16: Einbohren der Löcher für die Gewindestangen

Im nächsten Schritt wurden die Holzteile mit den Gewindestangen verbunden und diese mit Hilfe einer hydraulischen Presse einem Drei-Punkt-Biegeversuch unterzogen. Hierfür wurde der Träger im Abstand von 4 m gelagert und in der Mitte punktuell belastet, wie in Abb. 7.17 ersichtlich.



Abb. 7.17: Versuchsanordnung zur Bestimmung des E-Moduls

Die Belastung des Trägers erfolgte in zwei Phasen. Der erste Schritt bestand darin, die Prüfmaschine so einzustellen, dass der Träger mit 2 kN belastet ist. Somit konnte gewährleistet werden, dass der Kolben bei Messbeginn direkt auf dem Träger aufliegt. Im zweiten Schritt erfolgte die Belastung des Trägers bis zum Erreichen einer Durchbiegung von 10 mm. Dies wurde für alle vier Träger nach dem selben Prinzip durchgeführt. Abb. 7.18 zeigt die zugehörigen Kraft-Weg-Diagramme der Träger K01-K04.

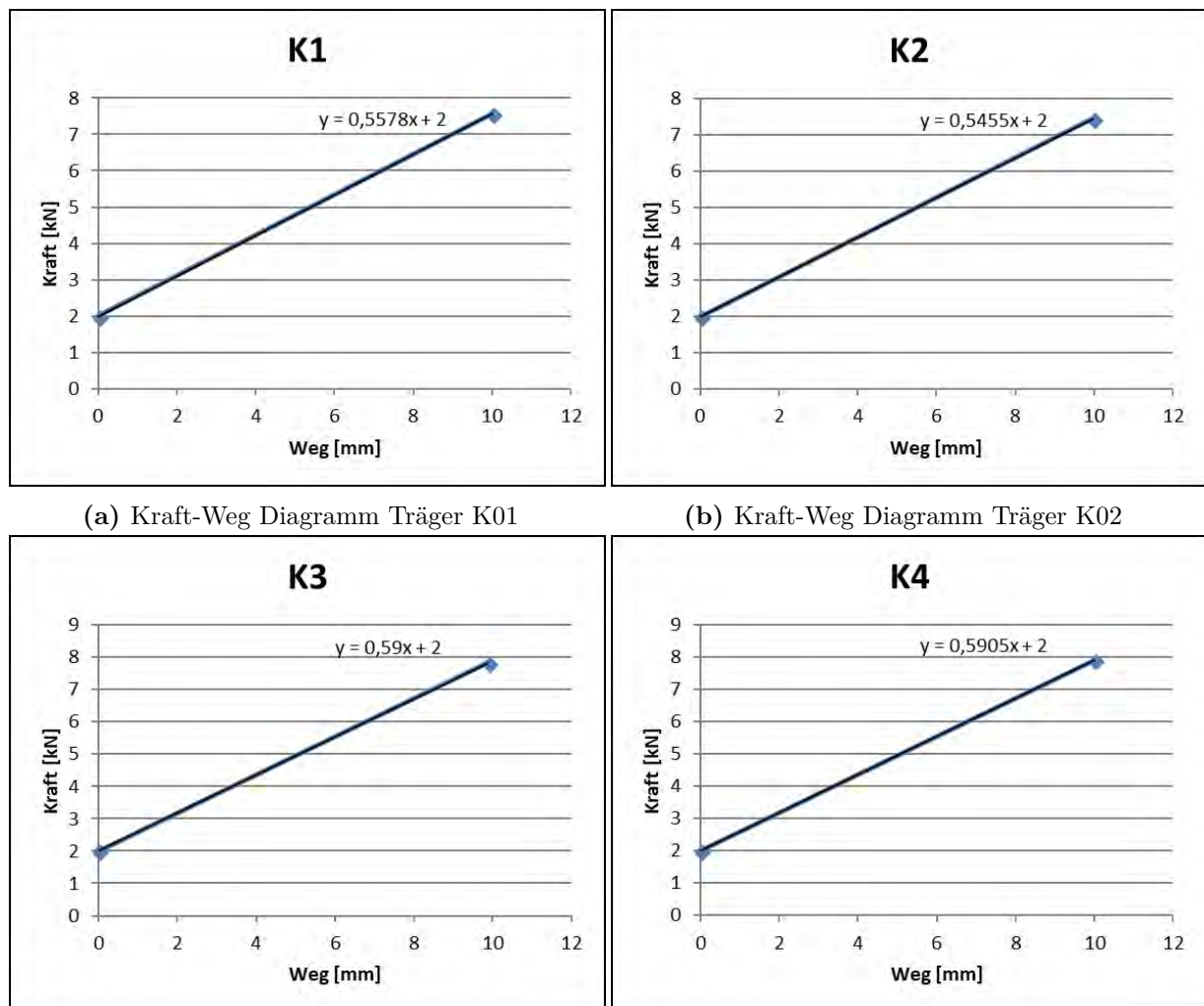


Abb. 7.18: Kraft-Weg Diagramme zur Bestimmung des E-Moduls der Träger K1-K4

Mit Hilfe dieser Diagramme konnten die E-Moduln rückgerechnet werden, welche in Tab. 7.17 aufgezeigt werden.

Tab. 7.17: Ermittelte E-Moduln der Träger K1-K4

Träger	E-Modul Versuch [kN]	E-Modul GL24h [kN]	Ermitteltes E-Modul im Vergleich zu GL24h
K01	1283,77	1150,00	111,6%
K02	1263,98		109,9%
K03	1342,35		116,7%
K04	1339,57		116,5%

Wie in Tab. 7.17 ersichtlich sind die ermittelten E-Moduln der Träger K03 und K04 nahezu ident. Die Abweichung beträgt nur 0,002%. Somit wurden diese beiden Holzträger für die Herstellung der beiden Langzeitträger verwendet.

Für die Herstellung der Hybridverbundelemente war es weiters notwendig, die vier erforderlichen Kerven in den Holzträgern herzustellen. Diese wurden händisch mittels Hammer und Stemmeisen und in weiterer Folge auch mit Hilfe einer Holzfräse ausgestemmt. Abb. 7.19 zeigt die Herstellung sowie die fertigen Kerven.

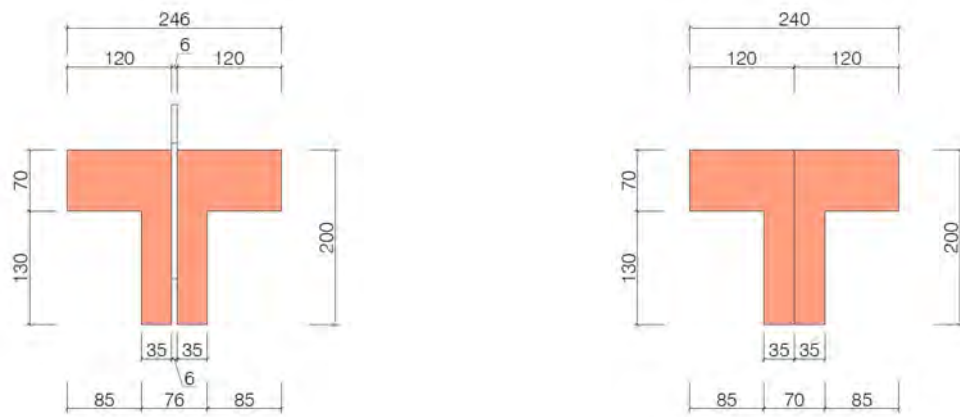


(a) Ausstemmen der Kerbe mittels Hammer und Stemmeisen

(b) Fertiggestellte Kerven

Abb. 7.19: Herstellung der Kerven des Langzeitträgers

Als Nächstes folgte das Zusammensetzen der Träger mit Hilfe der Gewindestangen. Der Träger K03 wurde hierfür mit dem dafür vorgesehenen Stahlträger kombiniert. Beim Träger K04 ist kein Stahl verwendet worden. Durch die Gesamtbreite des Steges von 2x35 mm kam es beim Träger mit Stahl zu einer leichten Veränderung der Breite, welche für das statische Modell verwendet wurde (siehe Abb. 7.1a), da keine Aussparung für den Stahlträger vorgesehen war. Die Abmessungen, welche sich nach Zusammenbau der Träger ergeben, sind in Abb. 7.20a für den Träger mit Stahl und in Abb. 7.20b für den Träger ohne Stahl aufgezeigt.



(a) Veränderter Querschnitt des Langzeitträgers mit Stahl nach der Herstellung (b) Veränderter Querschnitt des Langzeitträgers ohne Stahl nach der Herstellung

Abb. 7.20: Querschnitte der beiden Langzeitträger nach der Herstellung, Maße in mm

Anschließend wurden die zusammengesetzten Träger für die Herstellung der Schalung auf fünf Holzbalken gelagert (siehe Abb. 7.22a). Als Material für die Schalung waren weitere Holzbalken als seitliche Abstützungen, Holzbretter an der Stirnseite und Styroporplatten als horizontale Schalfläche geplant, wie in Abb. 7.21 zu sehen ist. Die Styroporplatten wurden zuerst mit Hilfe eines Styroporschneiders auf eine Breite von 18 cm zugeschnitten. Des Weiteren mussten die Träger K03 und K04 um 4 cm aufgestockt werden. Dies erfolgte über kleine Holzstücke, die unter die Träger gelegt wurden. Für den Schutz der Styroporplatten und zum Erreichen einer glatten Oberfläche wurde das Styropor noch mit einer Plastikfolie eingewickelt. Zum Schluss wurden noch an den Stirnseiten der Träger Holzbretter befestigt und die gesamte Konstruktion seitlich durch Schraubzwingen fixiert (siehe Abb. 7.22b).

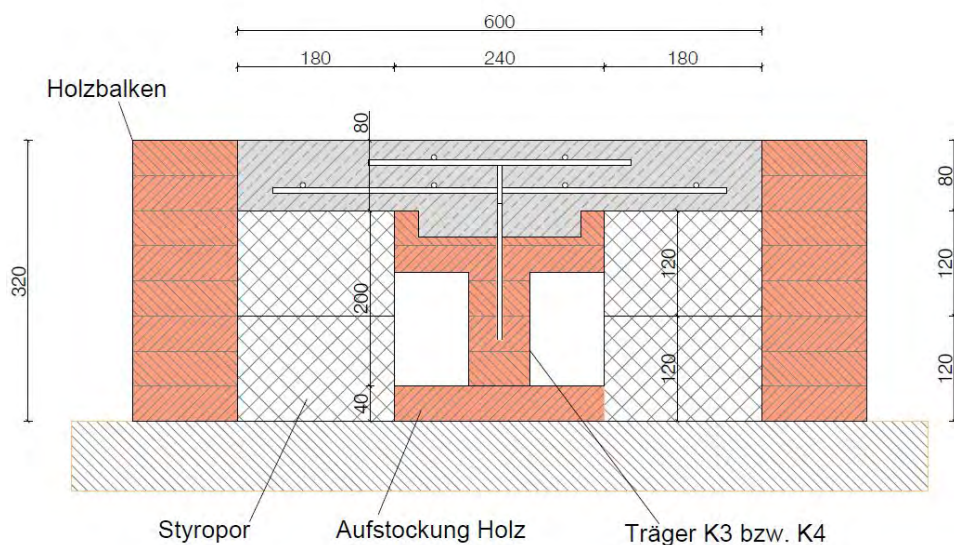
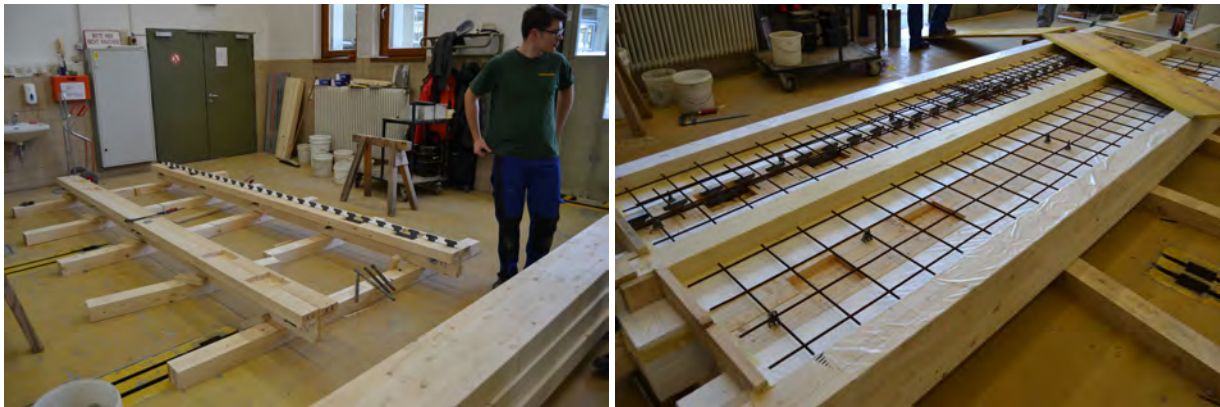


Abb. 7.21: Schalungsplan des Langzeitträgers



(a) Träger vor Aufbau der Schalung

(b) Träger mit fertiger Schalung und Bewehrung

Abb. 7.22: Herstellung der Schalung des Langzeitträgers

Der letzte Schritt bestand im Verlegen der Bewehrung und dem anschließenden Betonieren des Trägers. Die geplante Bewehrungsmatte hatte einen Durchmesser von $\varnothing 6$ mm mit einem Rasterabstand von 15 cm. Diese Art der Bewehrung wurde aufgrund des 15 cm Abstandes der einzelnen Puzzleleiste gewählt. Da in der Versuchsanstalt nur Bewehrungsmatten mit Durchmesser $\varnothing 6$ mm und einem Abstand von 10 cm oder mit einem Durchmesser $\varnothing 8$ mm und einem Abstand von 15 cm vorhanden waren, wurden jene mit $\varnothing 8$ mm gewählt.

Für beide Träger wurde daher die Matte auf eine Breite von ca. 57 cm zugeschnitten, um auf beiden Seiten eine ausreichende Betondeckung zu erreichen. Da die Bewehrung nicht bei jedem Feld einen exakten Abstand von 15 cm aufwies, war es nicht möglich, diese beim Träger K03 passgenau in die Zwischenräume der einzelnen Puzzleleiste zu verlegen. Daher wurde die Matte in der Mitte geteilt und ein Bewehrungsstoß hergestellt. Für den Träger K03 wurde noch eine zweite obere Bewehrungslage mit einer Breite von 25 cm über der Puzzleleiste verlegt.

Als Beton wurde ebenfalls ein SC-Beton verwendet. Dieser hatte die selbe Zusammensetzung wie jener aus Tab. 5.3 in Kapitel 5.3. Der Beton wurde mittels einer Mischmaschine hergestellt und mit Hilfe von Scheibtruhen auf die vorbereitete Schalung aufgebracht (siehe Abb. 7.23). Des Weiteren wurde ein Betondruckwürfel für die spätere Festigkeitsbestimmung hergestellt. Der Betoniervorgang fand am 18.12.2017 statt.



(a) Einbringen des Betons

(b) Ausbetonierte Träger K3 und K4

Abb. 7.23: Betoniervorgang der Langzeitträger

Am 20.12.2017 waren die Betonplatten der Träger hart genug, um diese auszuschalen. Die fertigen Betonträger sind in Abb. 7.24 zu sehen.

**Abb. 7.24:** Fertige Träger K3 und K4

7.3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

In Anbetracht der in Kapitel 7.1 ermittelten Belastungen wurde in weiterer Folge der Versuchsaufbau für die Träger K03 und K04 laut Abb. 7.25 geplant.

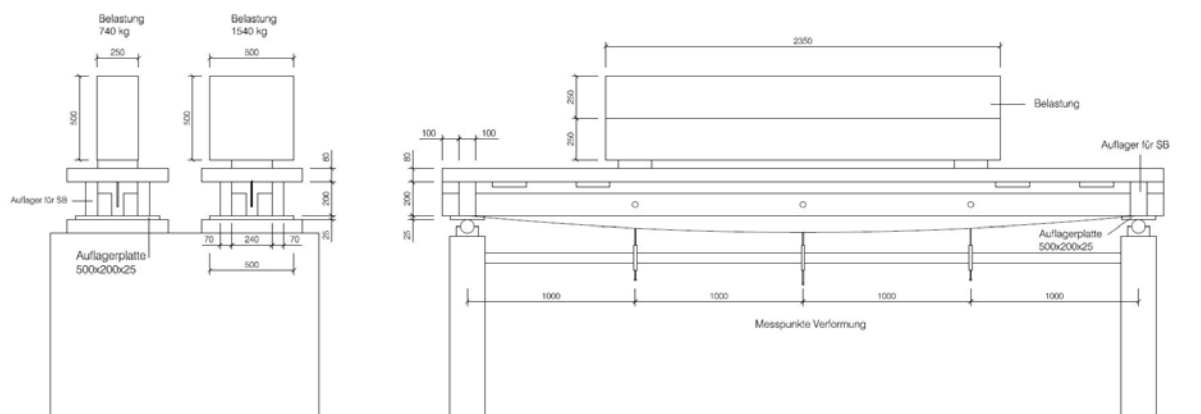


Abb. 7.25: Geplanter Versuchsaufbau der Träger K03 (1540 kg) und K04 (740 kg) inklusive Belastung und Messpunkten

Nach erfolgtem Ausschalen der Träger wurden diese mit Hilfe von Betonträgern, mit den Abmessungen 2,35x0,25x0,25 m und einem Gewicht zwischen 350 und 370 kg, belastet. Um die exakte Belastung von 740 und 1540 kg zu erreichen wurden zusätzlich Stahlplatten aufgelegt. Der fertiggestellte Versuchsaufbau ist in Abb. 7.26 abgebildet.



Abb. 7.26: Versuchsaufbau mit aufgelegter Belastung, K3 links und K4 rechts

Die Messung erfolgte unter zur Hilfenahme des Messgeräts ALMEMO® 5690-2 und den dazugehörigen Messsensoren, welche schon in Kapitel 5.2 in Abb. 5.5 aufgezeigt wurden.

Die Messsensoren sind sowohl an den Viertelpunkten als auch an der Mitte des Trägers montiert worden (siehe Abb. 7.27).



Abb. 7.27: Lage der Messsensoren an den Trägern K3 und K4

Um die Festigkeit des verwendeten Betons zu erhalten, wurde der beim Betoniervorgang mit hergestellte Betonwürfel am 12.01.2018, also nach 25 Tagen, abgedrückt. Die Ergebnisse sind in Tab. 7.18 aufgezeigt.

Tab. 7.18: Ergebnisse des Betonwürfels

Masse [g]	Rohdichte [kg/m ³]	Höchstkraft [kN]	Festigkeit [MPa]	Betongüte lt. [9]
7320	2170	1216,7	54	C40/50

7.4 Versuchsergebnisse zu Belastungsbeginn und Interpretation

Auf Basis der gewonnenen Ergebnisse der Betonprüfung aus Tab 7.18 und der Bestimmung der E-Moduln für die Holzträger aus Tab. 7.17 wurden die FE-Modelle in SOFISTIK und die Stabwerkmodelle in RSTAB für die Träger K03 und K04 mit den neuen Betongüten und E-Moduln für Holz angepasst. Dadurch ändern sich die in Kapitel 7.1.2 ermittelten Durchbiegungen und müssen mittels RSTAB und SOFISTIK neu berechnet werden.

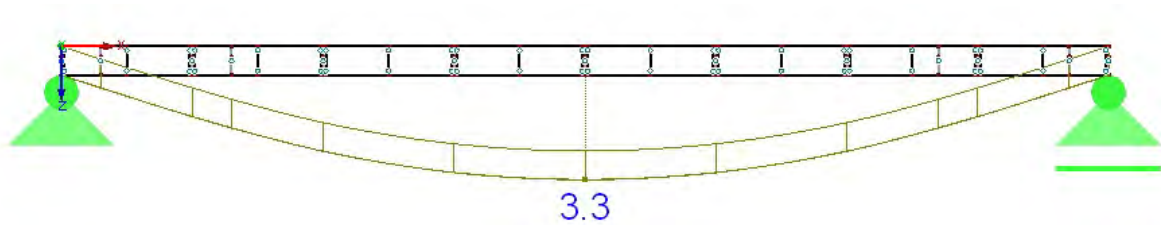
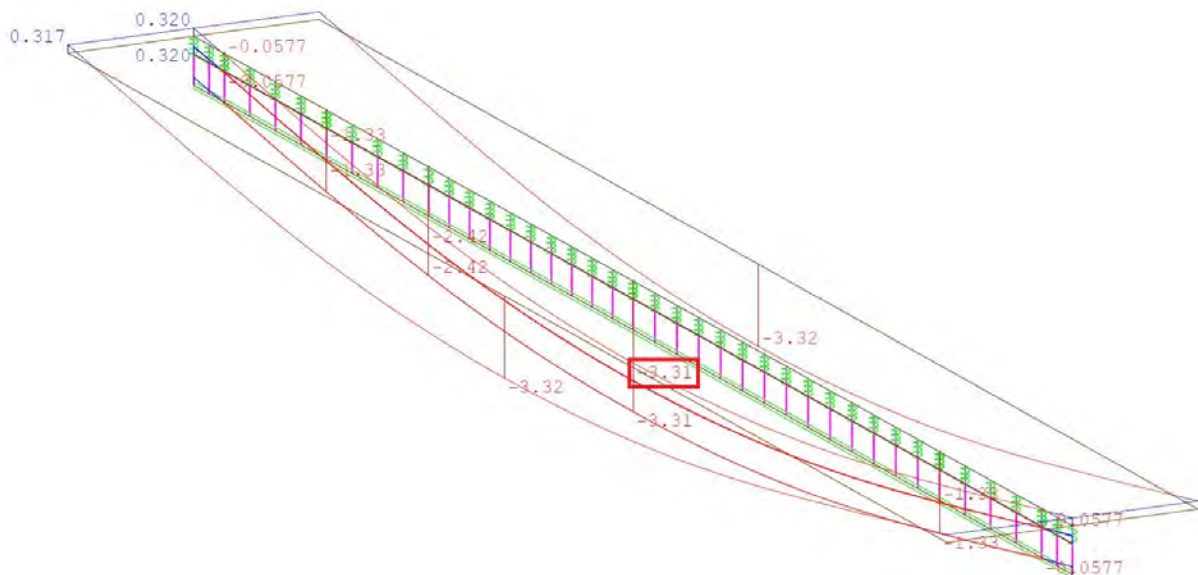
Für das FE-Modell war es ausreichend, lediglich die Materialien zu ändern. Beim Stabwerksmodell war es zusätzlich noch notwendig, die Verbindungssteifigkeiten neu zu berechnen, da diese vom E-Modul des jeweiligen Materials abhängig sind. Die Auswertung erfolgte laut der Berechnungsmethode aus Abb. 3.11b und analog zur beschriebenen Vorgehensweise aus Kapitel 6.2. Die neu berechneten Verbindungssteifigkeiten sind in Tab. 7.19 und Tab. 7.20 aufgezeigt. Die Nummerierung der Kerne bezieht sich auf jene aus Abb. 6.18 aus Kapitel 6.2.2. Die daraus resultierenden neuen Durchbiegungen für den Träger mit Stahl (K03) sind in Abb. 7.28a und 7.28b auf Basis der RSTAB und SOFISTIK Berechnung abgebildet.

Tab. 7.19: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz der Träger K03 und K04

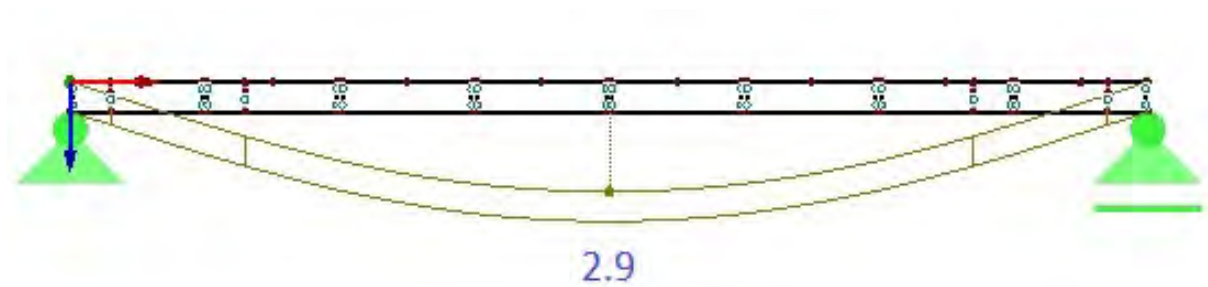
Kerbe	z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
1 + 4	40	70	150	300	225.000	31,69	150
2 + 3	40	70	150	1150	225.000	37,26	650

Tab. 7.20: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Trägers K03

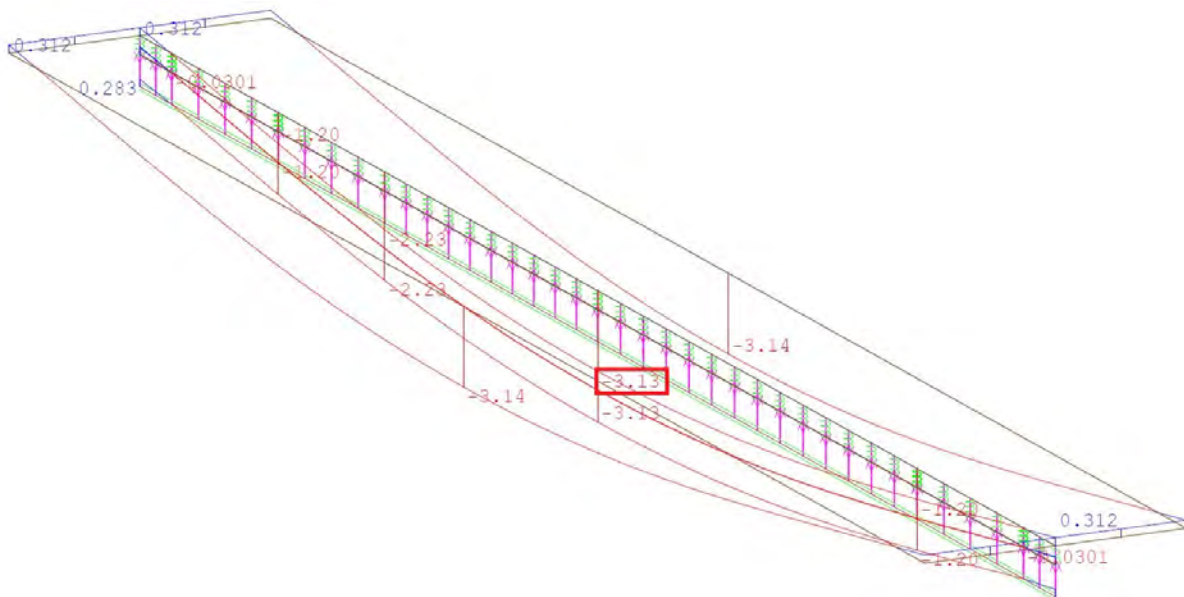
z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
40	69	500	500	1.022.727,27	308,68	500

**(a)** Durchbiegung für den Langzeitträger mit Stahl (K3), RSTAB**(b)** Durchbiegung für den Langzeitträger mit Stahl (K3), SOFISTIK**Abb. 7.28:** Durchbiegungsverlauf auf Basis der neuen Materialeigenschaften

Die aus den neuen Verbindungssteifigkeiten resultierenden Durchbiegungen für den Träger ohne Stahl (K04) sind in Abb. 7.29a und 7.29b auf Basis der RSTAB und SOFISTIK Berechnung abgebildet



(a) Durchbiegung für den Langzeitträger ohne Stahl (K4), RSTAB



(b) Durchbiegung für den Langzeitträger ohne Stahl (K4), SOFISTIK

Abb. 7.29: Durchbiegungsverlauf auf Basis der neuen Materialeigenschaften

Wie in Tab. 7.21 ersichtlich sind die neu berechneten Durchbiegungswerte sehr nah an den tatsächlich gemessenen Werten. Bei jenen für den Träger K03 sieht man, dass die berechneten Ergebnisse etwas geringer sind als die tatsächlich gemessenen Werte. Die Abweichung liegt allerdings bei 3,69 % für die FE-Modellierung und bei 8,71 % für die Stabwerksmodellierung. Bei den Werten des Trägers K04 ist zu erkennen, dass die berechnete Durchbiegung des FE-Modells höher ist als die tatsächliche Durchbiegung und somit auf der sicheren Seite liegt. Der Wert des Stabwerkmodells ist geringfügiger höher als der gemessene und ist mit einer Abweichung von 2,14 % sehr nah am Versuchsergebnis.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Berechnungen das tatsächliche Verhalten der Träger gut abbilden können. Vor allem die recht einfache Methode des Stabwerkmodells bietet sehr gute Ergebnisse für den reinen Verbundquerschnitt aus Holz und Beton. Beim Hybridverbundquerschnitt aus Holz, Stahl und Beton sieht man, dass die Berechnung mittels FE-Modell genauer ist. Allerdings bietet auch hier das leichter zu handhabende Stabwerkmodell gute und realitätsnahe Ergebnisse.

Tab. 7.21: Versuchsergebnisse des Langzeitversuches der Träger K03 und K04

	SOFISTIK $w_{inst,S}$ [mm]	RSTAB $w_{inst,R}$ [mm]	Versuch w_{inst} [mm]	$w_{inst}/w_{inst,S}$	$w_{inst}/w_{inst,R}$
K3	3,31	3,30	3,37	101,81 %	102,12 %
K4	3,13	2,90	2,86	91,37 %	98,62 %

Es zeigt sich somit, dass die Durchbiegungen der statischen Modelle sehr nah an den Durchbiegungen zu Belastungsbeginn sind. Dadurch wurde aufgezeigt, dass die Modellierung funktioniert und für die anderen Träger bzw. die weiteren Versuche verwendet werden kann.

Des Weiteren konnte der hier aufgezeigte Versuchsaufbau für die Durchführung des Langzeitversuches (siehe Kapitel 9) weiterverwendet werden.

Kapitel 8

Biegeversuchsreihe der Rippendeckensysteme in Hybridverbundbauweise

Die nachfolgend beschriebenen Versuche können als dritte Versuchsreihe im Forschungsprojekt Sparkling Science angesehen werden. Der Versuchsvorgang startete im Februar 2018 und endete Anfang Juni 2018. Dabei wurden insgesamt drei 6,30 m lange Deckenelemente mit einer Spannweite von jeweils 6 m geplant, hergestellt und dem Prüfverfahren unterzogen.

Auf Basis der Abscherversuche wurde eine 2x3 mm dicke Variante des Stahlblechs, in Form eines T-Trägers, mit Puzzleleiste im Steg gewählt.

8.1 Herstellung der Träger

Diese Versuchsreihe besteht aus drei zusammengesetzten Hybridträgern, welche nacheinander hergestellt und getestet wurden. Tab. 8.1 zeigt die verwendeten Materialien sowie die Anzahl der untersuchten Prüfkörper.

Tab. 8.1: Prüfkörper der Großversuche

Anzahl der Prüfkörper	Material Holzquer-Schnitt	Material Stahlquer-Schnitt	Material Betonquer-Schnitt
3	Gl24h	S355	SCC

8.1.1 Produktion, Lieferung und Montage

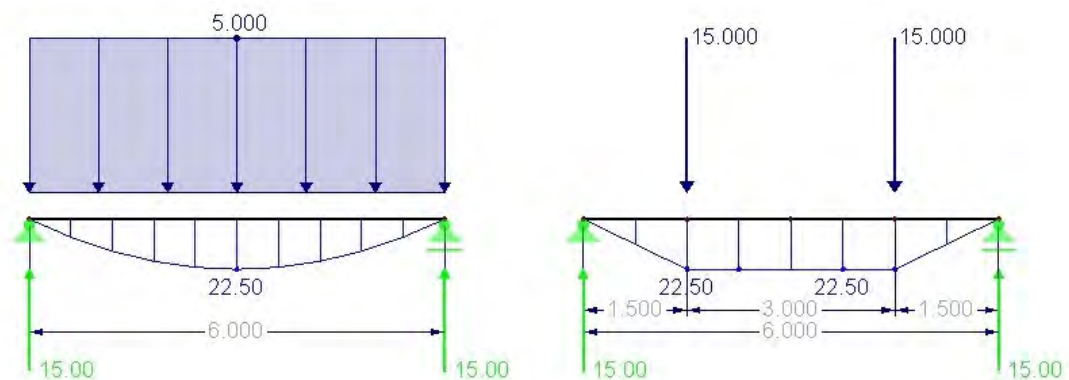
Die Holzbalken wurden vom Unternehmen Holz Hahn GmbH geliefert. Die Lieferung beinhaltete insgesamt acht einzelne Hölzer, bei denen sowohl die Kerven ausgefräst als auch die Nut für den unteren Flansch des Stahlträgers vorbereitet waren.

Die 6,30 m langen Stahlträger mit Puzzleleiste aus 2x3 mm dicken Stahl wurden von der Firma Göcke GmbH & Co.KG geliefert. Aufgrund der millimetergenauen Vorarbeit des Herstellers waren keine zusätzlichen Bearbeitungsmaßnahmen nötig.

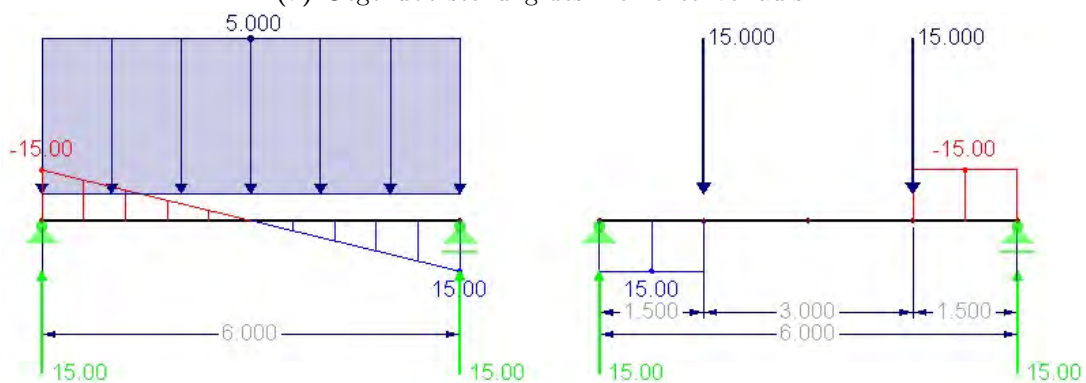
Als Beton kam SCC (self compacting concrete) zum Einsatz, der schon in Kapitel 5.3 beschrieben wurde. Dieser wurde vor Ort in der Camillo Sitte Lehranstalt Wien hergestellt.

8.1.2 Überprüfung der E-Moduln der Holzquerschnitte

Um beim eigentlichen Großversuch möglichst fehlerfreie Hölzer zu verwenden, wurden die Holzbalken auf vorhandene Risse oder Äste untersucht. Anschließend erfolgte die paarweise Zuordnung. Bevor jedoch der gesamte Hybridträger mit Stahl und Beton zusammengebaut wurde, mussten die Holzbalken einem Vier-Punkt-Biegeversuch unterzogen werden, um die Elastizitätsmoduln zu bestimmen. Dazu wurden die Holzbalkenpaare mit Hilfe von Gewindestangen, mit einem Durchmesser von $\varnothing 30$ mm im Abstand von 1,50 m, fest verschraubt. Beim Vier-Punkt-Biegeversuch ist zu erwähnen, dass die Belastung nicht in den Drittelpunkten erfolgte, wie es die Norm EN 408 [21] vorschreibt, sondern in den Viertelpunkten (siehe Abb.8.2). Grund dafür war, die schon in Kapitel 7.1.2, aufgezeigte Umstellung der Linienlast auf zwei äquivalente Punktlasten. Dadurch wird gewährleistet, dass die Querkraft im Bereich der Kerben ident mit jener der Linienlast bleibt. Des Weiteren ist das Biegemoment in Feldmitte bei beiden Belastungsverfahren (Gleichstreckenbelastung und Viertelpunktbelastung) gleich. Abb. 8.1 zeigt den Vergleich des Momenten- und Querkraftverlaufs am Beispiel einer kontinuierlichen Belastung von 5 kN/m und der äquivalenten Einzelbelastungen von je 15 kN und einer Spannweite von 6,0 m. Dabei sind die Ergebnisse der Momentenverläufe in kNm und die Ergebnisse der Querkraftverläufe sowie Auflagerkräfte in kN angegeben.



(a) Gegenüberstellung des Momentenverlaufs



(b) Gegenüberstellung des Querkraftverlaufs

Abb. 8.1: Vergleich der Momenten-/Querkraftverläufe bei Viertelpunktbelastung und kontinuierlicher Belastung

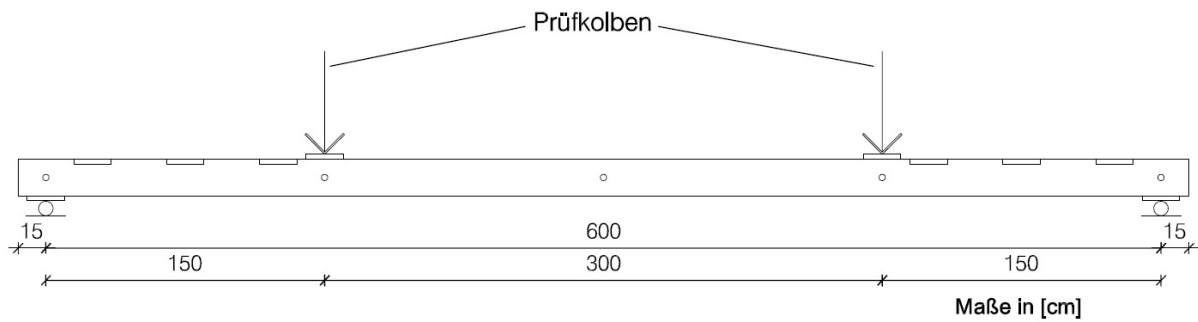


Abb. 8.2: Versuchsanordnung zur Bestimmung des E-Moduls

Nach EN 14080 [22] lautet der mittlere Elastizitätsmodul parallel zur Faserrichtung für den Holzwerkstoff GL24h 1150 kN/cm^2 . Da Holz ein natürlich gewachsener Rohstoff ist, unterliegen dem Material auch größere Schwankungen hinsichtlich seiner Festigkeitswerte. Deshalb wurde die Bestimmung des E-Moduls für das vorliegende Holz als sinnvoll erachtet.



Abb. 8.3: Versuchsanordnung zur Bestimmung des E-Moduls

Abb. 8.3 zeigt den Brettschichtholzträger in der Prüfmaschine. Zunächst wird der Holzträger bis auf 2 kN pro Kolben vorbelastet. Dadurch wird gewährleistet, dass die Kolben bei Beginn der Messaufzeichnung direkt aufliegen. Danach wird die Messung für die Durchbiegung auf Null gestellt. Das erklärt, warum bei den Messergebnissen in Abb. 8.4 die Graphen erst bei einer Belastung von 2 kN beginnen, aber noch keine Verformung aufweisen.

Die Belastung des Trägers endete mit Erreichen einer Durchbiegung von 20 mm in Trägermitte. Dieser Wert liegt bei der Verformung von $1/300$, wie es im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maximal zulässig ist. Der selbe Prozess wurde bei allen vier Holzträgern angewendet.

In Abb. 8.4 sind die Versuchsergebnisse zur Bestimmung der E-Moduln in Feldmitte aufgezeigt. Hierbei ist zu erwähnen, dass die Verformungen während des Versuchs sowohl in den Viertelpunkten als auch in Feldmitte gemessen wurden.

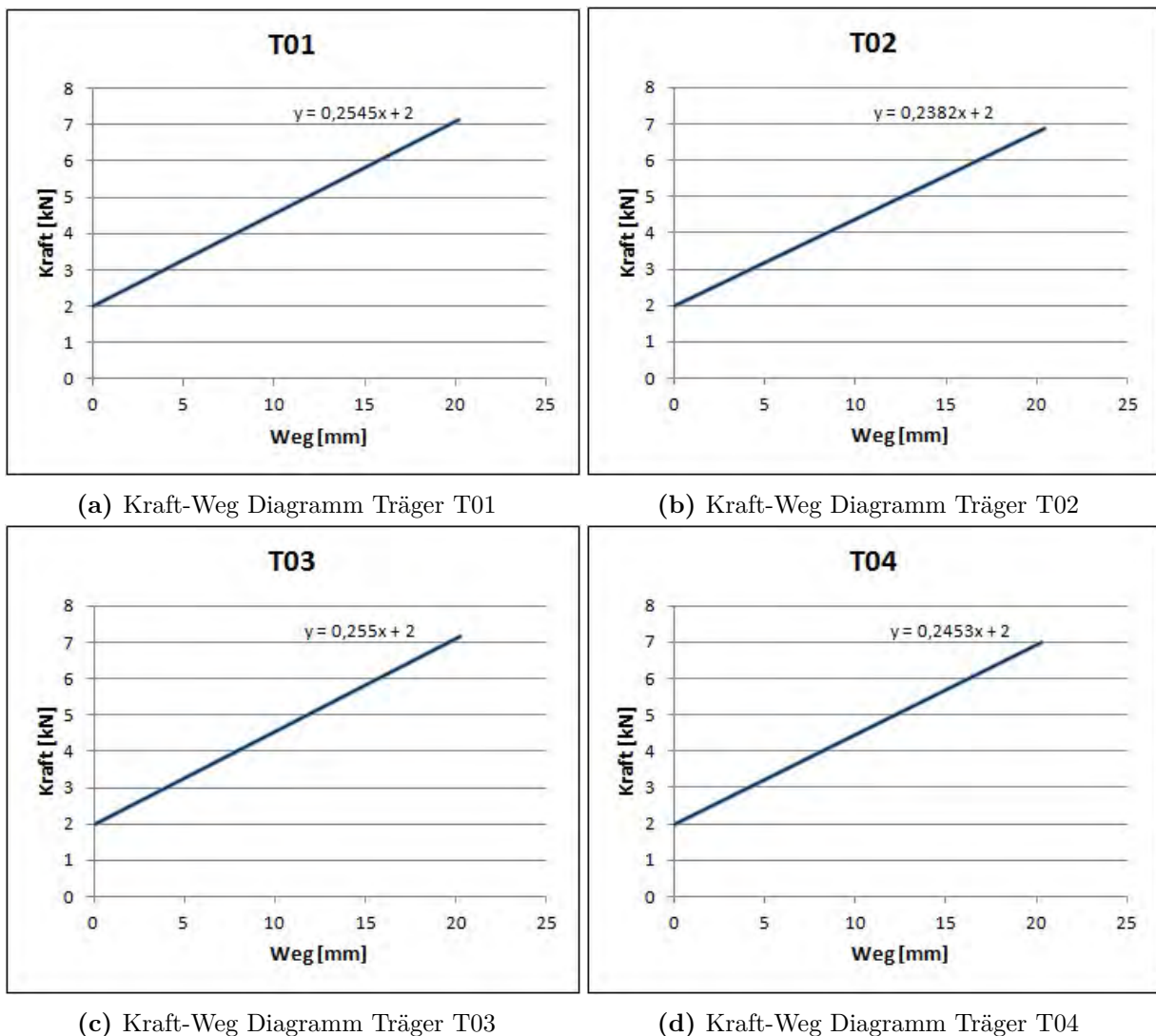


Abb. 8.4: Kraft-Weg Diagramme zur Bestimmung des E-Moduls der Träger T01-T04 in Feldmitte

Tab. 8.2 zeigt die ermittelten Elastizitätsmoduln der Brettschichtholzträger und deren Vergleich mit dem Wert lt. EN 14080 [22]. Es zeigt sich, dass alle vier Versuchskörper einen höheren Elastizitätsmodul aufwiesen.

Tab. 8.2: Ermittelte globale Elastizitätsmoduln der BSH-Prüfkörper

Träger	E-Modul Versuch [kN]	E-Modul GL24h [kN]	Ermitteltes E-Modul im Vergleich zu GL24h
T01	1394,00	1150,00	121,22%
T02	1326,20		115,32%
T03	1395,90		121,38%
T04	1356,00		117,91%

Da insgesamt nur drei Großversuche geplant waren, wurde Träger T02, aufgrund der größten Abweichung, für weitere Versuche nicht mehr herangezogen.

Eine Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Stahlträgers wurde nicht durchgeführt. Bei Stahl kann aufgrund der hohen Herstellungsgenauigkeit von einem E-Modul von 21000 kN/cm² und einem Schubmodul von 8100 kN/cm² ausgegangen werden. Abb. 8.5 zeigt den Stahlträger mit Puzzleleiste im Steg, welche bei den Probekörpern eingebaut wird.

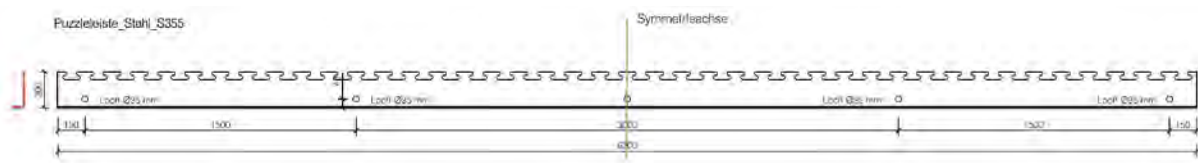


Abb. 8.5: Verwendeter Stahlträger mit Puzzleleiste im Steg, Maße in mm

Da die Kerfen des Holzträgers bereits im Werk vorgefertigt wurden, konnte nach Bestimmung der E-Moduln mit der Montage der Versuchskörper begonnen werden. Zunächst wurde der Stahlträger in die dafür vorgesehene Einkerbung im Holz eingelegt, wie in Abb. 8.6a ersichtlich. Dabei ist zu beachten, dass sich der mittlere Zahn der Puzzleleiste in der Mitte des Trägers befindet. Anschließend erfolgte die Befestigung mittels Gewindestangen an den fünf vorgesehenen Löchern (siehe Abb. 8.6b).



(a) Einlegen der Puzzleleiste



(b) Montage der Gewindestangen

Abb. 8.6: Montage des 6m-Trägers

Die fertig montierten Träger wurden auf Holzbalken im Abstand von ca. 1 m gelagert, welche die Unterkonstruktion der Schalung darstellten. Die weitere Schalung besteht aus Styroporplatten sowie aus 6,6 m langen Brettschichtholzträgern an den Längsseiten. Unter zur Hilfenahme eines Styroporschneiders wurden Styroporplatten auf eine Breite von 48 cm zugeschnitten. Des Weiteren erfolgte ein zusätzliches Aufstocken der 6 m-Träger mit kleinen Holzstücken, um die exakte Höhe mit den außenliegenden Brettschichtholzträgern zu erreichen. Für die Stirnseiten wurden LVL-Holzbretter verwendet. Abb. 8.7 zeigt den schematischen Aufbau der Schalung. Nach Fertigstellung der Schalung wurde das Styropor mit Plastikfolie abgedeckt. Dadurch konnte eine glatte Oberfläche erreicht und kleine Löcher und Spalten abgedeckt werden. Abschließend wurden an den Stirnseiten der Träger Schraubzwingen für den Zusammenhalt der Schalung angebracht.

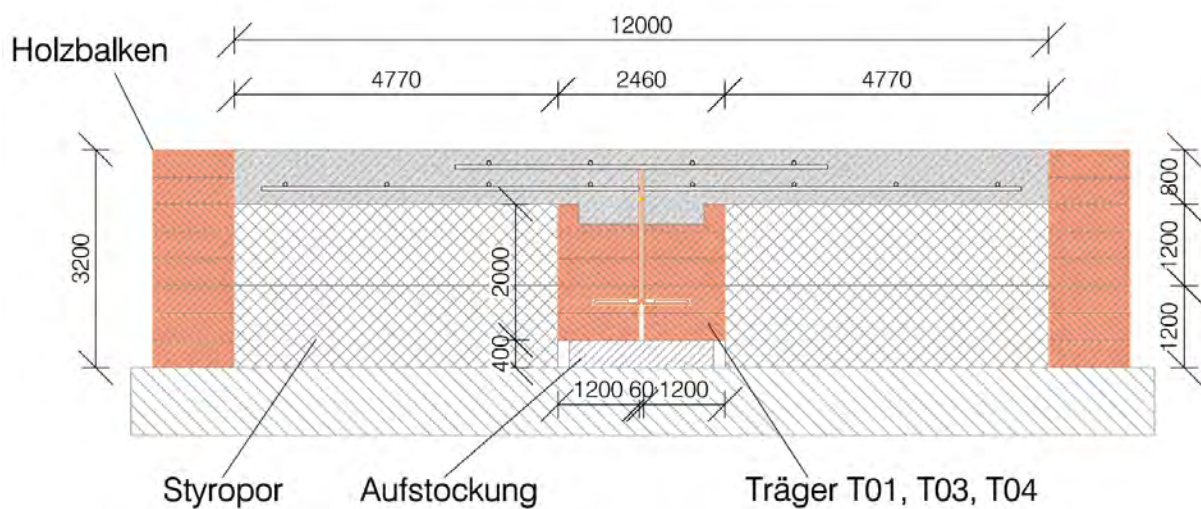
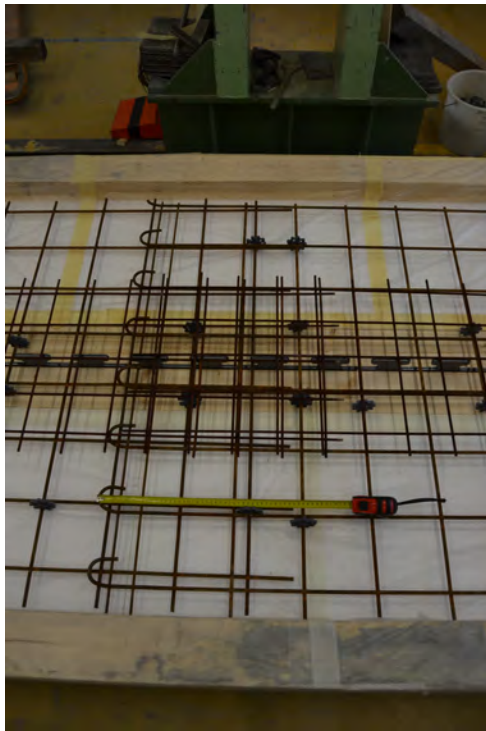


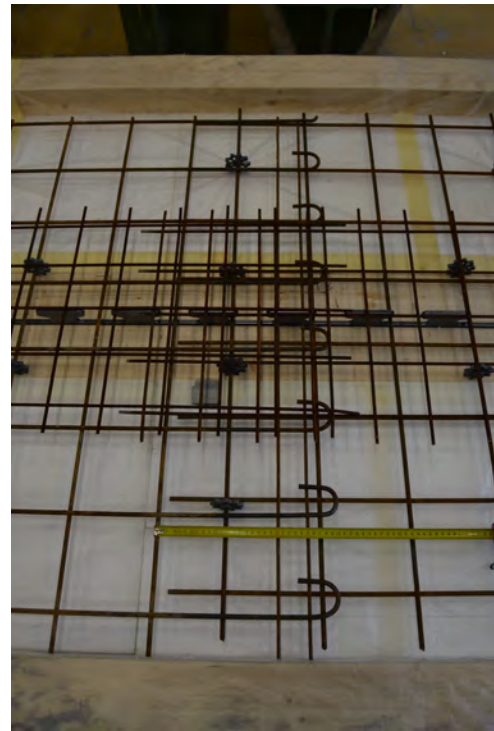
Abb. 8.7: Schalungsplan des 6m-Trägers, Maße in mm

Die letzten beiden Schritte bestanden im Einlegen der Bewehrung und dem darauf folgenden Betonieren des Trägers. Für die Bewehrung war ursprünglich eine Matte mit einem Durchmesser von $\varnothing 6$ mm in einem Rasterabstand von 15 cm vorgesehen. Der Abstand von 15 cm des Rasters ergibt sich aufgrund des Abstandes der einzelnen Puzzlezähne von 15 cm. Da jedoch in der Versuchsanstalt keine Bewehrungsmatten mit einem Durchmesser von $\varnothing 6$ mm verfügbar waren, wurden vorhandene Stahlmatten mit $\varnothing 8$ mm verwendet.

Um eine ausreichende Betondeckung im Randbereich gewährleisten zu können, wurden die Matten mit Hilfe eines Bolzenschneiders auf eine Breite von 1,14 m zugeschnitten. Aufgrund der nicht exakten Maschenweite war ein Verlegen der Bewehrung in einem Stück nicht möglich. Diese variierte zwischen 14,8 cm und 15,3 cm. Dadurch kam es zu zwei Überlappungsstößen in den Drittelpunkten der jeweiligen Träger. Die einzelnen Matten wiesen nun jeweils eine Länge von 2,40 m auf. Die Überlappungsbereiche sind in Abb. 8.8 zu sehen und sind mit 30 bzw. 40 cm ausreichend groß gewählt.



(a) Überlappungsstoß 1



(b) Überlappungsstoß 2

Abb. 8.8: Überlappung der Bewehrung - untere Lage

Nach der unteren Bewehrungslage kam es noch zum Einbau einer oberen Lage. Diese wurde, wie geplant, mit einer Bewehrungsmatte mit einem Durchmesser von $\varnothing 6$ mm und einem Rasterabstand von 10 cm realisiert. Bei dieser Bewehrungslage beträgt die Breite nur 50 cm. Sie wurde auf die Puzzleleiste aufgelegt und mit Bewehrungsdraht in der richtigen Höhe gehalten. Ähnlich der unteren Lage kam es zu einem Überlappungsstoß in den Drittelpunkten, wie in Abb. 8.8 ersichtlich.

Wie bei den Push-Out-Versuchen kam bei den 6 m-Trägern ein selbstverdichtender Beton (SCC) zum Einsatz. Die Zusammensetzung ist in Kapitel 5.3 Tabelle 5.3 beschrieben. Mit Hilfe einer Betonmischmaschine wurde der Beton hergestellt und anschließend in die Schalung eingefüllt (siehe Abb.8.9a). Gegen Ende des Betoniervorgangs sind noch zwei Betonwürfel für die spätere Überprüfung der Druckfestigkeit produziert worden. Abb. 8.9b zeigt den fertig hergestellten Holz-Stahl-Beton-Träger.



(a) Einbringen des Betons



(b) Ausbetonierter Träger

Abb. 8.9: Betoniervorgang des 6m-Trägers

8.2 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Wie bei der Bestimmung der Elastizitätsmoduln der Brett-schicht-holz-träger wird der Holz-Stahl-Beton-Träger in den Viertelpunkten belastet. Die Spannweite dieser Versuchsreihe betrug 6 m. In Abb. 8.10 ist der schematische Aufbau skizziert, der für alle drei Hybridträger ident ist. Da sich zwischen den Versuchen kleine Änderungen in der Anordnung der Messgeräte ergaben, werden die detaillierten Versuchsanordnungen der jeweiligen Träger in den Kapiteln 8.2.1 ff. genauer beschrieben.

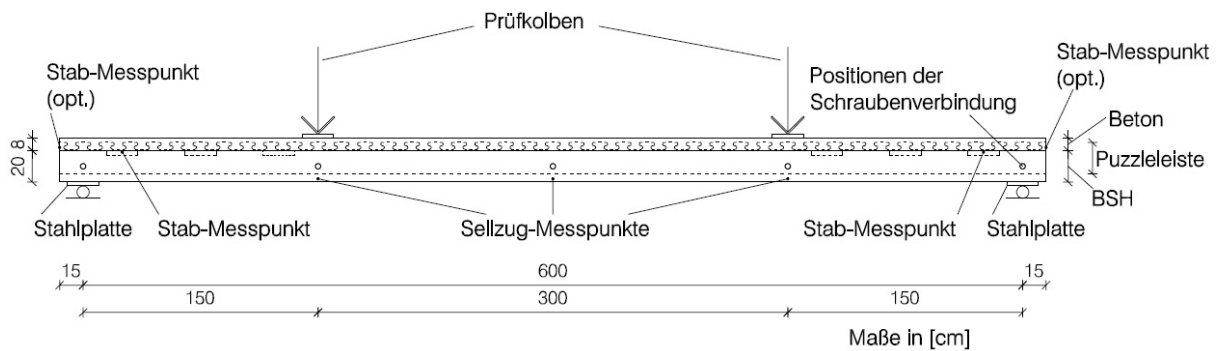


Abb. 8.10: Schematischer Versuchsaufbau

Die Träger wurden, zu Beginn kraftgesteuert, mit einer gewählten Geschwindigkeit von 0,4 kN/s belastet. In Abb. 8.11 ist die Belastungsgeschichte zu sehen, die in Anlehnung an DIN EN 26891 festgelegt wurde. Die Lastaufbringung erfolgte ident bei allen drei Trägern.

Zunächst wurde der Träger bis auf 48 kN belastet. Auf dieser Belastungsstufe wurde die Kraft ca. 30 Sekunden lang gehalten und danach bis auf 12 kN entlastet. Auch dort blieb diese ca. 30 Sekunden konstant. Es folgte erneut eine Belastung bis auf 48 kN. Während der wiederholten konstanten Belastung wurden die Seilzug-Messgeräte unter dem Träger entfernt. Dadurch sollte eine eventuelle Beschädigung der Messsensoren während des Bruches verhindert werden. Die Messgeräte im Bereich der Kerven blieben montiert. Die weitere Messung der Durchbiegung erfolgte anschließend nur noch über den Kolbenweg.

Nach Entfernung der Messgeräte änderte sich die Art der Belastung. Die Träger wurden in weiterer Folge weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,1 mm/s bis zum Bruch belastet.

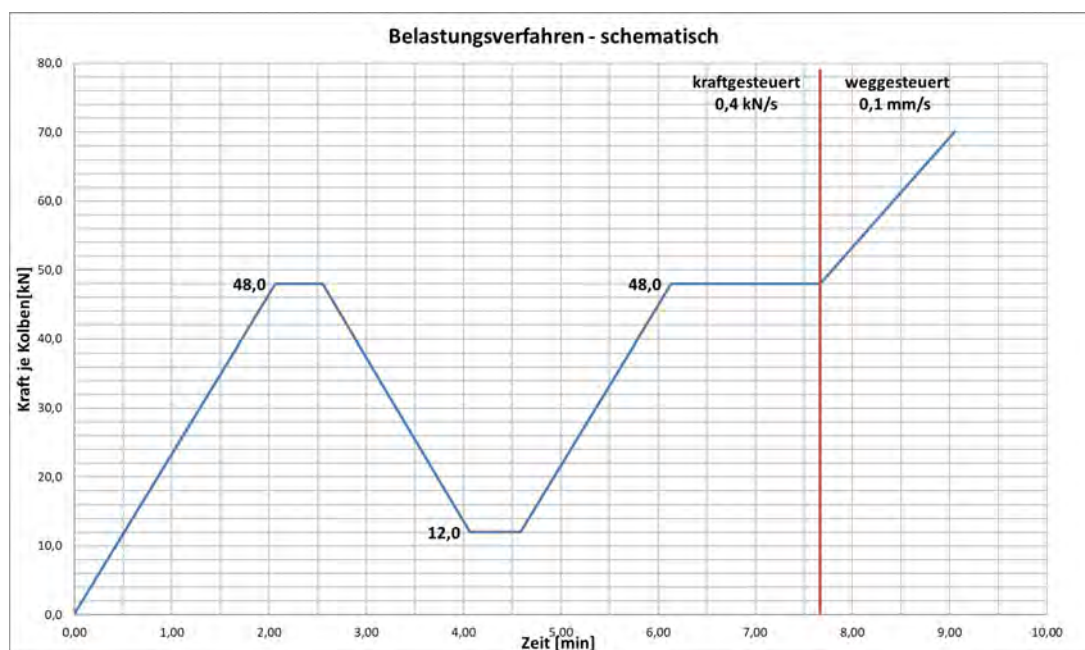


Abb. 8.11: Belastungsverfahren der 6m-Träger

Als Prüfmaschine kam jene der Firma *Walter+Bai AG* zur Anwendung, bei der die beiden hydraulischen Pressen eine maximale Last von je 500 kN aufbringen können. Um die Ergebnisse der Messungen zu dokumentieren, wurde das ALMENO[®] 2890-9 Messgerät der Firma *Ahlborn Mess- und Regelungstechnik GmbH* verwendet.

8.2.1 Versuchsaufbau Träger T01

Die Durchführung des Versuchs des Trägers T01 fand in der Camillo Sitte Versuchsanstalt für Bautechnik im 03. Wiener Gemeindebezirk am 09.03.2018 statt.

Wie in Abb. 8.12 zu erkennen ist, erfolgt die Lasteinleitung über die Kolben der Prüfmaschine in zwei I-Stahlträger, welche senkrecht zur Haupttragrichtung angeordnet sind. Dadurch wird

das Einbringen der Kraft in Form einer Querlast gewährleistet. Um den Kontaktweg vom Kolben zum Träger möglichst gering zu halten, wurden zusätzlich Stahlplatten auf den Stahlträger gelegt. An den Auflagern wurden unter dem Holzträger ebenfalls Stahlplatten angeordnet. Zur Lagesicherung kamen an beiden Trägerenden Holzstücke, zwischen Stahlplatte und Betonplatte, zur Anwendung.



Abb. 8.12: Versuchsanordnung Träger T01

In Abb. 8.13 sind die genauen Bezeichnungen und Lokalisationen der Messpunkte dargestellt. Dabei stehen die Messpunkte M02 bis M05 für die Durchbiegungsaufzeichnungen, wobei M02 und M04 in den Viertelpunkten und M03 und M05 in Trägermitte messen. Die Messpunkte M06 und M07 ermitteln die Abhebung (senkrechte Verschiebung) der Betonplatte vom Holzträger im Bereich der Kerven.

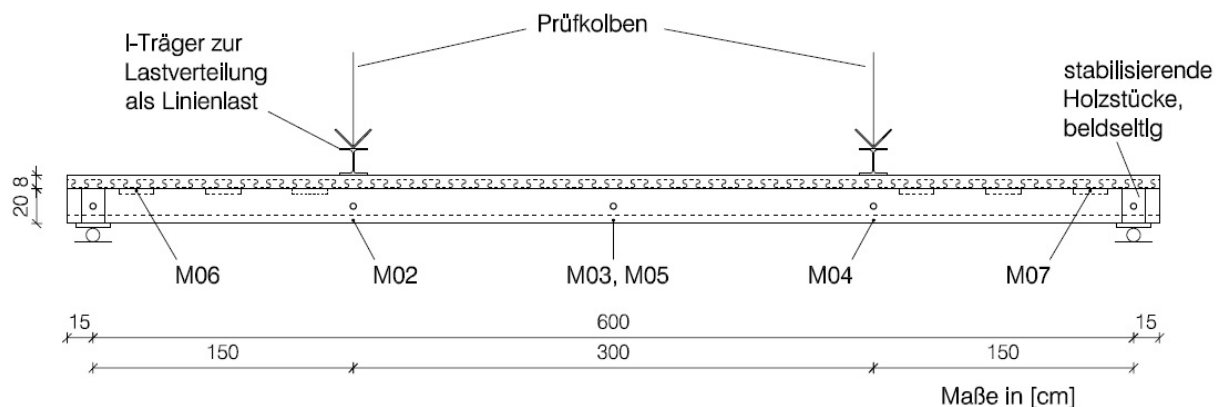


Abb. 8.13: Messpunktanordnung Träger T01

Damit die Festigkeit des benützten Betons ermittelt werden kann, sind die beim Betoniervorgang hergestellten Würfel am 09.03.2018, somit 25 Tage nach deren Herstellung, geprüft worden. Dadurch ist es möglich die Modellierung, im Nachhinein, auf exakt die Betongüte anzupassen. Tab. 8.3 zeigt die Ergebnisse des Druckversuchs.

Tab. 8.3: Ergebnisse der Betonwürfel Träger T01

Masse [g]	Rohdichte [kg/m ³]	Höchstkraft [kN]	Festigkeit [MPa]	Betongüte lt. [9]
7700	2280	1250,9	55,5	C45/55
7600	2250	1277,5	57,0	C45/55

8.2.2 Versuchsaufbau Träger T03

Die Versuchsdurchführung des Trägers T03 fand am 17.04.2018 statt. Die Lasteinleitung erfolgte identisch zu jener des Träger T01. Jedoch ergab sich bei der Anordnung der Messfühler eine Änderung. In Abb. 8.14 ist dies zu erkennen. An beiden Stirnseiten des Trägers wurden zusätzlich Messfühler montiert, um die Verschiebungsdifferenz zwischen Holz und Beton zu messen. Da das Messgerät nicht genügend Steckplätze aufwies, entfiel ein Messpunkt unter den Kerben. Dies war möglich, weil bei Träger T01 keine Abhebung der Betonplatte vom Holz bei den Kerben messbar war und somit auch bei diesem Träger keine Probleme in diesem Bereich erwartet wurden.



Abb. 8.14: Ansicht Stirnseite Träger T03

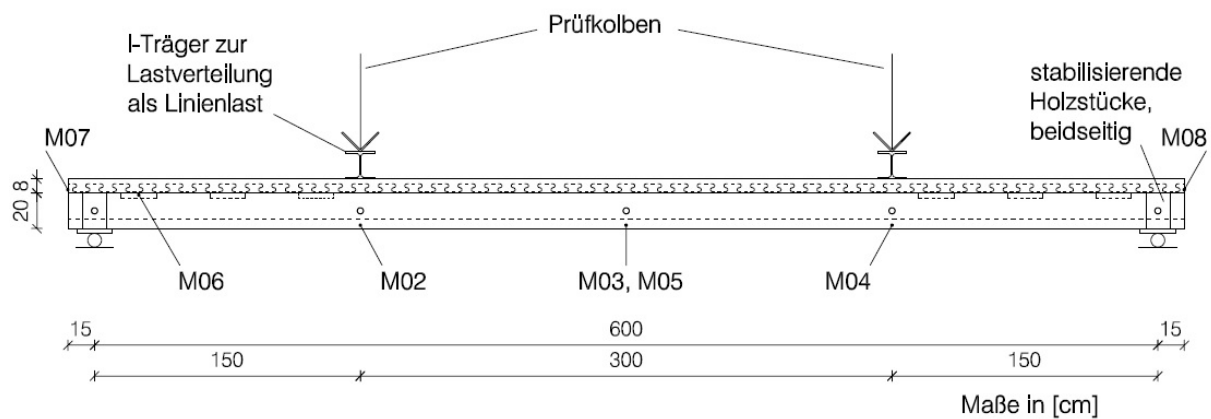


Abb. 8.15: Messpunktanordnung Träger T03

Bei Träger T03 wurden die Betonwürfel am 20.04.2018, 32 Tage nach der Herstellung, geprüft. Tab. 8.4 zeigt die Ergebnisse.

Tab. 8.4: Ergebnisse der Betonwürfel Träger T03

Masse [g]	Rohdichte [kg/m ³]	Höchstkraft [kN]	Festigkeit [MPa]	Betongüte lt. [9]
7700	2280	1250,9	50,5	C40/50
7600	2250	1277,5	52,5	C40/50

8.2.3 Versuchsaufbau Träger T04

Am 01.06.2018 fand der Versuch des Trägers T04 statt. Im Gegensatz zu den ersten beiden getesteten Trägern änderte sich bei T04 die Art der Lasteinleitung. Anstelle der Querlast wurde die Kraft in Form einer Punktlast auf den Versuchskörper übertragen (siehe Abb.8.16). Da bei diesem Versuch ein Messgerät mit ausreichend Steckplätzen für Messfühler zur Verfügung stand, sind zusätzlich zu den vier Durchbiegungsmesspunkten, die möglichen Abhebungen der Betonplatte vom Holz im Bereich der Kerven (wie schon bei Träger T01) sowie die Verschiebungsdifferenz zwischen Holz und Beton an den Stirnseiten aufgezeichnet worden.



Abb. 8.16: Versuchsanordnung Träger T04

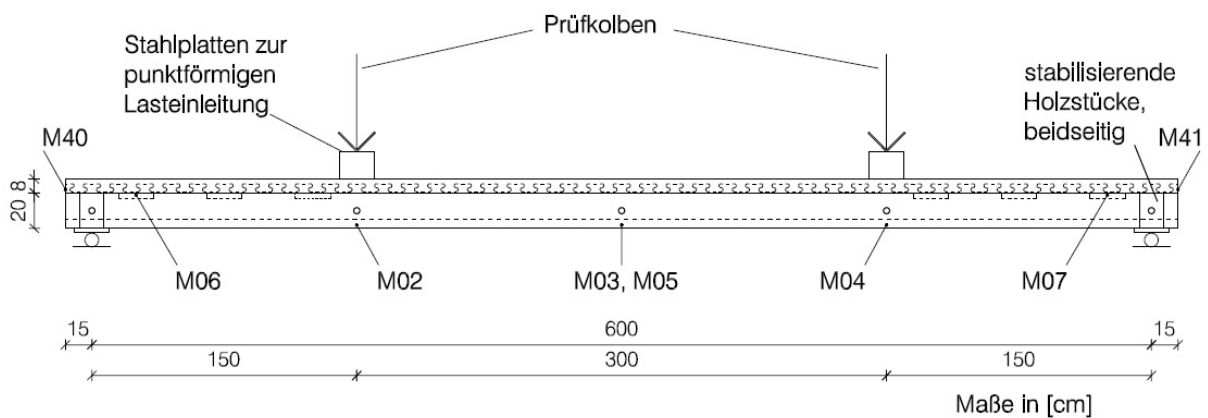


Abb. 8.17: Messpunktanordnung Träger T04

Bei Träger T04 wurden die Betonwürfel am 04.06.2018, 28 Tage nach der Herstellung, geprüft. Tab. 8.5 zeigt die Ergebnisse.

Tab. 8.5: Ergebnisse der Betonwürfel Träger T04

Masse [g]	Rohdichte [kg/m ³]	Höchstkraft [kN]	Festigkeit [MPa]	Betongüte lt. [9]
7700	2280	1250,9	64,0	C50/60
7600	2250	1277,5	64,5	C50/60

8.3 Versuchsergebnisse und Interpretation

Im folgenden Unterkapitel werden die Ergebnisse der Verbundträger einzeln angeführt und anschließend einander gegenüber gestellt.

8.3.1 Versuchsergebnisse Träger T01

Die Ergebnisse des ersten Trägers T01 sind in den Abbildungen 8.18 und 8.19 dargestellt. Dabei zeigt Abb. 8.18 den Verformungsverlauf des Kolbens wohingegen Abb. 8.19 die Durchbiegungen der Messfühler abbildet. Die rote Linie stellt die Verformung im Viertelpunkt und die grüne Linie jene in Feldmitte dar. Da sowohl an beiden Viertelpunkten des Trägers als auch in Trägermitte zwei Messungen durchgeführt wurden (s.a. Abb. 8.13), sind diese Ergebnisse für die graphische Darstellung gemittelt worden.

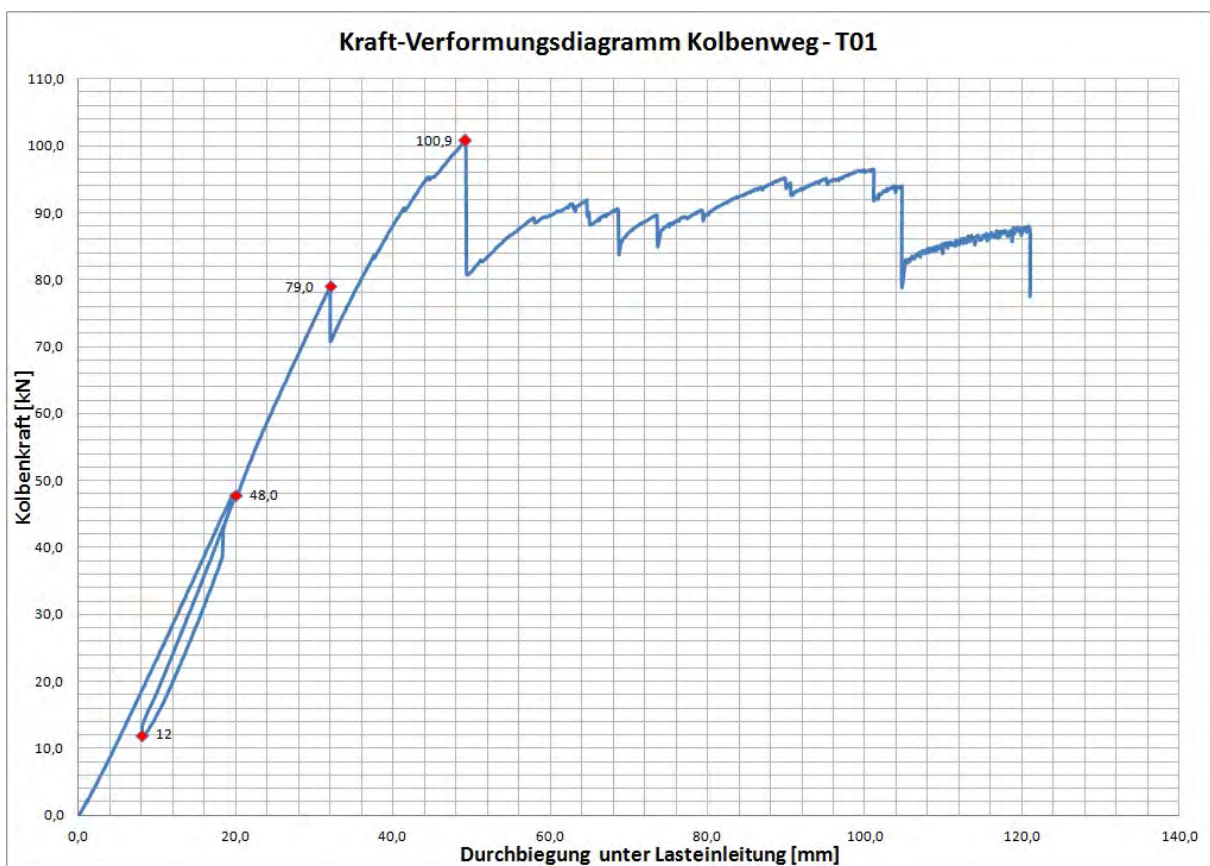


Abb. 8.18: Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - T01

In Abb. 8.18 ist ein deutlich linearer Verlauf bis zur ersten Bruchlast von 78,6 kN pro Kolben zu erkennen. Bei dieser Belastung hat das Holz deutlich zuerst versagt.

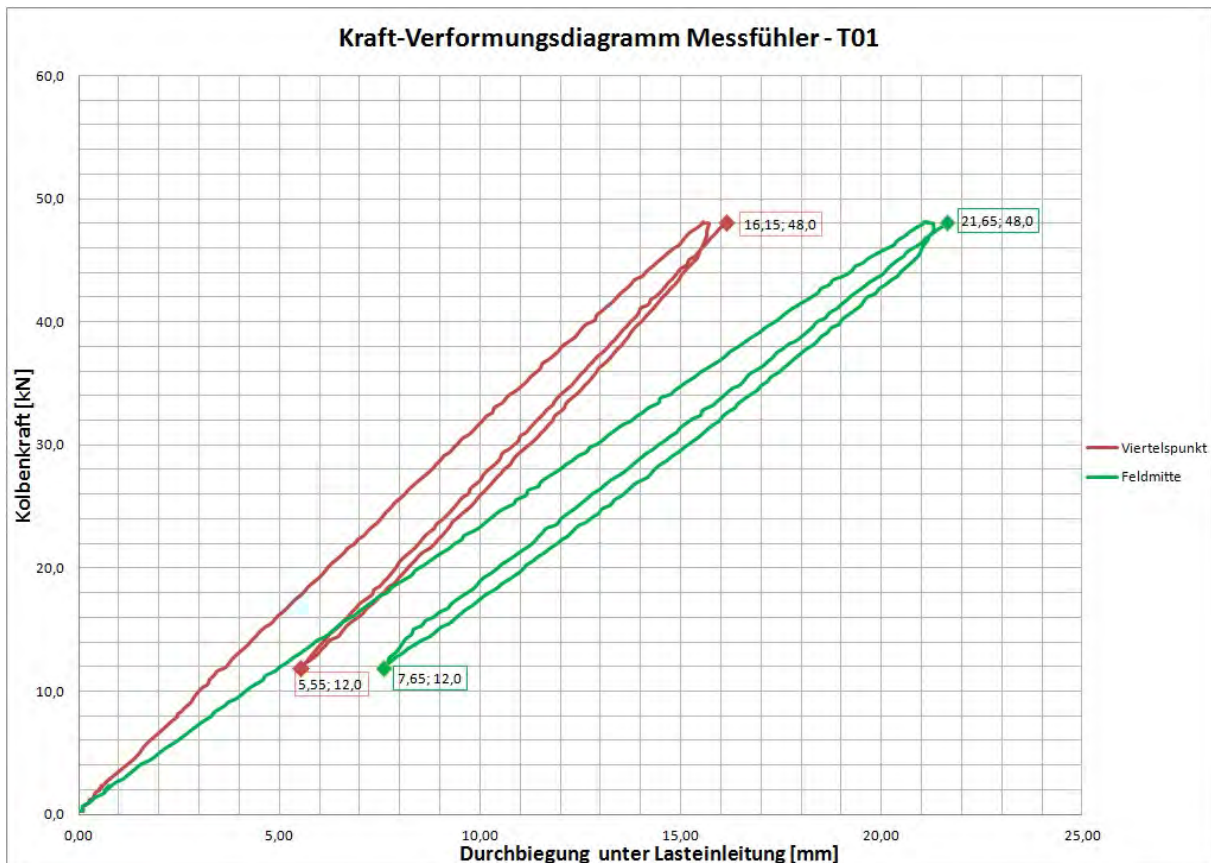


Abb. 8.19: Kraft-Verformungsdiagramm der Messfühler

Bei der maximalen Kraft von 100,9 kN war die Hauptbiegetragfähigkeit des Trägers erreicht. Abb. 8.20 zeigt den deutlichen Bruch am Untergurt des Holzes. Die nachfolgenden Kraftabfälle zeigen, dass weiterhin einige Holzfasern zerstört wurden. Die Tragfähigkeit des Stahlträgers gewinnt somit immer mehr an Bedeutung, was im letzten Abschnitt des Kraftanstiegs zu beobachten ist. Hier kristallisiert sich allmählich die Fließeigenschaft des Stahls heraus.



Abb. 8.20: Holzbruch in Feldmitte

Nach Erhalt der Ergebnisse wurden die statischen Modelle angepasst. Zunächst ist der Beton auf die Festigkeitsklasse eingestellt worden, welcher bei der Würfeldruckprobe ermittelt wurde (siehe Tab.8.3). Da die Verbindungsmittelsteifigkeitend des Stabwerkmodells abhängig vom E-Modul der Materialien sind, wurden diese in den Tab. 8.6 für die Verbindung Holz - Beton und Tab.8.7 für die Verbindung Stahl - Beton neu berechnet. Für das FE-Modell war eine Anpassung der Materialien ausreichend. Die Vorgehensweise für die Berechnung wurde bereits in den Kapiteln 6.1 und 6.2 erläutert.

Tab. 8.6: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers T01

Kerbe	z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
1 + 6	40	100	150	300	225.000	82,31	150
2 + 5	40	100	300	300	225.000	82,31	650
3 + 4	40	100	300	1650	225.000	105,19	1150

Tab. 8.7: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Trägers T01

z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
40	99	500	500	1.022.727	710,68	500

Mit den neu ermittelten Verbindungsmittelsteifigkeiten wurden die nachstehenden Werte ermittelt und in Tab. 8.8 aufgelistet. Die dazugehörigen Grafiken sind in den Abbildung 8.21 und 8.22 dargestellt. Somit ist es möglich die linearen Bereiche aus dem Versuch mit denen der Modellierungsprozesse zu vergleichen. Dabei ist noch zu erwähnen, dass die entstandenen Geraden so verschoben wurden, dass alle durch den Ursprung verlaufen ohne dabei die Steigung zu verändern. Dies wurde sowohl für die Trägermitte als auch für den Viertelpunkt durchgeführt. Zu den Wertepaaren aus dem Versuch ist noch festzuhalten, dass diese von der Wiederbelastung aus Abb. 8.19 entnommen sind.

Tab. 8.8: Durchbiegungen in Feldmitte und im Viertelpunkt bei Träger T01

	Kraft [kN]	Durchbiegung im Viertelpunkt [mm]	Durchbiegung in Feldmitte [mm]
RSTAB	12	5,4	7,4
	48	15,4	21,0
SOFISTIK	12	5,25	7,29
	48	15,16	20,82
VERSUCH	12	5,55	7,65
	48	16,15	21,65

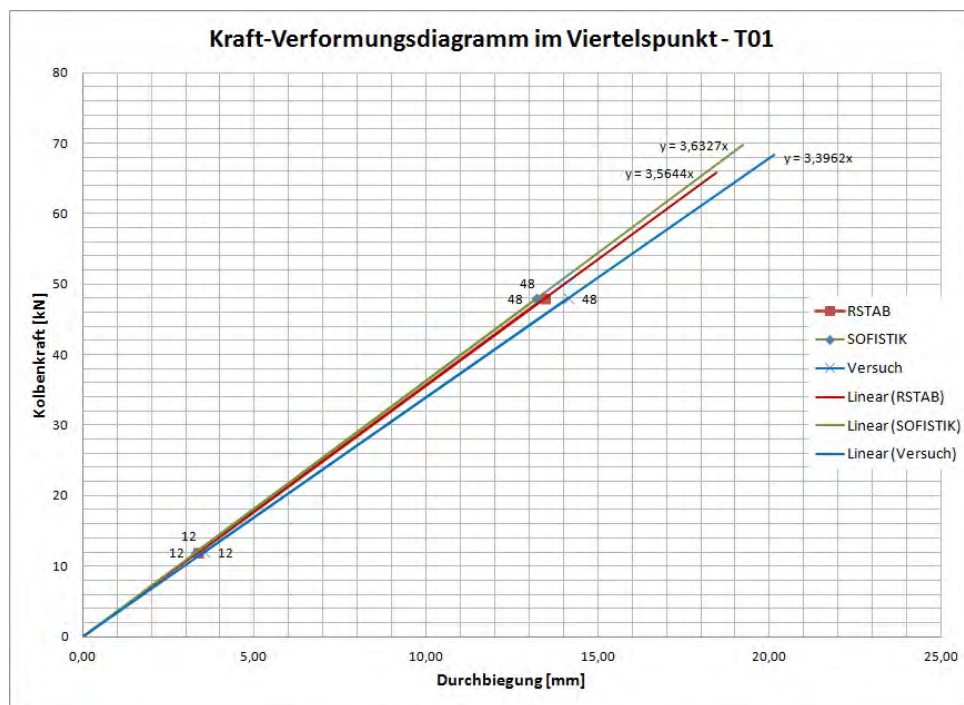


Abb. 8.21: Kraft-Verformungsdiagramm im Viertelpunkt T01

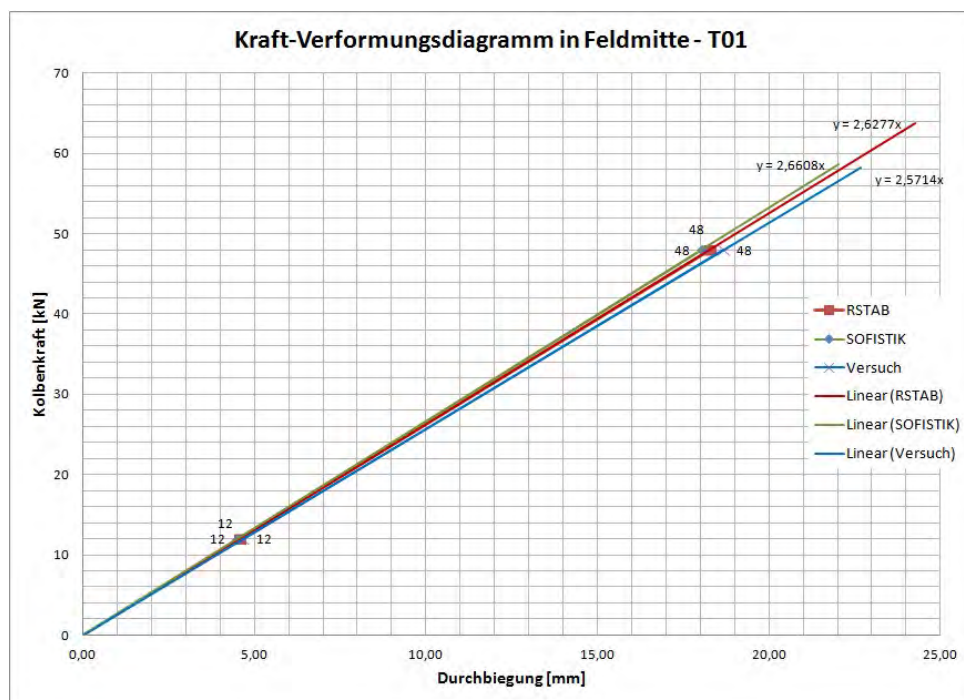


Abb. 8.22: Kraft-Verformungsdiagramm in Feldmitte T01

In Tab. 8.9 sind die Steigungen aus den adaptierten Modellierungen in Feldmitte mit der aus dem Versuch gegenübergestellt. Es kann festgestellt werden, dass die Softwareergebnisse etwas

steifer sind und der Versuch zu 97,9% bei RSTAB und zu 96,9% bei SOFISTIK an die Resultate heran kommt.

Tab. 8.9: Ergebnisse des Trägers T01 in Feldmitte

Steifigkeitsverhältnis Versuch - RSTAB	Steifigkeitsverhältnis Versuch - SOFISTIK	Erste Bruchlast [kN]	Maximale Last [kN]
97,9 %	96,6 %	79,0	100,9

Des Weiteren wurden die Abhebung der Betonplatte vom Holz im Bereich der Kerfen gemessen. Die Ergebnisse sind in Abb. 8.23 zusammengefasst. Es zeigt sich, dass sich die Kerfen unterschiedlich verhalten. Vergleicht man jedoch deren Formkurve unabhängig von der Belastung, so ist ein sehr ähnlicher Verlauf feststellbar. Es kann festgestellt werden, dass die Abhebungen mit nicht einmal 0,7 mm, im Verhältnis zur Kerfentiefe von insgesamt 30 mm, sehr gering ausfallen. Dies entspricht ca. 2,3 %.

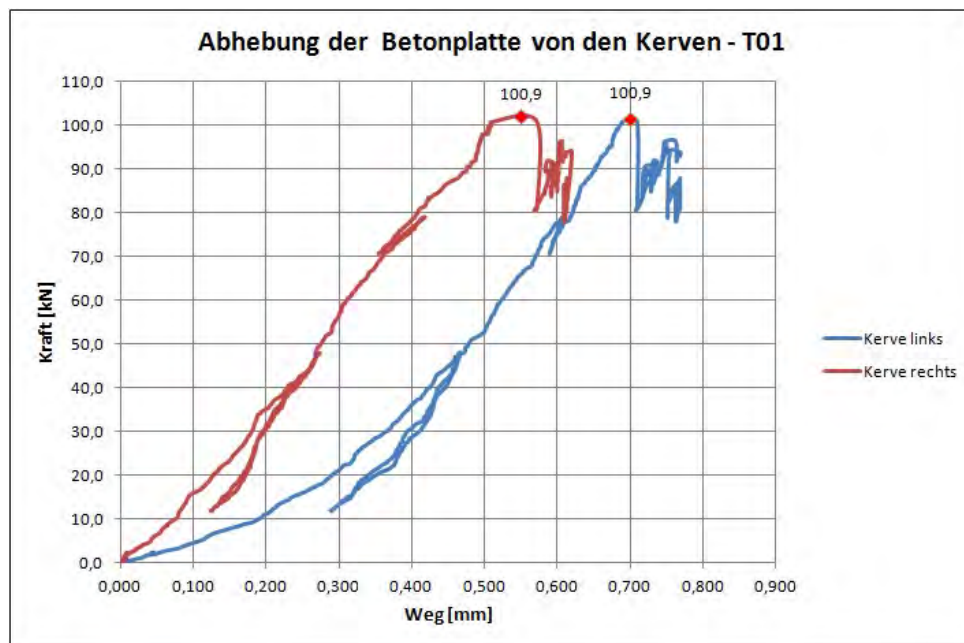


Abb. 8.23: Kraft-Verformungsdiagramm für das Abheben der Betonplatte von den Kerfen - T01

8.3.2 Versuchsergebnisse Träger T03

Die Ergebnisse des Trägers T03 sind in den Abbildungen 8.24 und 8.25 dargestellt. Dabei zeigt Abb. 8.24 den Verformungsverlauf des Kolbens wohingegen Abb. 8.25 die Durchbiegungen der Messfühler aufzeigt. Die rote Linie stellt die Verformung im Viertelpunkt und die grüne Linie in Feldmitte dar. Da sowohl an beiden Viertelpunkten des Trägers als auch in Trägermitte zwei Messungen durchgeführt wurden (s.a. Abb. 8.13), sind diese Ergebnisse für die graphische Darstellung gemittelt worden.

In Abb. 8.24 ist ein nahezu linearer Verlauf bis zur ersten Bruchlast von 75,2 kN pro Kolben zu erkennen. Bei dieser Belastung hat das Holz, wie auch schon bei Träger T01, erste Versagenserscheinungen aufgezeigt.

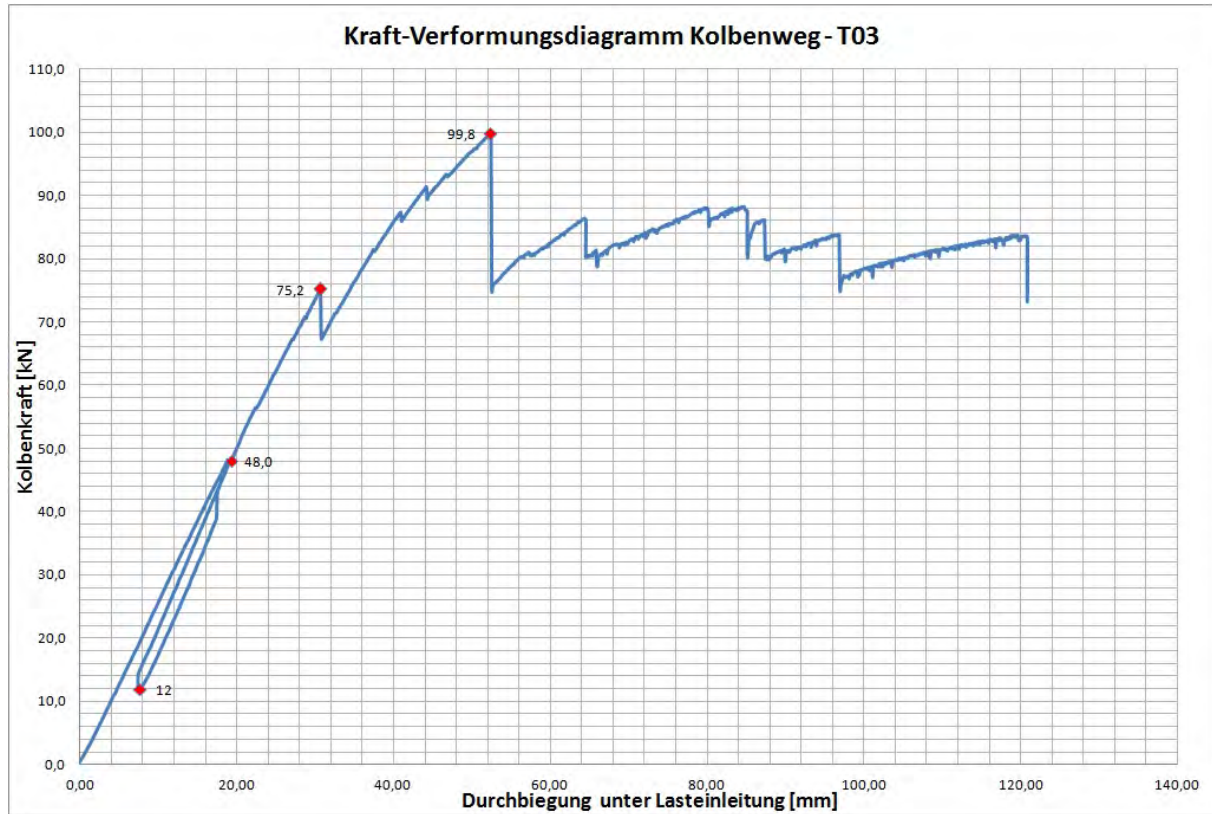


Abb. 8.24: Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - T03

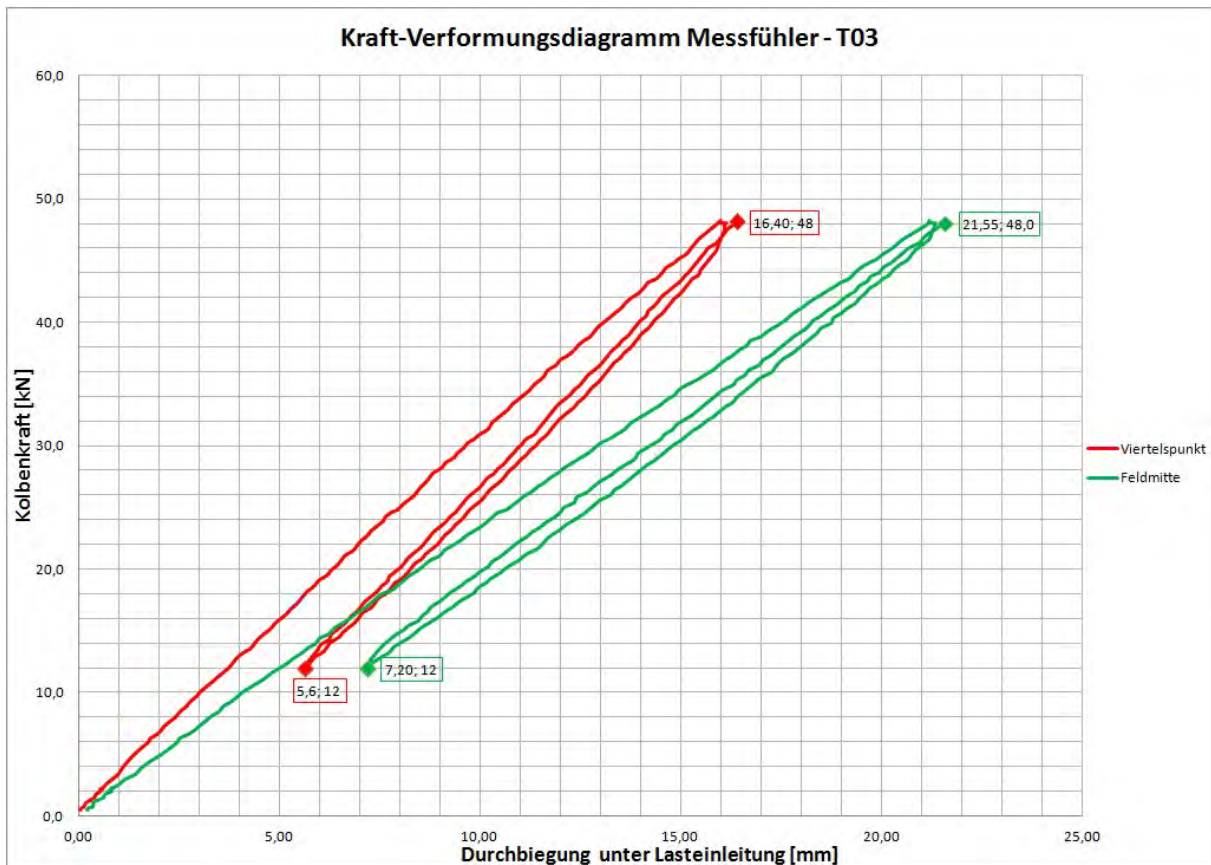


Abb. 8.25: Kraft-Verformungsdiagramm der Messfühler - T03

Bei nahezu identischer Maximalkraft, im Vergleich zum Träger T01, von 99,8 kN war die Hauptbiegeträgfähigkeit des Holzes erreicht. Abb. 8.26 zeigt den deutlichen Bruch am Untergurt des Holzes. Die weiteren Kraftabfälle zeigen, dass weiterhin einige Holzfasern zerstört wurden. Die Tragfähigkeit des Stahlträgers gewinnt mit Fortdauer des Versuchs immer weiter an Bedeutung, was im letzten Abschnitt des Kraftanstiegs zu beobachten ist. Hier kristallisiert sich allmählich die Fließeigenschaft des Stahls heraus.



Abb. 8.26: Holzbruch in Feldmitte

Nach Erhalt der Ergebnisse wurden die statischen Modelle angepasst. Zunächst ist der Beton auf die Festigkeitsklasse eingestellt worden, welche bei der Würfeldruckprobe ermittelt wurde (siehe Tab.8.4). Da die Verbindungsmittelsteifigkeiten des Stabwerkmodells abhängig vom E-Modul der Materialien sind, wurden diese in den Tab. 8.10 für die Holz-Beton und Tab. 8.11 für die Stahl-Beton Verbindung neu berechnet. Für das FE-Modell war eine Anpassung der Materialien ausreichend. Die Vorgehensweise der Berechnungen ist in Kapitel 6 erläutert.

Tab. 8.10: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers T03

Kerbe	z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
1 + 6	40	100	150	300	225.000	82,32	150
2 + 5	40	100	300	300	225.000	82,32	650
3 + 4	40	100	300	1650	225.000	105,34	1150

Tab. 8.11: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Trägers T03

z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
40	99	500	500	1.022.727	712,20	500

Mit den neu ermittelten Verbindungsmittelsteifigkeiten sind nachstehende Ergebnisse erzielt worden und in Tab. 8.12 aufgelistet. Die dazugehörigen Grafiken sind in den Abbildung 8.27 und 8.28 dargestellt. Somit können die linearen Bereiche aus dem Versuch mit den Modellierungsprozessen verglichen werden. Dabei ist noch zu erwähnen, dass die entstandenen Geraden so verschoben wurden, dass alle durch den Ursprung verlaufen, ohne dass sich dabei die Steigung ändert. Dies wurde sowohl für Trägermitte als auch für den Viertelpunkt durchgeführt. Zu den Wertepaaren aus dem Versuch ist noch festzuhalten, dass diese von der Wiederbelastung aus Abb. 8.25 entnommen sind.

Tab. 8.12: Durchbiegungen in Feldmitte und im Viertelpunkt bei Träger T03

	Kraft [kN]	Durchbiegung im Viertelpunkt [mm]	Durchbiegung in Feldmitte [mm]
RSTAB	12	5,4	7,4
	48	15,5	21,1
SOFISTIK	12	5,29	7,5
	48	15,3	21,01
VERSUCH	12	5,6	7,2
	48	16,4	21,55

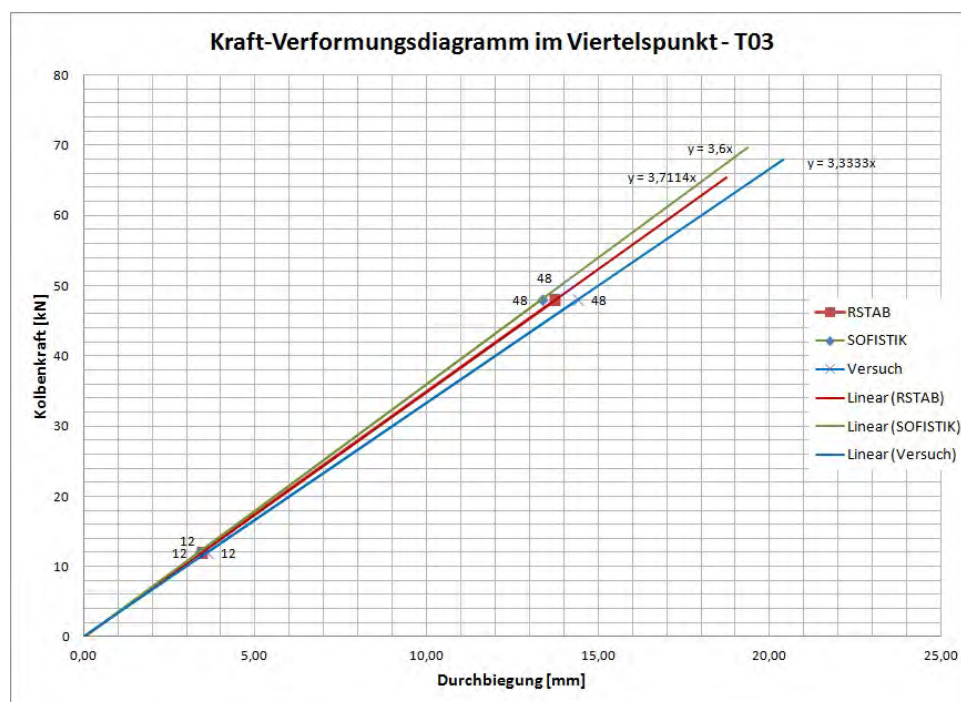


Abb. 8.27: Kraft-Verformungsdiagramm im Viertelpunkt T03

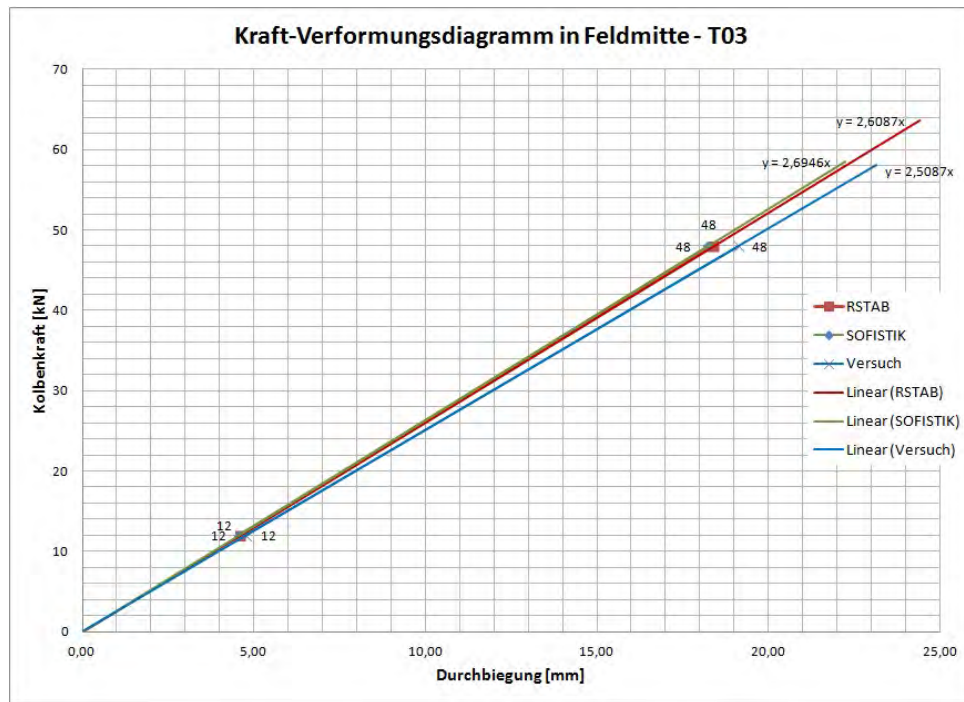


Abb. 8.28: Kraft-Verformungsdiagramm in Feldmitte T03

In Tab. 8.13 sind die Steigungen aus den adaptierten Modellierungen in Feldmitte mit jenen aus dem Versuch gegenübergestellt. Es kann festgestellt werden, dass die Softwareergebnisse etwas steifer sind und der Versuch zu 96,2% bei RSTAB und zu 93,1% bei SOFISTIK an die Resultate heran kommt.

Tab. 8.13: Ergebnisse des Trägers T03 in Feldmitte

Steifigkeitsverhältnis Versuch - RSTAB	Steifigkeitsverhältnis Versuch - SOFISTIK	Erste Bruchlast [kN]	Maximale Last [kN]
96,2 %	93,1 %	75,2	99,8

Weiterhin wurde die Abhebung der Betonplatte an den Kerven gemessen. Das Ergebnis ist in Abb. 8.29 dargestellt. Wie auch bei Träger T01 lässt sich keine relevante Abhebung der Betonplatte vom Holz feststellen. Mit nicht einmal 0,5 mm fällt die Verschiebung noch geringer als bei T01 aus.

Bei diesem Träger sind zusätzlich die Relativverschiebungen der Betonplatte zum Brett-schicht-holzträger an den Stirnseiten aufgezeichnet worden und in Abb. 8.30 zusammengestellt. Die Kurven zeigen, dass bis zum ersten Bruch bei ca. 75 kN keine wesentlichen Verschiebungen zu verzeichnen sind. Erst mit zunehmender Laststeigerung, bis zur Maximallast von knapp 100 kN, steigen die Relativverformungen auf ca. 0,7 mm bzw. ca. 1,25 mm an. Bezogen auf die Versuchsträgerlänge von 6,30 m liegt die Relativverschiebung bei 0,02% und ist somit vernachlässigbar gering.

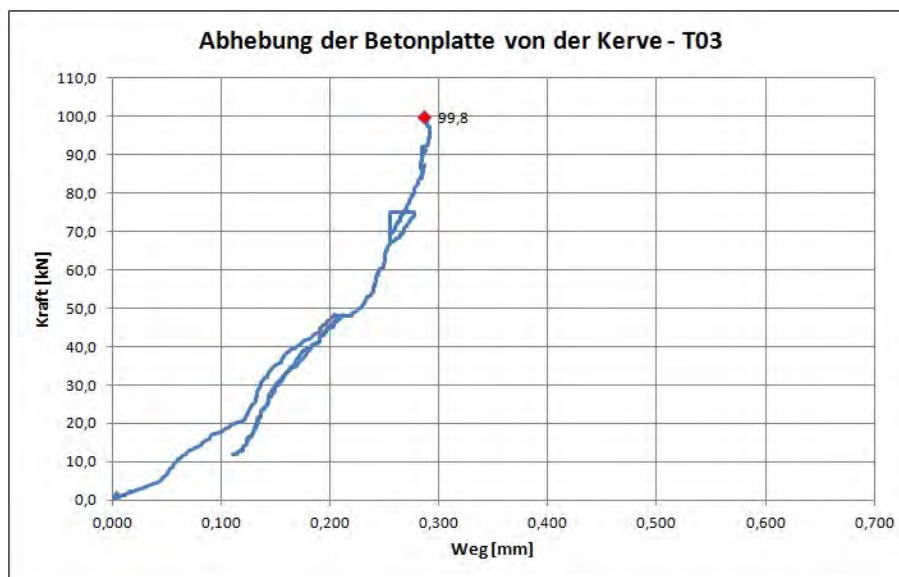


Abb. 8.29: Kraft-Verformungsdiagramm für das Abheben der Betonplatte von der Kerbe - T03

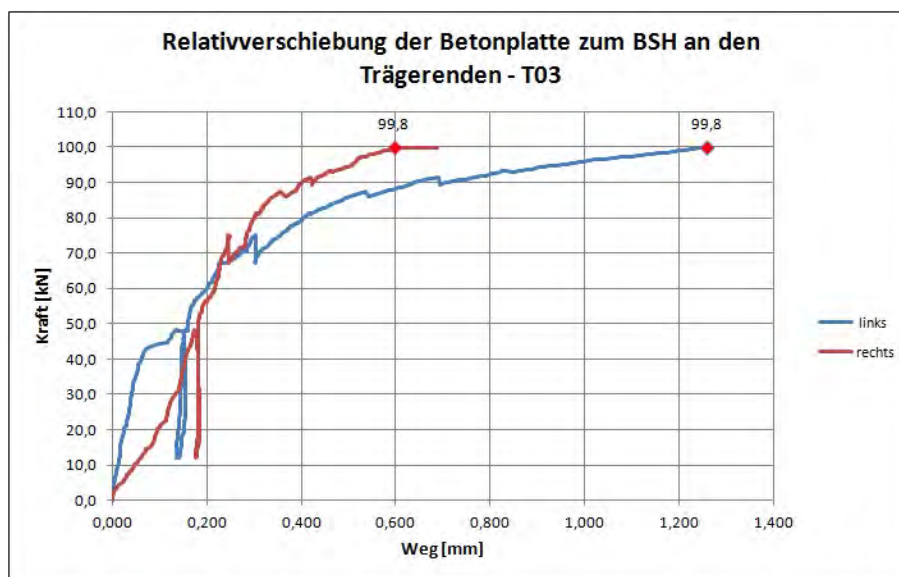


Abb. 8.30: Kraft-Verformungsdiagramm der Relativverschiebung an den Stirnseiten des Trägers T03

8.3.3 Versuchsergebnisse Träger T04

Die Ergebnisse des letzten 6-Meter-Trägers T04 sind in den Abbildungen 8.31 und 8.32 dargestellt. Dabei zeigt Abb. 8.31 den Verformungsverlauf des Kolbens wohingegen Abb. 8.32 die Durchbiegungen der Messfühler aufzeigt. Die rote Linie stellt die Verformung im Viertelpunkt und die grüne Linie in Feldmitte dar. Da sowohl an beiden Viertelpunkten des Trägers als auch in Trägermitte zwei Messungen durchgeführt wurden (s.a. Abb. 8.17), sind diese Ergebnisse für die graphische Darstellung gemittelt worden.

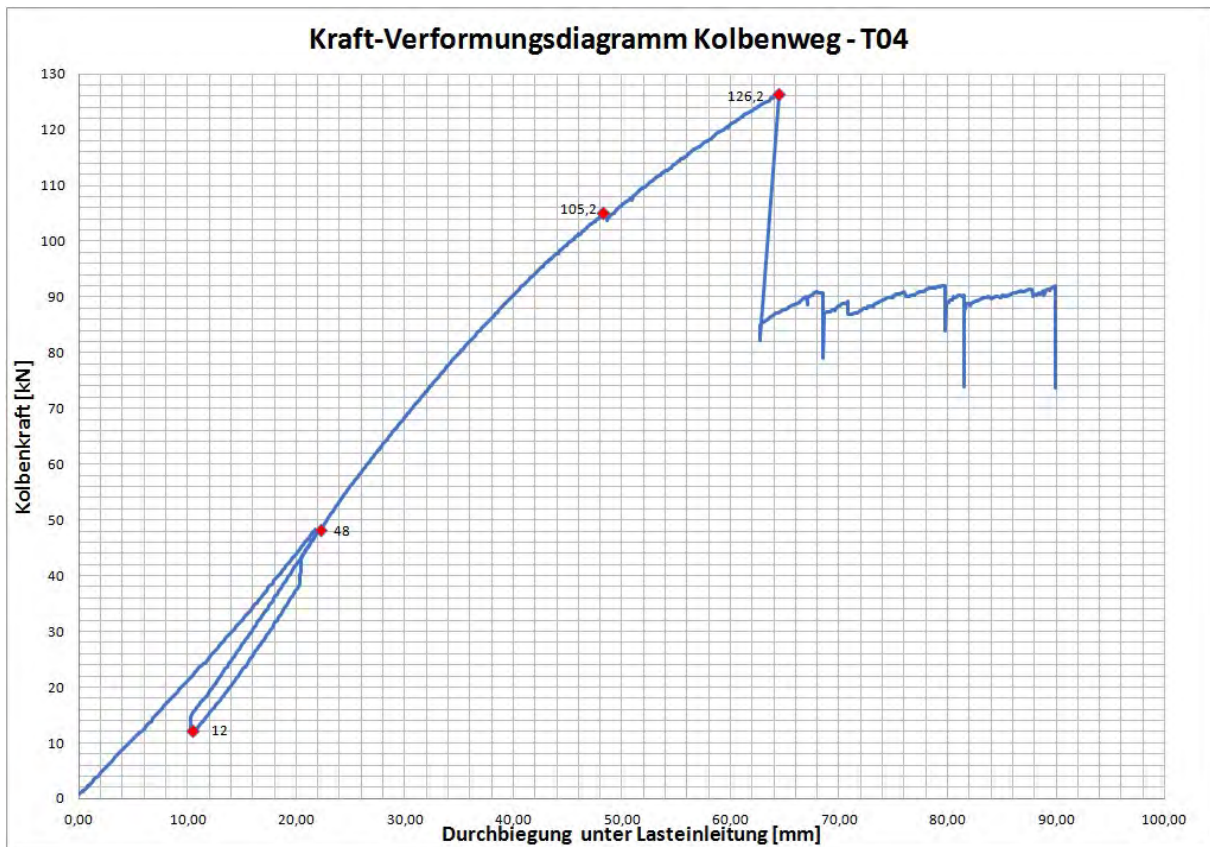


Abb. 8.31: Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - T04

Im Unterschied zu den Kraft-Verformungsdiagrammen der Träger T01 und T03 lässt sich bis zur ersten Bruchlast kein durchgehend linearer Verlauf feststellen (Abb. 8.31). Die Linearität ist beim Träger T04 bis ca. 80 kN gegeben. Danach zeigt sich Nicht-Lineares Verhalten bis zur ersten Bruchlast von 105,2 kN. Die maximale Belastung ist bei 126,2 kN erreicht. Anschließend konnte kein signifikanter Lastanstieg aufgezeichnet werden.

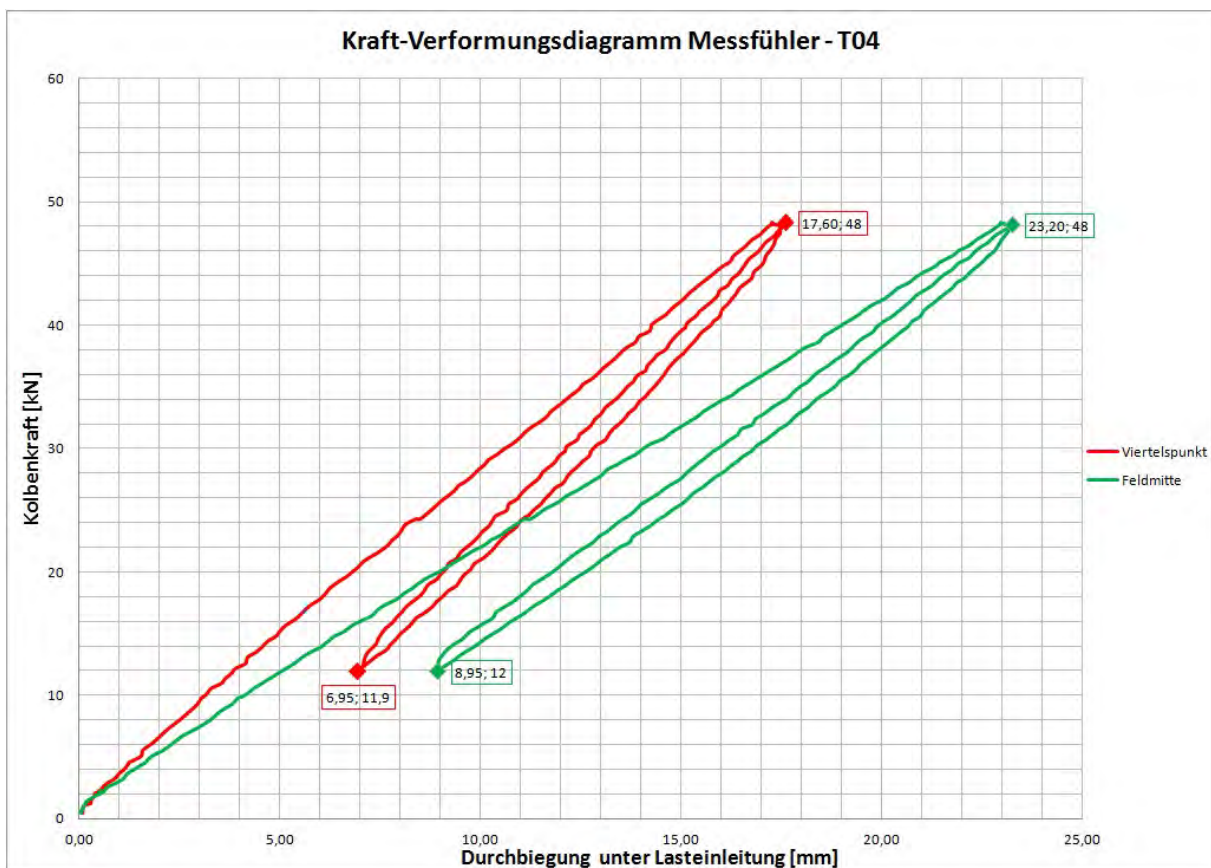


Abb. 8.32: Kraft-Verformungsdiagramm der Messfühler - T04

Bei der maximalen Kraft von 126,2 kN war die Hauptbiegeträgfähigkeit des Holzes erreicht. Abb. 8.33 zeigt den deutlichen Bruch am Untergurt des Holzes. Die weiteren Kraftabfälle zeigen, dass weiterhin einige Holzfasern zerstört wurden. Die Tragfähigkeit des Stahlträgers gewinnt erst an Bedeutung, wenn der Versuch noch weiter fortgesetzt worden wäre. Dann würde sich wohl allmählich auch die Fließeienshaft des Stahls herauskristallisieren.



Abb. 8.33: Holzbruch in Feldmitte

Nach Erhalt der Ergebnisse wurden die statischen Modelle angepasst. Zunächst ist der Beton auf die Festigkeitsklasse eingestellt worden, welche bei der Würfeldruckprobe ermittelt wurde (siehe Tab.8.5). Da die Verbindungsmittelsteifigkeiten des Stabwerkmodells abhängig vom E-Modul der Materialien sind, wurden diese in den Tabellen 8.14 für die Verbindung Holz - Beton und Tab. 8.15 für die Verbindung Stahl - Beton neu berechnet. Für das FE-Modell war eine Anpassung der Materialien ausreichend. Die Vorgehensweise für die Berechnung ist in den Kapiteln 6.1 und 6.2 erläutert.

Tab. 8.14: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers T04

Kerve	z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
1 + 6	40	100	150	300	225.000	82,36	150
2 + 5	40	100	300	300	225.000	82,36	650
3 + 4	40	100	300	1650	225.000	105,87	1150

Tab. 8.15: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Trägers T04

z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
40	99	500	500	1.022.727	709,25	500

Mit den neu ermittelten Verbindungsmittelsteifigkeiten wurden nachfolgenden Ergebnisse erzielt und in Tab. 8.16 aufgelistet. Die dazugehörigen Grafiken sind in den Abbildung 8.34 und 8.35 dargestellt. Somit können die linearen Bereiche aus dem Versuch mit den Modellierungsprozessen verglichen werden. Dabei ist noch zu erwähnen, dass die entstandenen Geraden so verschoben wurden, dass sie alle durch den Ursprung verlaufen, ohne dass sich dabei die Steigung ändert. Dies wurde sowohl für Trägermitte als auch für den Viertelpunkt durchgeführt. Zu den Wertepaaren aus dem Versuch ist noch festzuhalten, dass diese von der Wiederbelastung aus Abb. 8.32 entnommen sind, welche dort auch hervorgehoben sind.

Tab. 8.16: Durchbiegungen in Feldmitte und im Viertelpunkt bei Träger T04

	Kraft [kN]	Durchbiegung im Viertelpunkt [mm]	Durchbiegung in Feldmitte [mm]
RSTAB	12	5,4	7,4
	48	15,5	21,1
SOFISTIK	12	5,26	7,30
	48	15,18	20,82
VERSUCH	12	6,9	8,95
	48	17,6	23,2

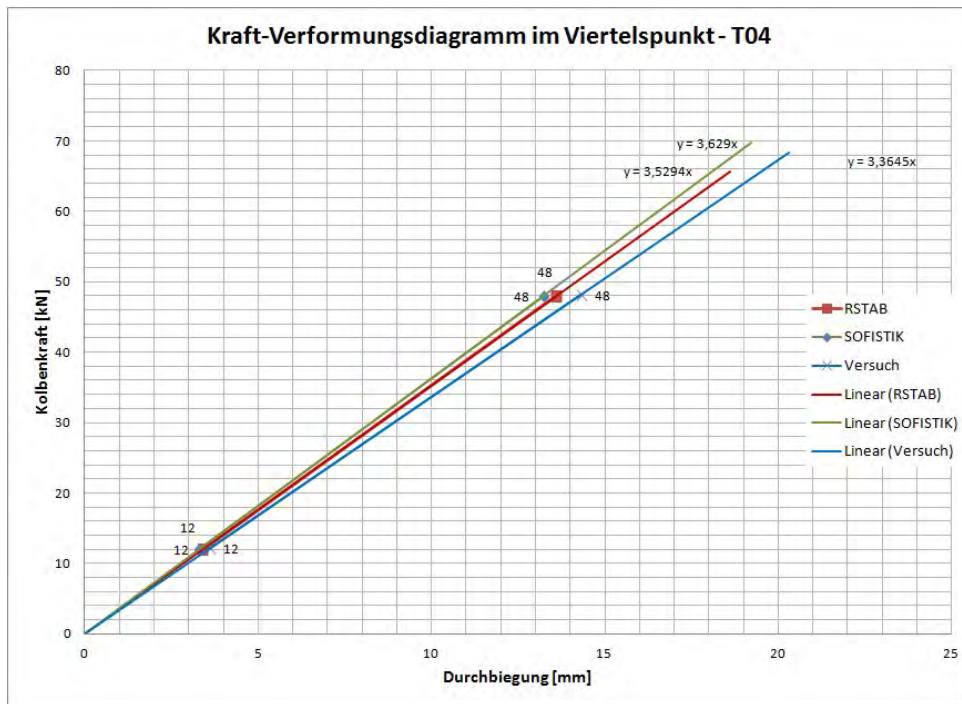


Abb. 8.34: Kraft-Verformungsdiagramm im Viertelpunkt T04

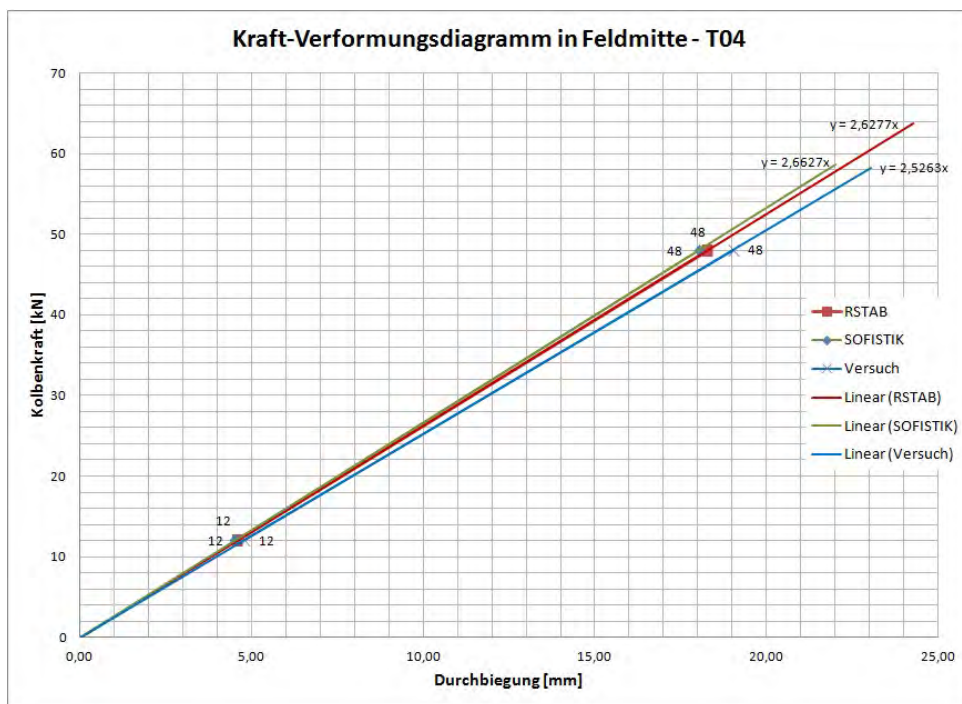


Abb. 8.35: Kraft-Verformungsdiagramm in Feldmitte T04

In Tab. 8.13 sind die Steigungen der adaptierten Modellierungsberechnungen in Feldmitte mit der aus dem Versuch gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass die Softwareergebnisse etwas

steifer sind und der Versuch zu 96,1% bei RSTAB und zu 94,9% bei SOFISTIK an die Resultate heran kommt.

Tab. 8.17: Ergebnisse des Trägers T04 in Feldmitte

Steifigkeitsverhältnis Versuch - RSTAB	Steifigkeitsverhältnis Versuch - SOFISTIK	Erste Bruchlast [kN]	Maximale Last [kN]
96,1 %	94,9 %	105,2	126,2

Wie bei Träger T01 wurden die Abhebung der Betonplatte an den Kerven (Kerven 1 und 6) vom Holz gemessen. Die Ergebnisse sind in Abb. 8.36 zusammengefasst. Wie auch bei Träger T01 zeigt sich ein unterschiedliches Verformungsverhalten bei den Kerven. Es lässt sich allerdings keine relevante Abhebung der Betonplatte vom Holz feststellen. Die größte Verschiebung ist mit ca. 1 mm zu verzeichnen wobei diese Verformung erst bei Entlastung auftritt. Somit tritt bei der Kerne ein maximaler Abhub von 0,3% im Vergleich zur Kervenhöhe auf.

Bei diesem Träger sind zusätzlich die Relativverschiebungen der Betonplatte zum Brettschicht-holzträger an den Stirnseiten aufgezeichnet worden und in Abb. 8.30 zusammengestellt. Die Kurven zeigen unterschiedlich starke Verformungen. Bei beiden Verläufen ist die Reaktion auf die erste Bruchlast zu erkennen. Bei der Maximallast ergeben sich zum einen eine Verschiebung von ca. 2 mm und zum anderen von ca. 3,4 mm. Bezogen auf die Versuchsträgerlänge von 6,30 m liegt die Relativverschiebung beim Ansatz des größeren Wertes bei 0,05% und ist somit vernachlässigbar gering.

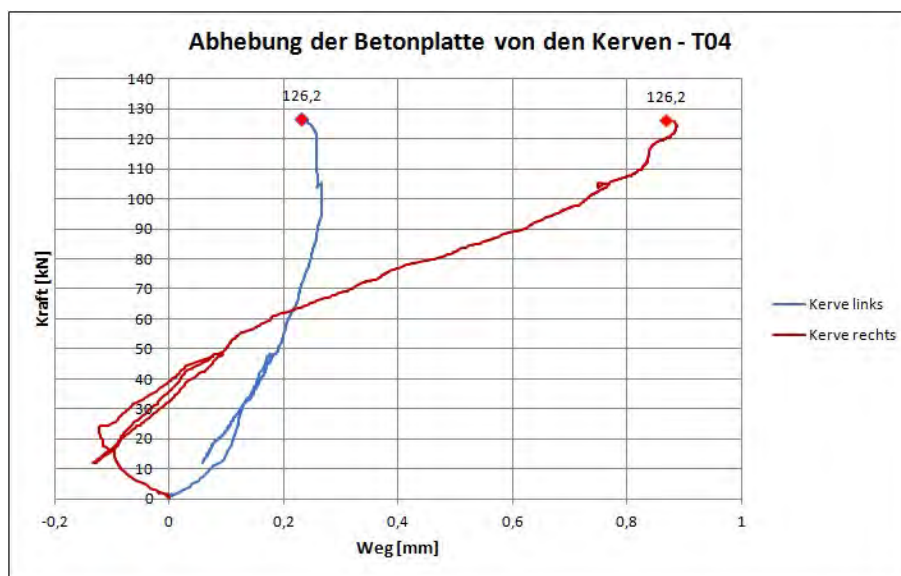


Abb. 8.36: Kraft-Verformungsdiagramm für das Abheben der Betonplatte von der Kerne - T04

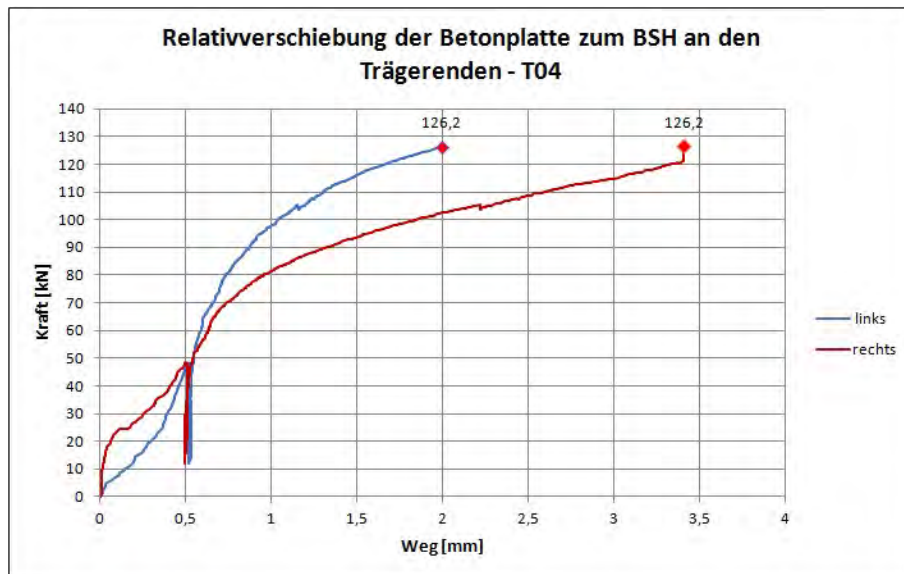


Abb. 8.37: Kraft-Verformungsdiagramm der Relativverschiebung an den Stirnseiten des Trägers T04

8.3.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse der 6 m Träger

Abschließend wird die Versuchsreihe der 6 m Träger in den Abbildungen 8.38 und 8.39 zusammengefasst.

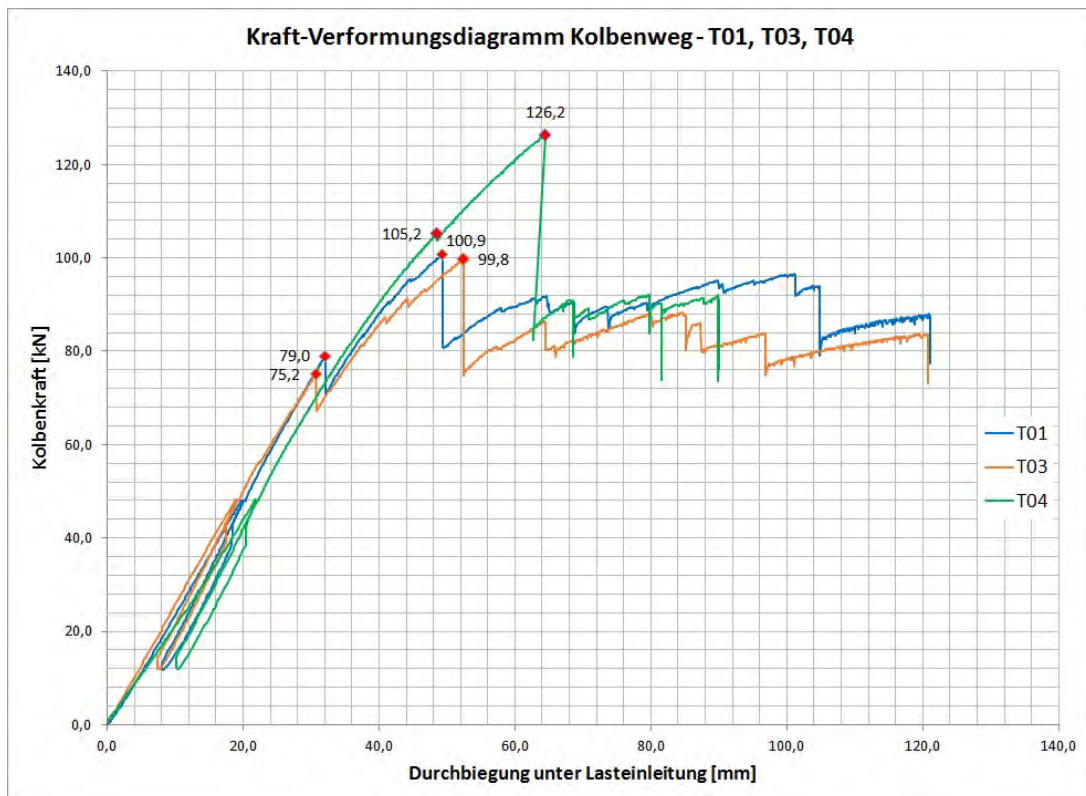


Abb. 8.38: Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - Zusammenfassung

Es zeigt sich, dass alle drei Versuchskörper ein sehr ähnliches Verhalten aufweisen, sowohl in der Steigung im linearen Bereich als auch bei den Maximallasten mit Ausnahme von T04.

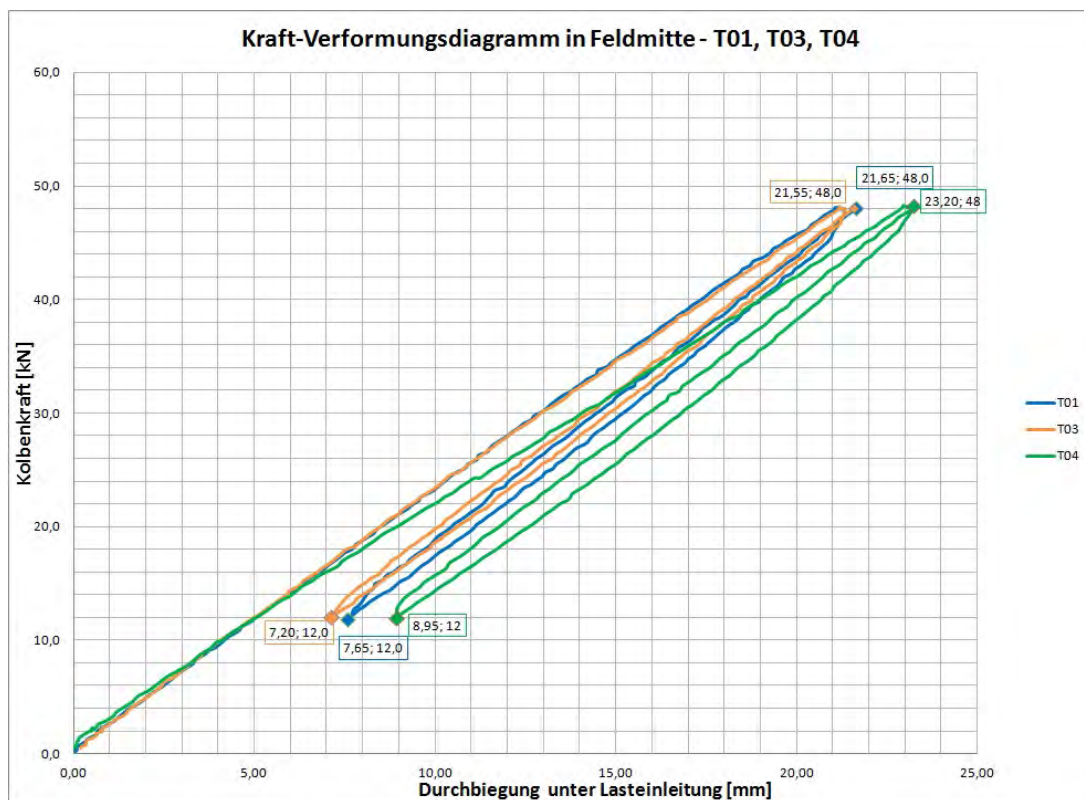


Abb. 8.39: Kraft-Verformungsdiagramm Feldmitte - Zusammenfassung

In Tab. 8.18 sind die Steifigkeitsverhältnisse zusammengestellt und es kann die Aussage getroffen werden, dass im Mittel die Ergebnisse der Durchbiegung in Feldmitte des Versuchs zu 96,7% an die modellierten Werte von RSTAB heran kommen. Die Resultate von SOFISTIK werden im Mittel mit 94,9% erreicht. Beide Modellierungen konnten also eine hervorragende Vorhersage treffen.

Tab. 8.18: Ergebnisse der 6 m-Träger in Feldmitte

Träger	Steifigkeitsverhältnis Versuch - RSTAB	Steifigkeitsverhältnis Versuch - SOFISTIK	Erste Bruch- last [kN]	Maximale Last [kN]
T01	97,9 %	96,6 %	79,0	100,9
T03	96,2 %	93,1 %	75,2	99,8
T04	96,1 %	94,9 %	105,2	126,2
Mittelwert	96,7%	94,9%		

Bei den weiteren Messungen für die Abhebung der Betonplatte vom Holz im Bereich der Kerfen und jener für die Relativverschiebung der Betonplatte zum Holz, wurden verhältnismäßig geringe Werte festgestellt, die letztendlich aufgrund der vorhandenen Abmessungen zu vernachlässigen sind.

Um in weiterer Folge eine Aussage über das Verhalten der Materialien, insbesondere des Holzes, zu erhalten, wurden die Normalspannungen der einzelnen Querschnitte berechnet. Hierfür wurden für den Träger T01 und T03 die erste Bruchlast des Holzes von 79,0 bzw. 75,2 kN gewählt. Für den Träger T04 wurden ebenfalls 79,0 kN angenommen, auch wenn der erste Bruch bei 105,2 kN erfolgte, da die Belastungskurve ab ca. diesem Punkt nicht mehr linear verläuft. Somit wäre eine linear elastische Berechnung nicht realistisch. Die Ermittlung der erforderlichen Schnittgrößen erfolgte mittels des Stabwerkmodells in RSTAB.

Ziel dieser Berechnung ist es, aufzuzeigen ob das Holz bei dieser Last vollkommen ausgenutzt war, oder ob der Bruch verfrüht aufgrund von Materialfehlern (Asteinschluss, Risse, etc.) aufgetreten ist. Die berechneten Spannungen werden, da die Berechnung ohne Sicherheitsbeiwerte erfolgte, mit den charakteristischen Festigkeitswerten der jeweiligen Materialien abgeglichen. Die verwendeten Materialien können Tab. 8.19 entnommen werden.

Tab. 8.19: Materialien der Versuchsträger

Material	Träger T01	Träger T03	Träger T04
Beton	C45/55	C40/50	C50/60
Stahl	S355	S355	S355
Holz	GL24h	GL24h	GL24h

Die berechneten Ergebnisse inklusive Ausnutzungsgrad sind in Tab. 8.20 aufgezeigt. In den Abb. 8.40 bis 8.42 sind die Spannungen grafisch abgebildet.

Tab. 8.20: Normalspannungen in den Trägern bei der ersten Bruchlast

Träger	Material	Lage	σ_N [kN/cm ²]	σ_M [kN/cm ²]	σ [kN/cm ²]	σ_{Norm} [kN/cm ²]	σ/σ_{Norm}
T01	Beton	Oben	-0,69	-1,11	-1,80	4,50	40,00 %
		Unten	-0,69	1,11	0,42	0,27	Zustand II
	Stahl	Oben	18,32	18,03	0,29	35,50	0,82 %
		Unten	18,32	7,63	25,95		73,10 %
	Holz	Oben	0,78	-1,07	-0,29	2,40	12,08 %
		Unten	0,78	1,10	1,88		78,33 %
T03	Beton	Oben	-0,66	-1,04	-1,70	4,00	42,50 %
		Unten	-0,66	1,04	0,38	0,25	Zustand II
	Stahl	Oben	17,55	-17,38	0,17	35,50	0,48 %
		Unten	17,55	7,36	24,91		70,17 %
	Holz	Oben	0,75	-1,03	-0,28	2,40	11,67 %
		Unten	0,75	1,06	1,81		75,41 %
T04	Beton	Oben	-0,69	-1,15	1,84	5,00	36,8 %
		Unten	-0,69	1,15	0,46	0,29	Zustand II
	Stahl	Oben	18,49	18,08	0,41	35,50	1,15 %
		Unten	18,49	7,66	26,15		73,66 %
	Holz	Oben	0,78	-1,04	-0,26	2,40	10,83 %
		Unten	0,78	1,07	1,85		77,08 %

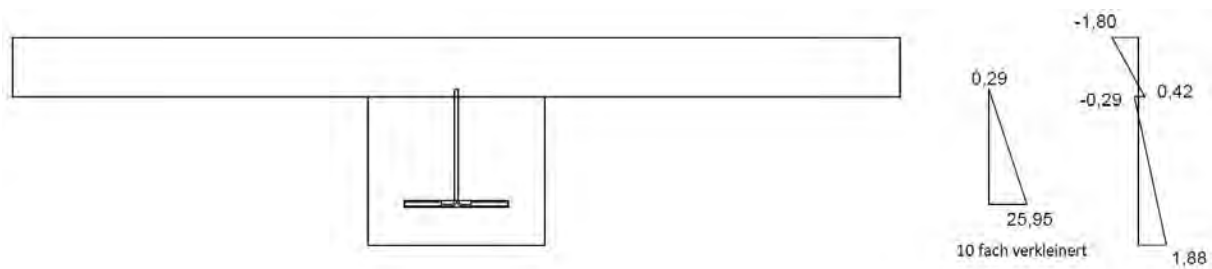


Abb. 8.40: Normalspannungsverlauf des Trägers T01 beim ersten Bruch

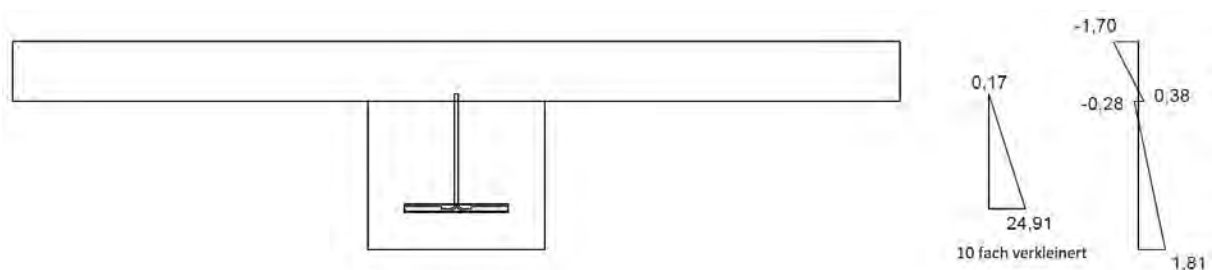


Abb. 8.41: Normalspannungsverlauf des Trägers T03 beim ersten Bruch

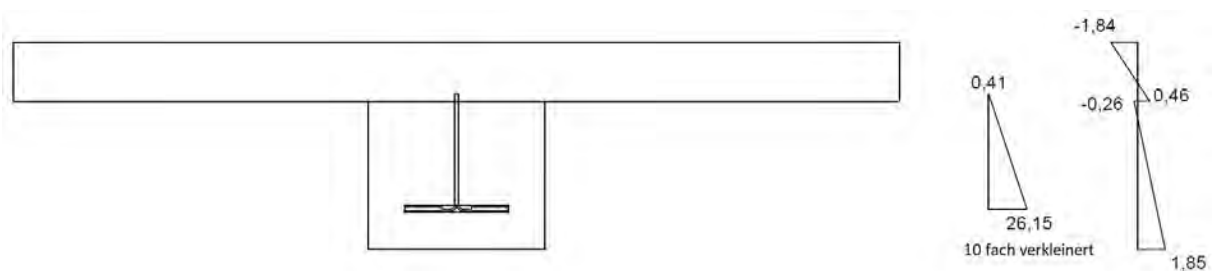


Abb. 8.42: Normalspannungsverlauf des Trägers T04 beim ersten Bruch

Wie die Berechnungen zeigen sind alle Querschnitte zu diesem Zeitpunkt nicht vollständig ausgenutzt. Lediglich in der Unterkante des Betons wurde die Zugfestigkeit überschritten und dieser befand sich rechnerisch bereits im gerissenen Zustand.

Der ermittelte Ausnutzungsgrad lag im Holz des Trägers T01 bei Eintreten der ersten Bruchlast, in der Höhe von 79,0 kN, bei ca. 78 %. Dies lässt eine Schwächung des Materials in Form von Ast einschlüssen, Rissen usw. vermuten. Es zeigt sich aber, dass trotz dieses Bruches im Holz, vor allem aufgrund des Stahlträgers, weitere Tragreserven in den Trägern vorhanden waren und diese noch bis auf 100 kN pro Kolben belastet werden konnten. Da dies, im Vergleich zur ersten Bruchlast, eine Laststeigerung von ca. 21 % bedeutet und noch 22 % Tragreserven vorhanden waren, kann davon ausgegangen werden, dass das Holz zu diesem Zeitpunkt vollkommen ausgenutzt war.

Der Träger T03 zeigt ein ähnliches Tragverhalten wie Träger T01. Die erste Bruchlast lag bei 75,2 kN und der berechnete Ausnutzungsgrad betrug ca. 76 %. Auch hier kann eine Schwächung

des Materials vermutet werden. Das Versagen des Holzes trat ebenfalls bei ca. 100 kN ein. Die Laststeigerung, gemessen von der ersten Bruchlast, betrug hier ca. 25 %. Aufgrund von 24 % Tragreserven kann davon ausgegangen werden, dass der Holzträger zu diesem Zeitpunkt zu ca. 100 % ausgelastet war.

Bei Träger T04 wären ebenfalls noch Tragreserven vorhanden gewesen. Da der erste Bruch bei 105,2 kN und wie in der Kurve ersichtlich nicht mehr im linear elastischen Bereich Bereich stattfand war eine lineare Spannungsberechnung nicht möglich. Da die Bruchlast von 105,2 kN ca. 25 % höher ist als die angesetzten 79,0 kN und anhand des berechneten Ausnutzungsgrades ersichtlich ist, dass noch ca. 23 % Reserven vorhanden sind, kann davon ausgegangen werden, dass der Holzquerschnitt beim ersten Bruch komplett ausgelastet war.

Die Nicht-Linearität der Kurve des Trägers T04 ab einer Last von ca. 79,0 kN lässt sich auf das Mitwirken des Stahlträgers und das Nicht-Lineare Verhalten des Holzes zurückführen.

Es gilt jedoch zu beachten, dass obwohl die charakteristische Biegefestigkeit von $f_{m,y,k} = 2,4 \text{ kN/cm}^2$, bei zwei von drei Trägern, nach Erreichen der ersten Bruchlast nicht erreicht war, diese für den Grenzzustand der Tragfähigkeit jedoch bereits überschritten gewesen wäre. Der rechnerische Designwert beträgt $f_{m,y,d} = 0,8 \cdot \frac{2,4}{1,25} = 1,54 \text{ kN/cm}^2$ und ist somit niedriger wie die berechneten Spannungen zum Zeitpunkt des ersten Bruches.

Kapitel 9

Langzeitversuche der Rippendeckensysteme in Hybridverbundbauweise

Aufgrund des zeitabhängigen Materialverhaltens von Holz und Beton ist mit Kriechen und Schwinden in den Rippendeckenelementen zu rechnen. Daher wird in Form einer Langzeitversuchsreihe das Verhalten der Hybridverbunddecken untersucht. Nach Abbruch des Langzeitversuches werden die Langzeitträger ebenfalls einem Biegeversuch unterzogen.

Im Folgenden soll ein Einblick in das Verhalten der Versuchskörper auf Kriechen und Schwinden gewährt werden.

9.1 Versuchsträger und Aufbau

Bei Holz und Beton ist bei ständiger Belastung ein Kriechverhalten zu erwarten. Stahl weist dahingegen kein zeitabhängiges Materialverhalten auf, weshalb zu vermuten ist, dass der Stahl einen positiven Einfluss auf das Kriechverhalten ausübt und dabei hilft, die daraus resultierende Durchbiegung zu verringern.

Aus diesem Grund wurde ein Langzeitversuch mit den Hybrid-Verbunddecken durchgeführt. Aufgrund des begrenzten Platzes für die lange Lagerung der Träger im Versuchslabor wurde ein verkleinerter Träger mit 4 m anstelle von 6 m Länge entwickelt, wie in Kapitel 7 bereits ausführlich beschrieben.

Das Konzept des Langzeitversuches sieht vor, dass zwei Träger, einmal mit und einmal ohne Stahl, hergestellt und unter Belastung miteinander verglichen werden. Dadurch soll getestet werden, wie sich die Stahlteile auf das Kriechverhalten des Träger auswirken. Der Aufbau des Langzeitträgers wurde bereits in Kapitel 7.1 in den Abb. 7.1 bis Abb. 7.3 abgebildet.

Der Versuchsaufbau ist bereits in Kapitel 7.3 in den Abb. 7.25 und 7.26 aufgezeigt und beschrieben.

Im weiteren Verlauf werden die Versuchsergebnisse des Langzeitträgers nach Belastungsende erläutert.

9.2 Versuchsergebnisse und Interpretation

Der Belastungsstart für den Langzeitversuch war der 11.01.2018. Für die Auswertung der Ergebnisse wurden die Daten vom 26.05.2018 herangezogen. Somit sind die Durchbiegungen der Träger nach ca. 20 Wochen verwendet worden. Der Verlauf der Durchbiegung für den gesamten Zeitraum ist in Abb. 9.1 inklusive der Anfangsdurchbiegung (w_{inst}) aufgezeigt. In Abb. 9.2 wird nur die reine Kriechdurchbiegung (w_{creep}) der beiden Träger abgebildet.

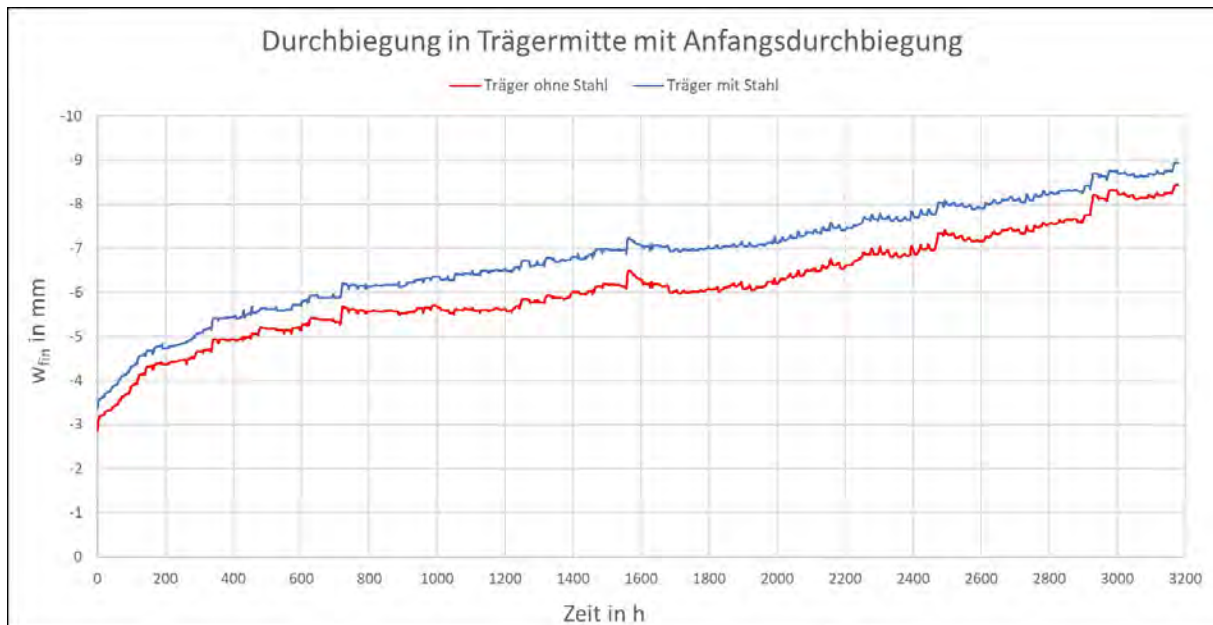


Abb. 9.1: Durchbiegung der Langzeitträger mit Anfangsdurchbiegung

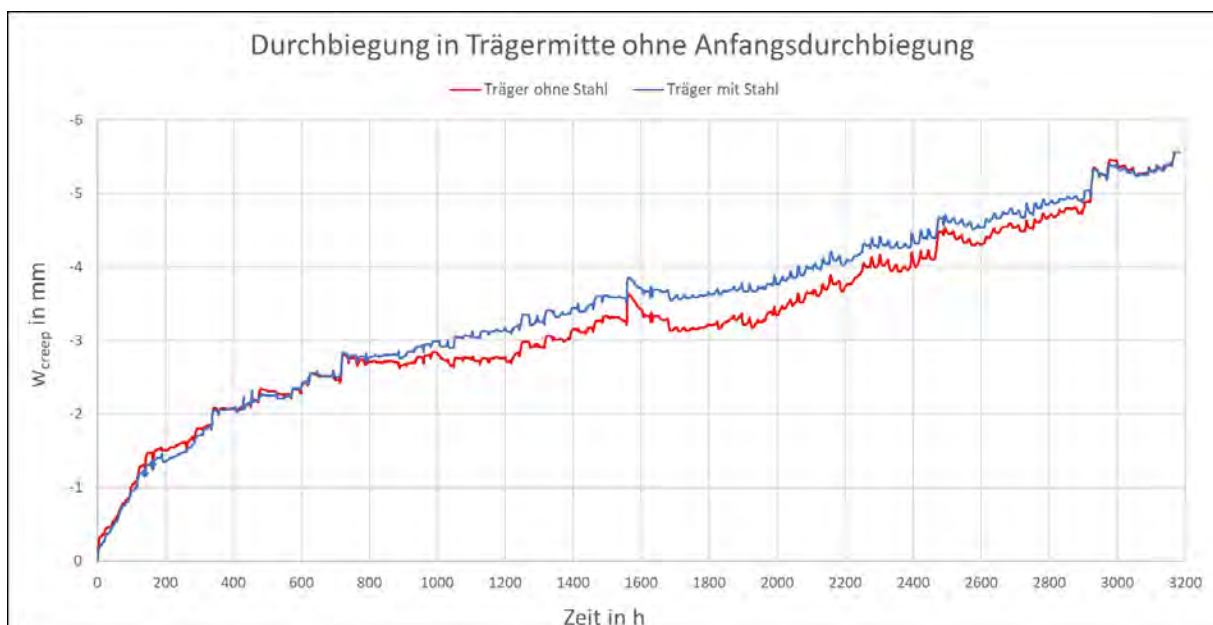


Abb. 9.2: Durchbiegung der Langzeitträger ohne Anfangsdurchbiegung

Die oben grafisch wiedergegebenen Ergebnisse zum Zeitpunkt des Versuchsendes sind in Tab. 9.1 numerisch aufgelistet. Es ist deutlich zu sehen, dass, obwohl sich die Anfangs- und Enddurchbiegung (w_{inst} und w_{fin}) um ca. 0,50 mm unterscheiden, die Durchbiegung zufolge Kriechen (w_{creep}) bei beiden Trägern ident ist.

Tab. 9.1: Versuchsergebnisse des Langzeitversuches der Träger K03 und K04

Träger	Last [kg]	w_{inst} [mm]	w_{creep} [mm]	w_{fin} [mm]	w_{creep}/w_{fin}	w_{creep}/w_{inst}	w_{fin}/w_{inst}
K3	1540,0	3,37	5,57	8,94	62%	165%	265%
K4	740,0	2,86	5,57	8,43	66%	195%	295%

Das Verhältnis w_{fin}/w_{inst} zeigt, dass der Träger K04 eine um ca. 10 % höhere Enddurchbiegung als der Träger K03 in Relation zur Anfangsdurchbiegung aufweist, obwohl die gleiche Kriechdurchbiegung gemessen wurde. Somit kann ein positives Verhalten des eingebauten Stahlträgers auf das Kriechverhalten dokumentiert werden.

Um eine weitere Aussage über die Auswirkung des Stahls auf das Kriechen bzw. Schwinden treffen zu können, sind die Spannungen beider Träger zum Zeitpunkt $t = 0$ berechnet. Dies geschieht auf Basis der angepassten Modelle aus Kapitel 7.4. Die berechneten Spannungen werden für die FE- und Stabwerksmodellierung in den Tab. 9.2 und 9.3 für beide Träger festgehalten.

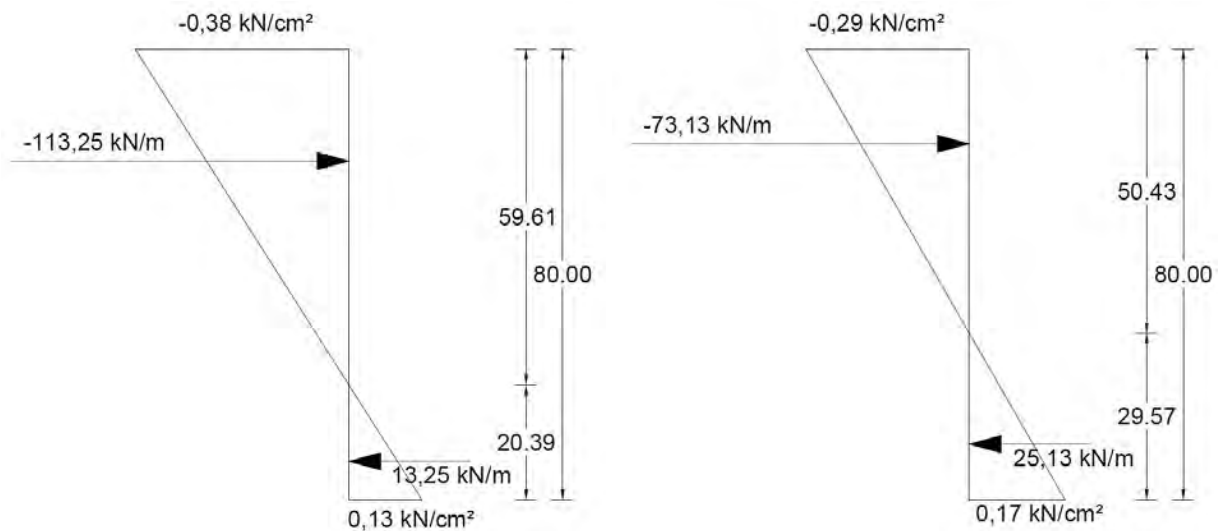
Tab. 9.2: Normalspannungen des Langzeitträgers mit Stahl auf Basis des Versuchsträgers zum Zeitpunkt $t=0$

		σ SOFISTIK [kN/cm ²]	σ RSTAB [kN/cm ²]	Abweichung RSTAB [%]
Beton	Oben	-0,38	-0,38	0,00 %
	Unten	0,14	0,13	-7,69 %
Stahl	Oben	0,39	-0,72	-54,17 %
	Unten	6,32	6,66	+5,38 %
Holz	Oben	-0,05	-0,02	-150,00 %
	Unten	0,41	0,40	-2,5 %

Tab. 9.3: Normalspannungen des Langzeitträgers ohne Stahl auf Basis des Versuchsträgers zum Zeitpunkt $t=0$

		σ SOFISTIK [kN/cm ²]	σ RSTAB [kN/cm ²]	Abweichung RSTAB [%]
Beton	Oben	-0,32	-0,29	-10,35 %
	Unten	0,21	0,17	-23,53%
Holz	Oben	-0,05	-0,03	-66,67 %
	Unten	0,41	0,40	-2,50 %

Damit eine Aussage über den Einfluss des Stahlträgers bzgl. der Spannungen und deren Resultierenden in der Betonplatte möglich ist, sind die Ergebnisse der beiden Träger in Abb. 9.3 gegenübergestellt. Die Durchbiegung gemäß Kriechen beträgt $w_{creep} = 5,57 \text{ mm}$, wie in Tab. 9.1 aufgezeigt. Sie ist somit in beiden Trägern exakt gleich groß. Da für das Kriechen im Beton lediglich die Druckbelastung maßgebend ist, genügt es, die Resultierenden der Druckspannungen miteinander zu vergleichen. Die Druckspannung des Träger K03 beträgt $R_{K03} = -113,25 \text{ kN/m}$ und jene des Trägers K04 beträgt $R_{K04} = -73,13 \text{ kN/m}$. Um 54,86 % liegt die Resultierende Druckspannung des Trägers K03 höher als die von Träger K04. Somit konnte durch den Einbau einer Stahl-Puzzleleiste trotz 54,86 % höherer resultierender Druckkraft in der Betonplatte die gleiche Durchbiegung infolge Kriechen, wie im gleichen Träger ohne Stahlträger erreicht werden.



(a) Resultierende Belastung für den Langzeitträger mit Stahl (K03) (b) Resultierende Belastung für den Langzeitträger ohne Stahl (K04)

Abb. 9.3: Resultierende Belastung in der Betonplatte auf Basis der Versuchsergebnisse

9.3 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungen lt. EN 1995-1-1

Um die Versuchsergebnisse mit den berechneten Ergebnissen nach EN 1995-1-1 [14] vergleichen zu können, sind die Materialkennwerte angepasst und im Stabwerksmodell adaptiert worden. Hierfür wird der Träger K04 herangezogen, da dieser einen reinen Verbundquerschnitt darstellt und somit nach EN 1995-1-1 berechnet werden kann.

Die Berechnung für die abgeminderten Materialkennwerte zum Zeitpunkt $t = \infty$ erfolgt nach den Formeln 3.9 und 3.11. Die dazugehörigen Beiwerte wurden aus den jeweiligen Normen herausgelesen und betragen für $\varphi = 2,50$, $k_{def} = 0,8$ und $\psi_2 = 1,0$. Für Holz wurde die Nutzungsklasse 2 gewählt. In den Formeln 9.1 und 9.2 sind die Materialkennwerte für Beton, in den Formeln 9.3 und 9.4 jene für Holz und in Formel 9.5 für die Kervenverbindung aufgezeigt.

$$E_{c,\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot \varphi} \cdot E_c = \frac{1}{1 + 1 \cdot 2,50} \cdot 3.500 = 1.000 \text{ kN/cm}^2 \quad (9.1)$$

$$G_{c,\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot \varphi} \cdot G_c = \frac{1}{1 + 1 \cdot 2,50} \cdot 1.458,33 = 416,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (9.2)$$

$$E_{0,mean,\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \cdot E_{0,mean} = \frac{1}{1 + 1 \cdot 0,8} \cdot 1.340 = 446,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (9.3)$$

$$G_{0,mean,\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \cdot G_{0,mean} = \frac{1}{1 + 1 \cdot 0,8} \cdot 65 = 21,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (9.4)$$

$$K_{ser,\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \cdot K_{ser} = \frac{1}{1 + 1 \cdot 0,8} \cdot 225.000 = 75.000 \text{ kN/m} \quad (9.5)$$

Hinsichtlich dieser neu ermittelten Werte mussten in weiterer Folge die Verbindungsmittelsteifigkeiten des Stabwerkmodells neu angepasst werden. Diese Resultate sind in Tab. 9.4 niedergeschrieben.

Tab. 9.4: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz auf Basis der Berechnung nach Norm

Kerbe	z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
1 + 4	40	70	150	300	75.000	10,58	150
2 + 3	40	70	150	1150	75.000	12,55	650

In Tab. 9.5 wird die mit Hilfe der neuen Verbindungsmittelsteifigkeiten und Materialkennwerten ermittelte Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$ mit jener Verformung zu Versuchsende verglichen.

Tab. 9.5: Vergleich der Durchbiegungen

$w_{t=\infty}$ [mm]	$w_{Versuch}$ [mm]	$w_{Versuch}/w_{t=\infty}$
6,21	8,43	135,75%

Der Vergleich der Durchbiegungen zeigt, dass die Deformation des ca. 20 Wochen lang belasteten Trägers ca. 35% größer ist, als die berechnete Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$. Die Berechnung nach Norm liegt somit auf der unsicheren Seite. Es gilt jedoch zu beachten, dass die gemessene Durchbiegung bis zu diesem Zeitpunkt sehr stark zugenommen hat und im Laufe der Zeit nicht mehr stark gestiegen wäre, da die Kurve immer weiter abgeflacht wäre.

Durch dieses Ergebnis wird der Vorteil des Einbaus eines Stahlträgers zusätzlich unterstrichen. Denn wie die Werte aus Tab. 9.1 zeigen, ist die Enddurchbiegung des Trägers mit Stahl bei mehr als der doppelten Belastung nahezu identisch mit jener des Trägers ohne Stahl. Die Durchbiegung wäre somit für einen Träger mit Stahl bei einer Belastung von $2 \times 3,7$ kN niedriger und näher an der berechneten Durchbiegung laut Norm.

9.4 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung des Biegeversuches der Langzeitträger

Über einen Zeitraum von ca. 20 Wochen sind die Langzeitträger belastet worden. Um das Verhalten nach deren Belastung zu ermitteln, wurden die Träger einem Vier-Punkt-Biegeversuch unterzogen. Die Spannweite der Träger beträgt 4 m und die Belastung ist in den Viertelpunkten mit einer gewählten Geschwindigkeit von 0,2 kN/s bei K03 und mit 0,1 kN/s bei K04 aufgebracht worden. Die weggesteuerte Belastung erfolgt bei beiden Trägern mit einer Geschwindigkeit von 0,05 mm/s. Die Belastungskurve wurde ebenfalls laut DIN EN 26891 festgelegt und in Abb. 9.5 für den Träger K03 und in Abb. 9.6 für den Träger K04 aufskizziert.

Um die Durchbiegungen zu messen, Für die Messung der Durchbiegungen wurden je ein Messsensor in den Viertelpunkten und einer in Trägermitte montiert. Zusätzlich zu diesen Messpunkten sind auch an der Stelle der äußeren Kerven und an den Stirnseiten der Träger Messdaten erfasst, um eine mögliche Abhebung der Betonplatte bzw. eine Relativverschiebung der Betonplatte zum Brettschichtholz aufzuzeichnen.

Als Prüfmaschine kam wie schon bei den Originalträgern die hydraulische Presse der Firma *Walter+Bai AG* zur Anwendung. Zum Festhalten der Ergebnisse wurden die Messsensoren der Marke ALMEMO® 5690-2 verwendet. Der schematische Versuchsaufbau inklusive Lage der Messsensoren ist in Abb. 9.4 dargestellt.

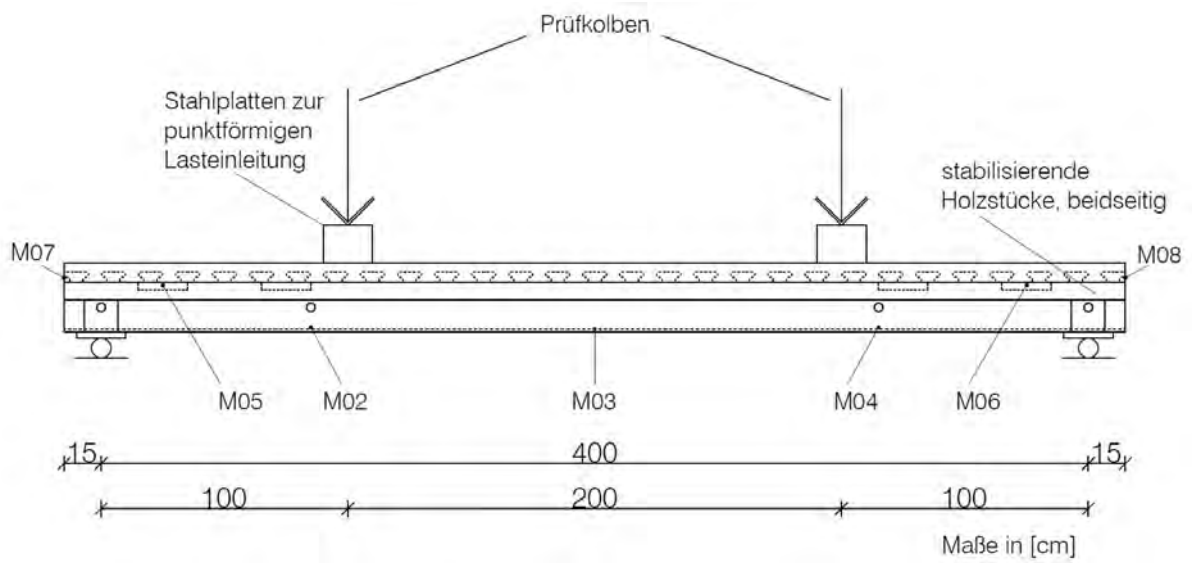


Abb. 9.4: Schematischer Versuchsaufbau inklusive Messpunktanordnung der Träger K03 und K04

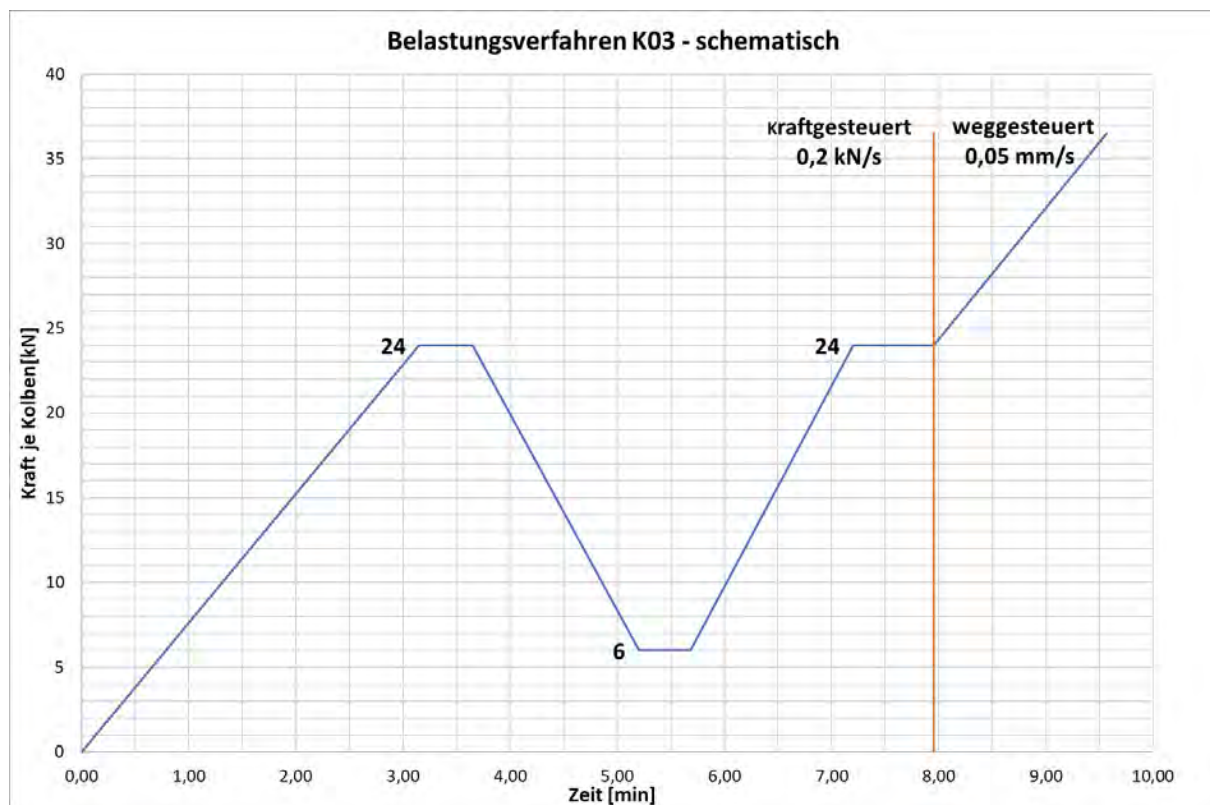


Abb. 9.5: Belastungsverfahren des Trägers K03

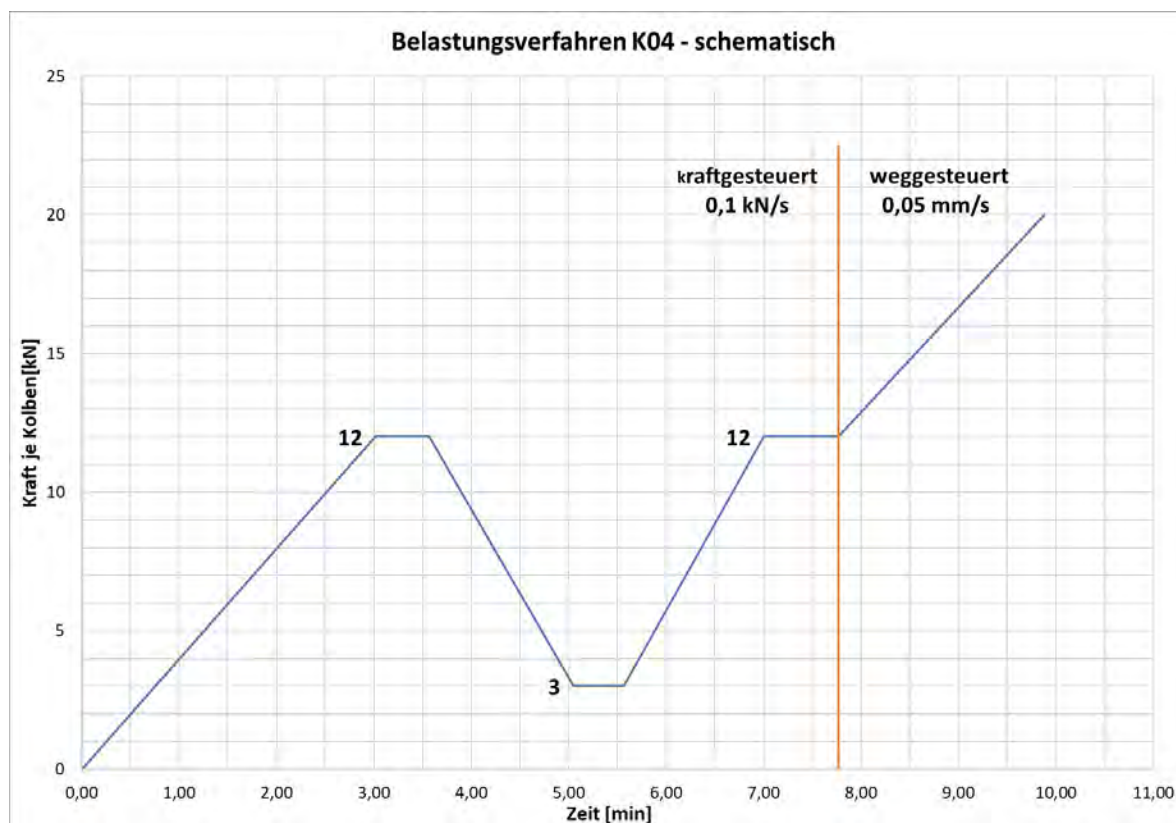


Abb. 9.6: Belastungsverfahren des Trägers K04

9.4.1 Versuchsaufbau Träger K03

Der Biegeversuch des Trägers K03 fand am 05.07.2018 in der Camillo Sitte Versuchsanstalt für Bautechnik statt. Wegen der Gesamtlänge des Trägers von 4,30 m sind die Auflager so gewählt, dass eine Spannweite von 4,00 m erreicht wurde. Die Lagerung der Träger erfolgte gelenkig, siehe Abb. 9.7. Als Kontaktfläche zwischen Auflager und Trägerunterseite kam eine dünnes Stahlblech je Lagerungsseite zum Einsatz. Zur Stabilisierung wurde der Träger mittels Holzstücken zwischen den Stahlblechen und der Betonplatte abgestützt. Die Lasteinleitung erfolgte als Punktlast. Mittels zusätzlicher Stahlplatten unter den Kolben wurde eine Lasteinleitungsfläche hergestellt. Diese ergänzenden Stahlplatten dienten ebenfalls dazu, um den Weg vom Kolben zum Träger so gering wie möglich zu halten.



Abb. 9.7: Versuchsanordnung Träger K03

Der Träger wird nach der Belastungskurve in Abb. 8.11 belastet, lediglich die Belastungsstufen wurden auf Basis des verminderten Querschnitts angepasst. Die Vorbelastung erfolgt zunächst bis zu einer Höhe von 2 kN je Kolben. Anschließend wird die Last bis 24 kN gesteigert und auf diesem Lastniveau gehalten und danach auf 6 kN entlastet. Auf beiden Belastungsstufen wird die Auflast für ca. 30 Sekunden gehalten. Danach erfolgt eine erneute Belastung auf 24 kN. Beim zweiten Erreichen dieses Lastniveaus wurden die drei Seilzug-Messgeräte unter dem Träger entfernt, um sie vor einer möglichen Beschädigung zu schützen. Die weitere Durchbiegungsmessung erfolgt somit nur noch über den Kolbenweg. Die restlichen Messgeräte zum Aufzeichnen der Abhebung bzw. Relativverschiebung der Betonplatte bleiben montiert. Anschließend wird der Träger so lange belastet bis dieser bricht oder der maximale Kolbenweg erreicht wird.

9.4.2 Versuchsaufbau Träger K04

Der Biegeversuch des Trägers K04 fand am 05.07.2018 in der Camillo Sitte Versuchsanstalt für Bautechnik statt. Der Versuchsaufbau des Trägers K04 erfolgte ident zu jenem des Trägers K03 und ist in Abb. 9.8 aufgezeigt.



Abb. 9.8: Versuchsanordnung Träger K04

Die Belastung geschieht ebenfalls nach dem gleichen Muster wie bei K03. Lediglich die Belastungsstärken wurden an den Träger angepasst, da dieser ohne Stahlpuzzleleiste hergestellt wurde und somit eine niedrigere Grenzlast zu erwarten war. Die Kolbenkraft wurde bis auf 12 kN gesteigert und danach auf 3,4 kN abgesenkt. Auf beiden Belastungsstufen wurde die Kraft für ca. 30 Sekunden gehalten. Danach wurde erneut bis auf 12 kN belastet. Zu diesem Zeitpunkt wurden die Seilzug-Messgeräte wieder entfernt und die Durchbiegungsmessung erfolgt nur noch über den Kolbenweg. Die restlichen Messgeräte zum Aufzeichnen der Abhebung bzw. Relativverschiebung der Betonplatte bleiben wieder montiert. Anschließend wird der Träger so lange belastet bis Versagen eintritt oder der maximale Kolbenweg erreicht wird.

9.5 Versuchsergebnisse und Interpretation des Biegeversuches der Langzeitträger

9.5.1 Versuchsergebnisse Träger K03

Die Ergebnisse des Trägers K03 sind in Abb. 9.9 aufgezeigt. Hier wird der komplette Verlauf des Versuches auf Basis des Verformungsverlaufes des Kolbens dargestellt. Bei 42,2 kN kommt es zum ersten Bruch des Holzes. Bis zum Erreichen von 55,4 kN ist ein linearer Verlauf der Kraft-Verformungsbeziehung zu erkennen.

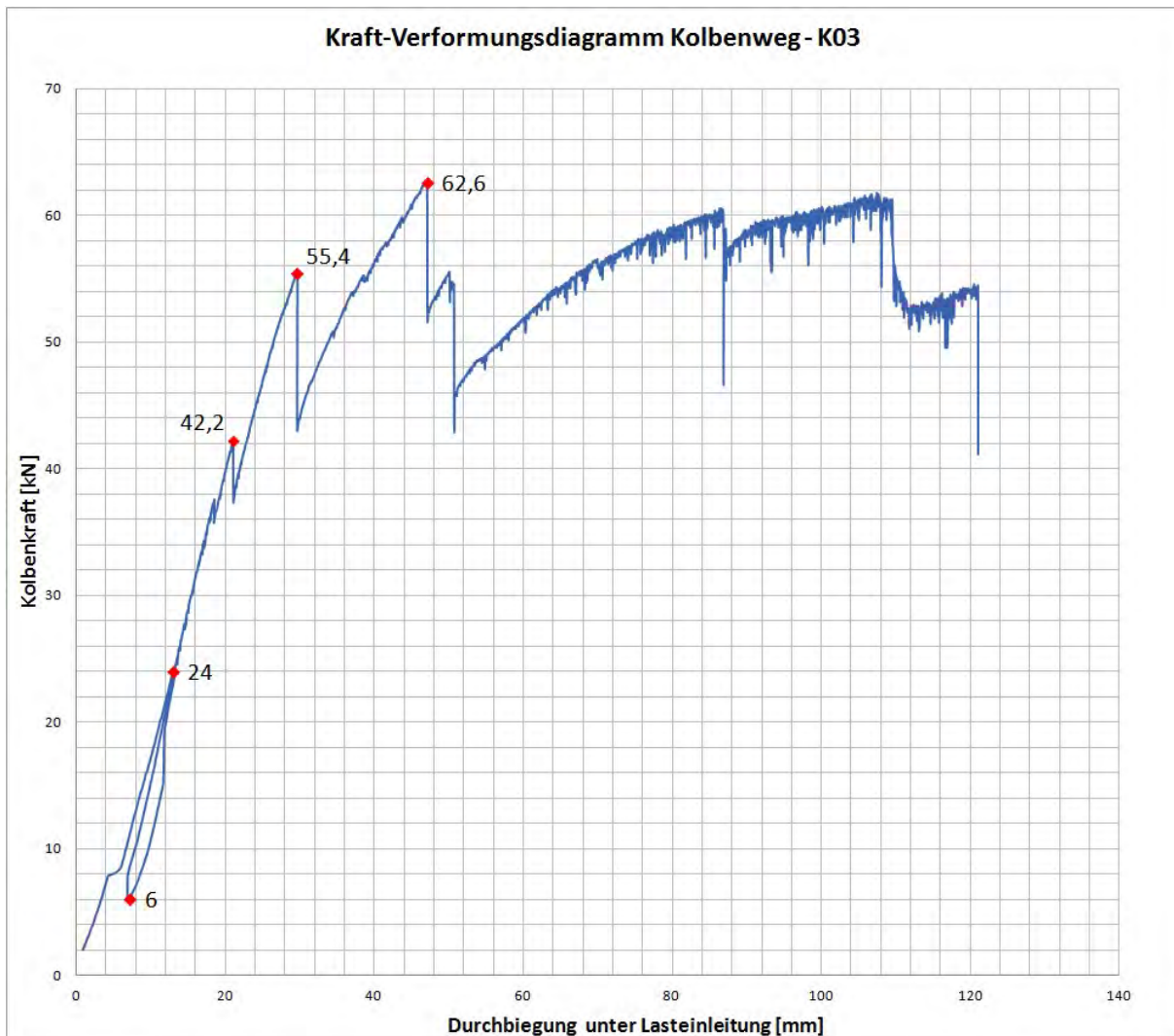


Abb. 9.9: Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - K03

Die maximale Bruchlast und somit die Hauptbiegetragfähigkeit des Holzes tritt bei 62,6 kN ein. Die weiteren Kraftabfälle zeigen, dass zunehmend einige Holzfasern zerstört wurden. Darüber hinaus ist deutlich zu erkennen, dass die aufgebrachte Kraft nahezu das selbe Niveau der Bruchlast erreicht. Dies ist auf die zusätzliche Tragfähigkeit des Stahlträgers zurückzuführen. Die Fließeigenschaften des Stahls erlauben trotz Versagen des Holzes eine weitere Belastung bis zum Erreichen des maximalen Kolbenweges und somit der maximalen Durchbiegung von 120 mm der Prüfmaschine.

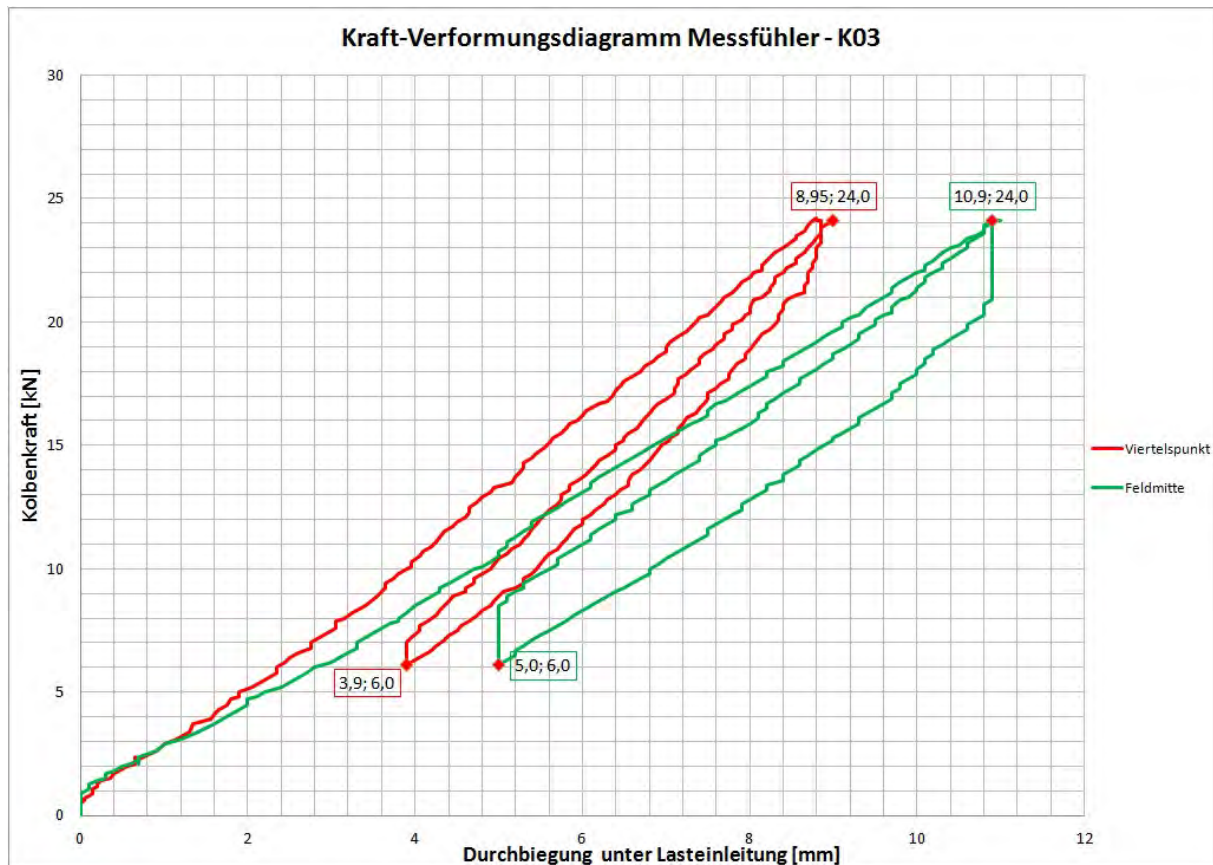


Abb. 9.10: Kraft-Verformungsdiagramm der Messfühler - K03

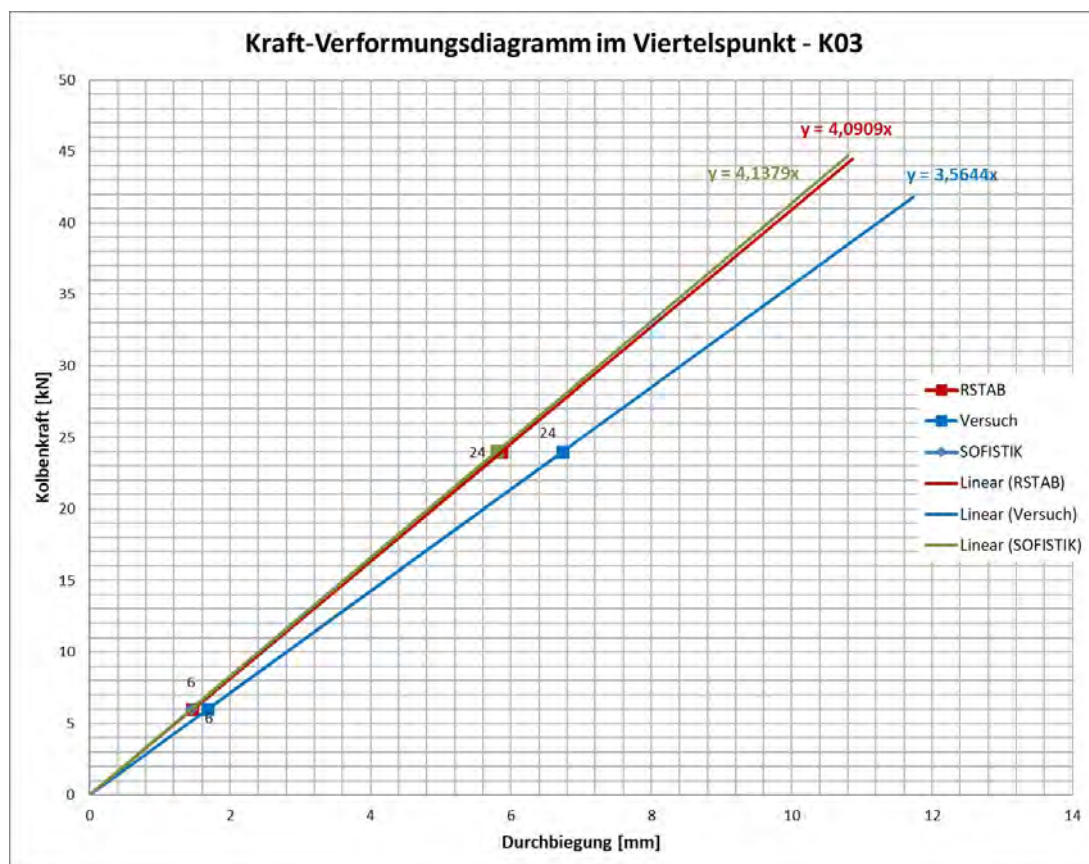
Wie schon beim Versuchsaufbau erwähnt, sind Verformungsmessungen an der Trägerunterseite durchgeführt worden. Die dazugehörigen Ergebnisse von Feldmitte und dem Viertelspunkt sind in Abb. 9.10 dargestellt. Tab. 9.6 zeigt die gemittelten Durchbiegungen in Feldmitte und den Viertelspunkten, die sich nach der erneuten Belastung von 6 kN eingestellt haben. Weiterhin werden in der Tabelle die Kraft-Durchbiegungs-Wertepaare angeführt, die sich bei der Modellierung mit RSTAB und SOFISTIK ergeben haben. Für die Entstehung der Werte der RSTAB- und SOFISTIK-Berechnung wurden die ermittelten Resultate der E-Modul-Versuche (siehe Tab. 7.17) und das Ergebnis der Betonwürfelprobe (siehe Tab. 7.18) herangezogen und in das statische Modell eingesetzt.

Tab. 9.6: Durchbiegungen in Feldmitte und im Viertelpunkt bei Träger K03

	Kraft [kN]	Durchbiegung im Viertelpunkt [mm]	Durchbiegung in Feldmitte [mm]
RSTAB	6	2,00	2,80
	24	6,40	8,60
SOFISTIK	6	2,01	2,76
	24	6,36	8,65
VERSUCH	6	3,90	5,00
	24	8,95	10,90

Für die Ersatzbiegesteifigkeiten der Koppelstäbe wurden die Werte aus Tab. 7.19 und 7.20 aus Kapitel 7.4 herangezogen.

Der Vergleich des Versuches mit den Berechnungen laut RStab und SOFISTIK ist in Abb. 9.11 für die Viertelpunkte und in Abb. 9.12 für die Feldmitte dargestellt. Hierfür wurden, wie schon bei den Originalträgern, die angegebenen Durchbiegungen in ein Excel-Diagramm eingetragen. Die entstandenen Geraden wurden so verschoben, dass sie durch den Nullpunkt verlaufen, ihre Steigung bleibt dabei allerdings unverändert.

**Abb. 9.11:** Kraft-Verformungsdiagramm im Viertelpunkt K03

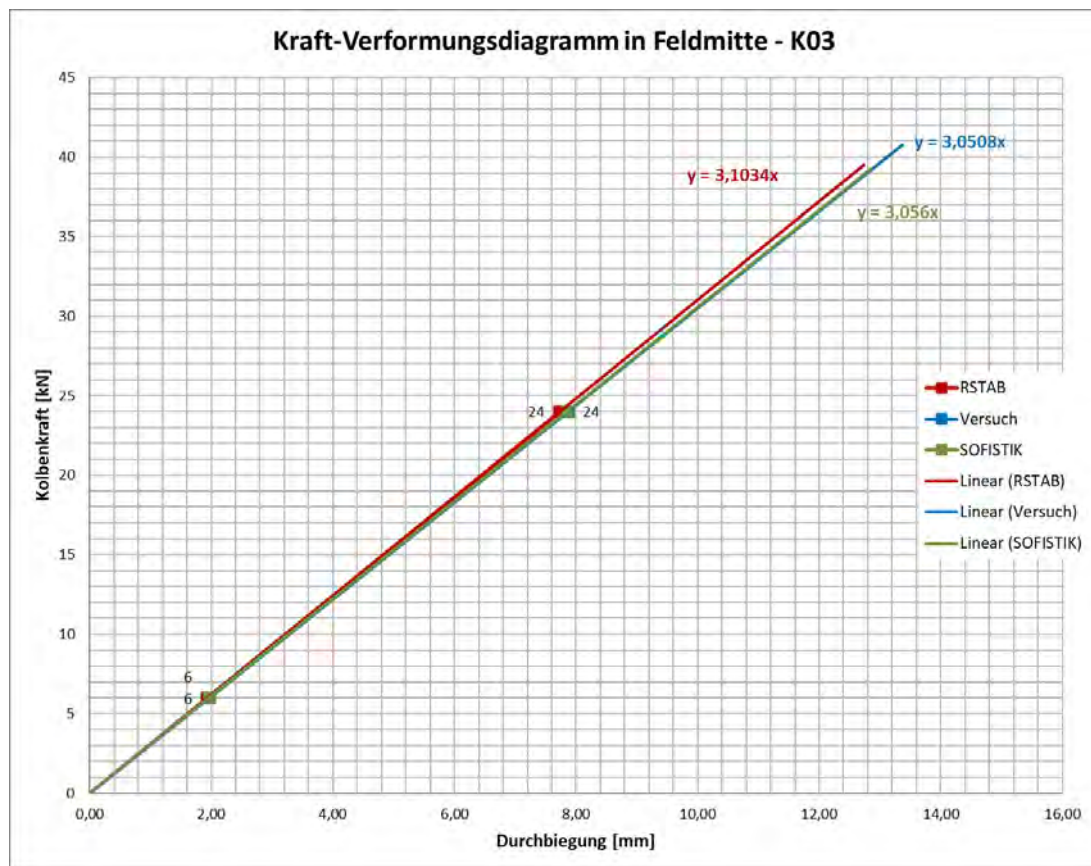


Abb. 9.12: Kraft-Verformungsdiagramm in Feldmitte K03

In Tab. 9.7 sind die Steigungen aus den adaptierten Modellierungen in Feldmitte mit jener der Versuche gegenübergestellt. Es ist zu sehen, dass die berechneten Ergebnisse etwas steifer sind als die Versuchsergebnisse. Beide Resultate liegen allerdings sehr nah an den Versuchsergebnissen.

Tab. 9.7: Ergebnisse des Trägers K03 in Feldmitte

Steifigkeitsverhältnis Versuch - SOFISTIK	Steifigkeitsverhältnis Versuch - RSTAB	Erste Bruchlast [kN]	Maximale Last [kN]
99,83 %	98,31 %	42,2	62,6

In Tab. 9.8 sind die Ergebnisse der Messpunkte M05 und M06 aufgelistet, welche die Abhebung der Betonplatte im Bereich der Kerben aufzeigt. Wie ersichtlich verhalten sich die beiden Seiten unterschiedlich. Bei Erreichen der maximalen Belastung von 62,6 kN kommt es zu einer weiteren geringfügigen Abhebung der Betonplatte, obwohl eine geringere Last beim geschwächten Querschnitt zu verzeichnen ist. Insgesamt lässt sich jedoch erkennen, dass die Abhebung der Betonplatte mit ca. 0,63 mm sehr gering im Vergleich zur Kervertiefe von 30 mm ausfällt. Dies ist auf die Verbundsicherung mit dem Stahlträger zurückzuführen, welche ein starkes Abheben verhindert.

In Tab. 9.9 sind die Ergebnisse der Messpunkte M07 und M08 aufgelistet, welche die Relativverschiebung der Betonplatte im Vergleich zum Holzträger aufzeigt. Auch hier wird deutlich, dass sich beide Seiten unterschiedlich verhalten. Eine Verschiebung der Betonplatte erfolgt jedoch erst nach Erreichen der maximalen Last von 62,6 kN und dem Bruch des Holzes. Die Gesamtverschiebung der Betonplatte beträgt zum Zeitpunkt des Bruches ca. 0,2 mm und ist im Vergleich zur Trägerlänge von 4,00 m und einer Gesamtdurchbiegung von 120 mm vernachlässigbar klein. Es ist auch zu erkennen, dass sich die Betonplatte, kurz vor Erreichen der Maximallast, stärker nach rechts verschoben hat.

Tab. 9.8: Abhebungen der Betonplatte des Trägers K03

Lage	Zeitpunkt	Kraft [kN]	Abhebung [mm]
Kerve links	Erster Bruch	42,2	0,16
	Zweiter Bruch	55,4	0,29
	Versuchsende	62,6	0,63
Kerve rechts	Erster Bruch	42,2	0,32
	Zweiter Bruch	55,4	0,44
	Versuchsende	62,6	0,45

Tab. 9.9: Relativverschiebung der Betonplatte zum Brettschichtholzträger des Trägers K03

Lage	Zeitpunkt	Kraft [kN]	Verschiebung [mm]
Links	Erster Bruch	42,2	0,15
	Zweiter Bruch	55,4	0,15
	Versuchsende	62,6	0,12
Rechts	Erster Bruch	42,2	0,20
	Zweiter Bruch	55,4	0,21
	Versuchsende	62,6	0,20

9.5.2 Versuchsergebnisse Träger K04

Die Ergebnisse des Trägers K04 sind in Abb. 9.13 dargestellt. Hier wird der komplette Verlauf des Versuches auf Basis des Verformungsverlaufes des Kolbens abgebildet. Bei 31,5 kN kam es zum ersten Bruch des Holzes und auch gleichzeitig zum Erreichen der maximalen Bruchlast. Bis zu dieser Last ist ein eindeutiger linearer Verlauf der Kraft-Verformungsbeziehung zu erkennen.

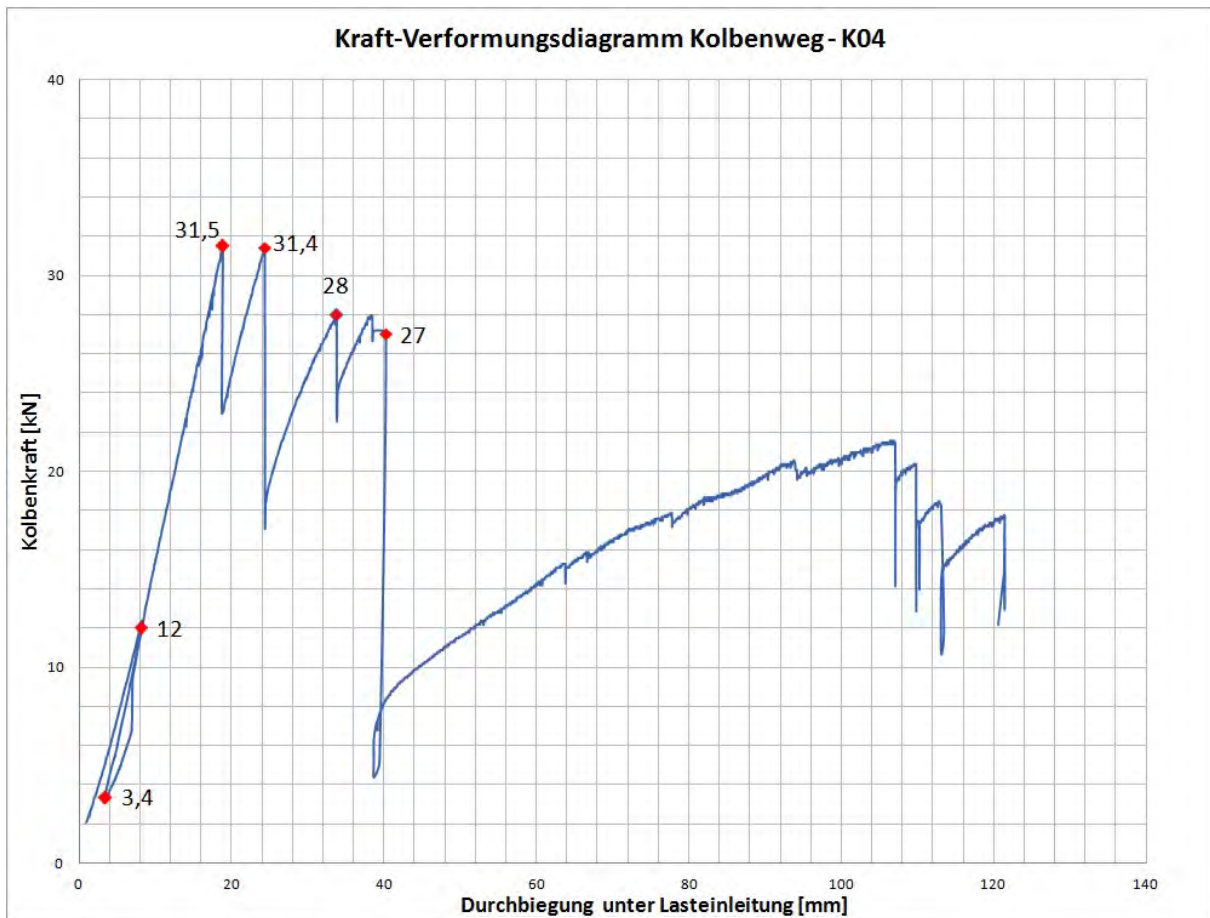


Abb. 9.13: Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - K04

Es ist festzustellen, dass nach Erreichen der ersten Bruchlast weitere Kraftreserven im Holz vorhanden waren, da mit 31,4 kN eine nahezu idente Belastung wie die erste Bruchlast erreicht werden konnte. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei 31,5 kN die maximale Traglast des Holzes vermutlich nicht erreicht wurde und dieser Bruch wegen einer Schwächung im Holz auftrat. In den weiteren Kraftabfällen ist zu erkennen, dass weitere Holzfasern zerstört wurden. Da in diesem Träger kein Stahl vorhanden war, fehlt die plastische Resttragfähigkeit des Trägers. Beim Erreichen von 28 kN kommt es zum ersten Bruch in den Kernen und es kommt zu einem geringen Kraftabfall. Danach ist keine signifikante Kraftsteigerung zu beobachten und kurz darauf stellt sich bei 27,0 kN der endgültige Bruch in der Kervenflanke ein und ein massiver Abfall der Belastung auf ca. 4 kN ist die Folge.

Im weiteren Verlauf wird die Belastung hauptsächlich durch die Betonplatte aufgenommen und es ist ein rascher Anstieg der Verformung in Relation zur Kraft zu erkennen. Trotz Versagen des Holzes kann kein Bruch der Betonplatte hervorgerufen werden und der Versuch wurde aufgrund des Erreichens des maximalen Kolbenweges der Prüfmaschine von 120 mm beendet.

In Abb. 9.14 sind die Messergebnisse der Trägerunterseite ersichtliche. In Tab. 9.10 werden, wie schon in Kapitel 9.5.1 erwähnt, die gemittelten Durchbiegungen in Feldmitte und den Viertelpunkten aufgezeigt.

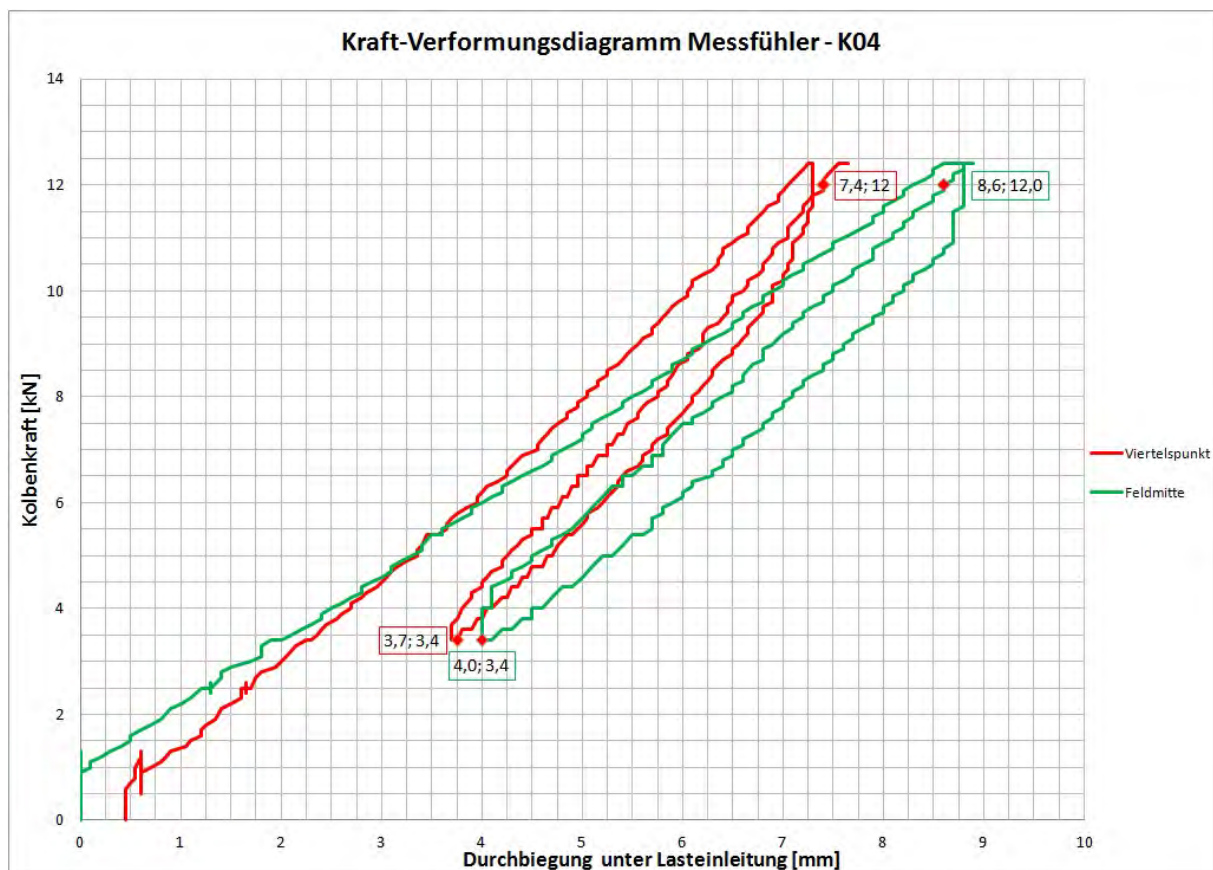


Abb. 9.14: Kraft-Verformungsdiagramm der Messfühler - K04

Tab. 9.10: Durchbiegungen in Feldmitte und im Viertelpunkt bei Träger K04

	Kraft [kN]	Durchbiegung im Viertelpunkt [mm]	Durchbiegung in Feldmitte [mm]
RSTAB	3,4	2,46	3,43
	12	6,17	8,45
SOFISTIK	3,4	2,12	2,97
	12	5,62	7,64
VERSUCH	3,4	3,70	4,00
	12	7,40	8,60

Der Unterschied zum Träger K03 besteht lediglich in den Belastungen von 3,4 kN und 12,0 kN. Die RSTAB- und SOFISTIK-Modelle wurden nach den gleichen Verfahren angepasst. Die neuen Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe für die Kerfen können Tab. 7.19 aus Kapitel 7.4 entnommen werden.

Der Vergleich des Versuches mit den Berechnungen laut RSTAB und SOFISTIK ist in Abb. 9.15 für die Viertelpunkte und in Abb. 9.16 für die Feldmitte aufgezeigt. Hierfür wurden, wie schon bei den Originalträgern, die angegebenen Durchbiegungen in ein Excel-Diagramm eingetragen.

Die entstandenen Geraden wurden so verschoben, dass sie durch den Nullpunkt verlaufen, ihre Steigung allerdings ident bleibt.

In Tab. 9.11 sind in weiterer Folge die Steigungen aus den adaptierten Modellierungen in Feldmitte mit jener der Versuche gegenübergestellt. Es ist zu sehen, dass die Berechnung aus RStab um ca. 12 % steifer ist als die Werte des Versuches. Die Berechnung mit SOFISTIK zeigt, dass die FE-Berechnung etwas weicher als das Versuchsergebnis ist. Die Abweichung liegt hier allerdings nur bei ca. 1 % und ist somit sehr gering.

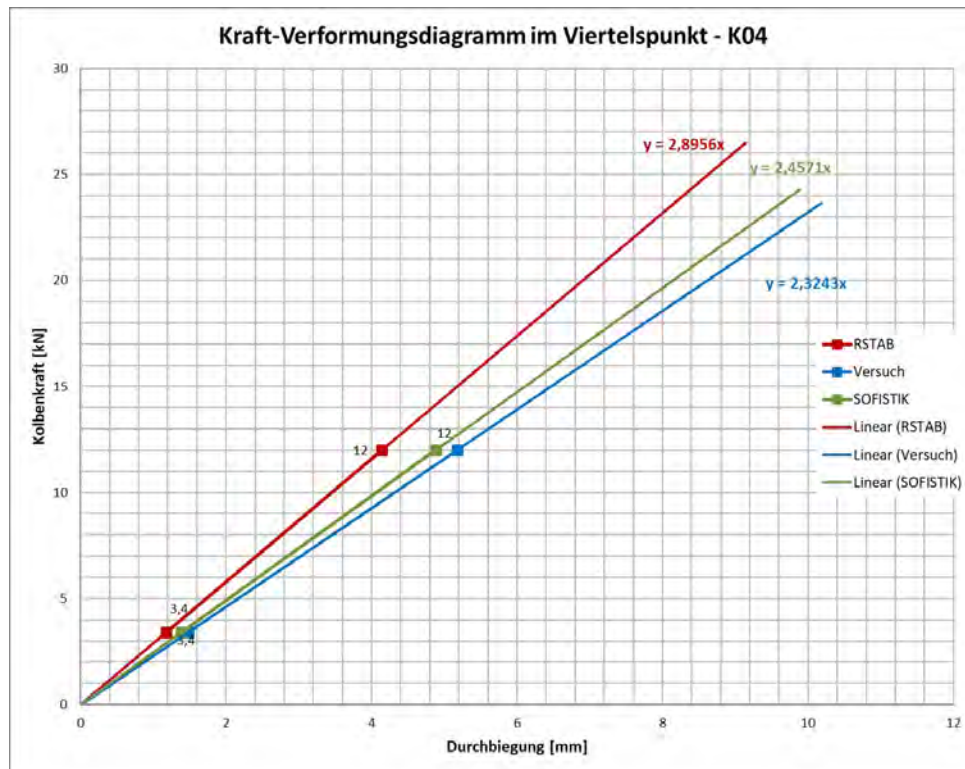


Abb. 9.15: Kraft-Verformungsdiagramm im Viertelpunkt K04

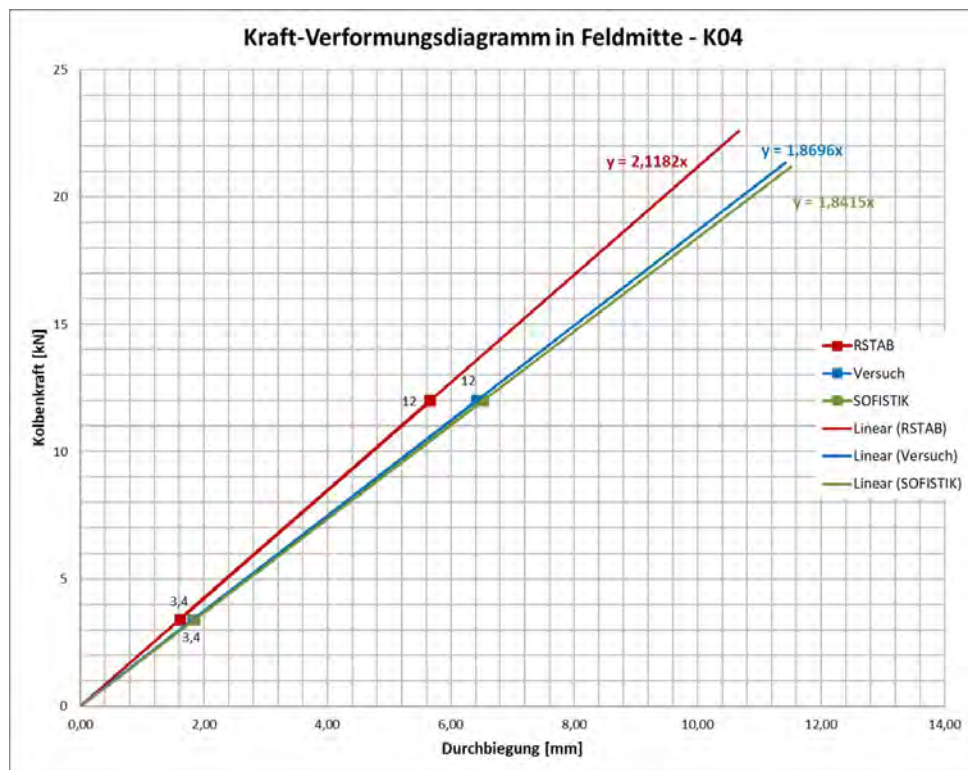


Abb. 9.16: Kraft-Verformungsdiagramm in Feldmitte K04

Tab. 9.11: Ergebnisse des Trägers K04 in Feldmitte

Steifigkeitsverhältnis Versuch - SOFISTIK	Steifigkeitsverhältnis Versuch - RSTAB	Erste Bruchlast [kN]	Maximale Last [kN]
101,53 %	88,26 %	31,5	31,5

In Tab. 9.12 sind die Ergebnisse der Messpunkte M05 und M06 aufgelistet, welche die Abhebung der Betonplatte im Bereich der Kerfen aufzeigen. Wie ersichtlich, verhalten sich die beiden Seiten leicht unterschiedlich. Insgesamt lässt sich jedoch eine Abhebung der Betonplatte mit maximal ca. 3,6 mm erkennen. Diese Abhebung wird vor dem Bruch der Kerfe bei ca. 27 kN abgelesen. Nach dem Kerfenbruch kommt es zu einem starken Anstieg der Abhebung auf ca. 7,0 mm. Die zum Zeitpunkt des Bruchs gemessenen 3,6 mm betragen ca. 12 % der Kerfentiefe von 30 mm. Auch in Relation zum Träger K03 ist diese Abhebung 5 mal so hoch. Diese Feststellung lässt sich auf das Fehlen der Verbundsicherung zurückführen, welche bei den anderen Trägern in Form der Stahl-Puzzleleiste gewährleistet worden ist. Es zeigt sich auch, dass bei Versuchsende die Abhebung an der linken Kerfe höher ist als rechts.

In Tab. 9.13 ist das Ergebnis des Messpunktes M07 aufgelistet, welcher die Relativverschiebung der Betonplatte im Vergleich zum Holzträger aufzeigt. Der Messpunkt M08 wird nicht mit angeführt, da dieser keine aussagekräftigen Ergebnisse liefert. Die maximale Relativverschiebung vor dem Bruch der Kerfe beträgt ca. 0,65 mm und ist somit nahezu ident mit jener des Trägers

K03. Auf eine Trägerlänge von 4,00 m und einer Gesamtdurchbiegung von 120 mm ist diese Verschiebung vernachlässigbar klein.

Tab. 9.12: Abhebungen der Betonplatte des Trägers K04

Lage	Zeitpunkt	Kraft [kN]	Abhebung [mm]
Kerve links	Erster Bruch	31,5	0,25
	Zweiter Bruch	31,4	0,48
	Erster Bruch der Kerve	28,0	0,62
	Versuchsende	27,0	3,6
Kerve rechts	Erster Bruch	31,5	0,57
	Zweiter Bruch	31,4	1,34
	Erster Bruch der Kerve	28,0	1,54
	Versuchsende	27,0	1,16

Tab. 9.13: Relativverschiebung der Betonplatte zum Brettschichtholzträger des Trägers K04

Lage	Zeitpunkt	Kraft [kN]	Verschiebung [mm]
Links	Erster Bruch	31,5	-0,16
	Zweiter Bruch	31,4	-0,17
	Erster Bruch der Kerve	28,0	-0,14
	Versuchsende	27,0	0,62

Nach Erreichen von 27 kN und dem Bruch der Kerven ist ein starker Anstieg der Relativverschiebung zu verzeichnen. Die verschobene Stirnseite des Holzes zufolge des Abscherens im Kervenbereich ist in Abb. 9.17 aufgezeigt.



Abb. 9.17: Abscheren des Holzes im Bereich der Stirnseite aufgrund des Schubversagens der Kerven

9.5.3 Zusammenfassung der Ergebnisse der Biegeversuche

Wie die Ergebnisse in den Tab. 9.7 und 9.11 zeigen, sind die Berechnungen mittels RSTAB und SOFISTIK auch für den Langzeitträger sehr nah an den Versuchsergebnissen. Somit kann auch hier die Modellierung bestätigt werden.

Des Weiteren wurden wie schon in Kapitel 8.3.4 die Normalspannungen in den einzelnen Querschnitten berechnet. Hierfür wird die erste Bruchlast der Träger K03 und K04 mit 42,2 kN bzw. 31,5 kN gewählt. Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt erneut anhand des Stabwerkmodells in RSTAB.

Ziel dieser Berechnung ist, wie schon in Kapitel 8.3.4, aufzuzeigen, ob das Holz bei dieser Last vollkommen ausgenutzt ist, oder ob der Bruch verfrüht wegen Materialfehlern (Asteinschluss, Risse, etc.) aufgetreten ist. Die berechneten Spannungen werden, da die Berechnung ohne Sicherheitsbeiwerte erfolgt, mit den charakteristischen Festigkeitswerten der jeweiligen Materialien abgeglichen. Die verwendeten Materialien können Tab. 9.14 entnommen werden.

Tab. 9.14: Materialien der Versuchsträger

Material	Träger K03	Träger K04
Beton	C40/50	C40/50
Stahl	S355	-
Holz	GL24h	GL24h

Die berechneten Ergebnisse inklusive Ausnutzungsgrad sind in Tab. 9.15 aufgezeigt. In Abb. 9.18 sind die Spannungen grafisch abgebildet.

Tab. 9.15: Normalspannungen in den Langzeitträgern bei der ersten Bruchlast

Träger	Material	Lage	σ_N [kN/cm ²]	σ_M [kN/cm ²]	σ [kN/cm ²]	σ_{Norm} [kN/cm ²]	σ/σ_{Norm}
K03	Beton	Oben	-0,53	-1,06	-1,59	4,00	39,75 %
		Unten	-0,53	1,06	0,53	0,25	Zustand II
	Stahl	Oben	14,07	-15,46	-1,39	35,50	3,92 %
		Unten	14,07	15,46	29,53		83,18 %
	Holz	Oben	0,50	-0,62	-0,12	2,40	4,80 %
		Unten	0,50	1,15	1,65		68,75 %
K04	Beton	Oben	-0,34	-1,17	-1,51	4,00	37,75 %
		Unten	-0,34	1,17	0,83	0,25	Zustand II
	Holz	Oben	0,65	-0,80	-0,15	2,40	6,25 %
		Unten	0,65	1,49	2,14		89,16 %

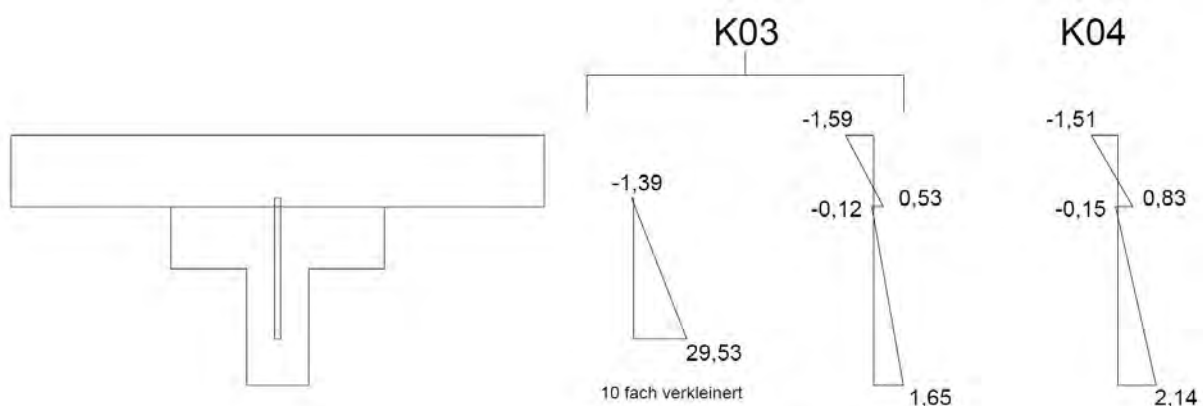


Abb. 9.18: Normalspannungsverlauf der Träger K03 und K04 beim ersten Bruch

Wie die Berechnungen zeigen, sind alle Querschnitte zu diesem Zeitpunkt nicht vollständig ausgenutzt. Lediglich an der Unterkante des Betons ist die Zugfestigkeit überschritten und der Beton befindet sich bereits im gerissenen Zustand.

Bei Träger K03 zeigt sich, dass der Holzquerschnitt beim ersten Bruch rechnerisch lediglich zu 69 % ausgenutzt ist. Wie schon bei den Trägern T01 und T03 lässt sich das auf eine Schwächung des Holzes in Form von Astenschlüssen, Rissen usw. zurückführen. Die Haupttragfähigkeit des Holzes ist bei einer Last von 62,6 kN erreicht und liegt somit ca. 33 % höher als jene der ersten Bruchlast. Da noch ca. 31 % Tragreserven im Holzquerschnitt vorhanden sind, kann man davon ausgehen, dass das Material zu diesem Zeitpunkt tatsächlich vollständig ausgenutzt ist. Die weitere Laststeigerung ist wiederum wegen des Stahlträgers möglich. Beim Stahl ist davon auszugehen, dass er sich bei Bruch bereits im plastischen Bereich befindet, da die Ausnutzung bei 42,2 kN schon bei ca. 83 % liegt und die Belastung noch um 33 % gesteigert wurde. Der berechnete Wert

von $\sigma = 1,65 \text{ kN/cm}^2$ liegt jedoch, wie schon in Kapitel 8.3.4 bei den Trägern T01 und T03, über dem Designwert von $f_{y,m,d} = 1,54 \text{ kN/cm}^2$.

Bei Träger K04 zeigt sich, dass der Holzquerschnitt beim ersten Bruch rechnerisch bereits zu 89 % ausgelastet ist. Da die Last danach allerdings mit 31,4 kN nahezu wieder den selben Wert erreicht, ist ebenfalls davon auszugehen, dass der erste Bruch aufgrund einer Schwächung im Material aufgetreten ist. Da kein Stahlträger verbaut ist, kann die Belastung aufgrund fehlender plastischer Tragfähigkeit nicht über diesen Punkt hinaus gesteigert werden. Der berechnete Wert der Spannung liegt allerdings nahe an der charakteristischen Biegefestigkeit des Holzes.

Kapitel 10

Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit laut Norm

Aufgrund der Biegeversuche aus Kapitel 8 kann die prinzipielle Anwendbarkeit des Rippendeckenelements bewiesen werden. Um jedoch auch die Verwendung in der Praxis aufzuzeigen, müssen in weiterer Folge Nachweise nach den jeweiligen Normen geführt werden. Wie Abb. 10.1 zeigt, wären für eine Belastung lt. EN 1991-1-1 [7] für die Kategorie B (Büro) und C5 (Versammlungen) noch Tragreserven vorhanden. Dafür werden die Belastungen der jeweiligen Kategorie auf die Kolbenkraft umgerechnet, um einen Vergleich ziehen zu können. Die mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagten Lasten pro Meter aus Tab. 10.1 sind mit der halben Trägerlänge von 3 m multipliziert.

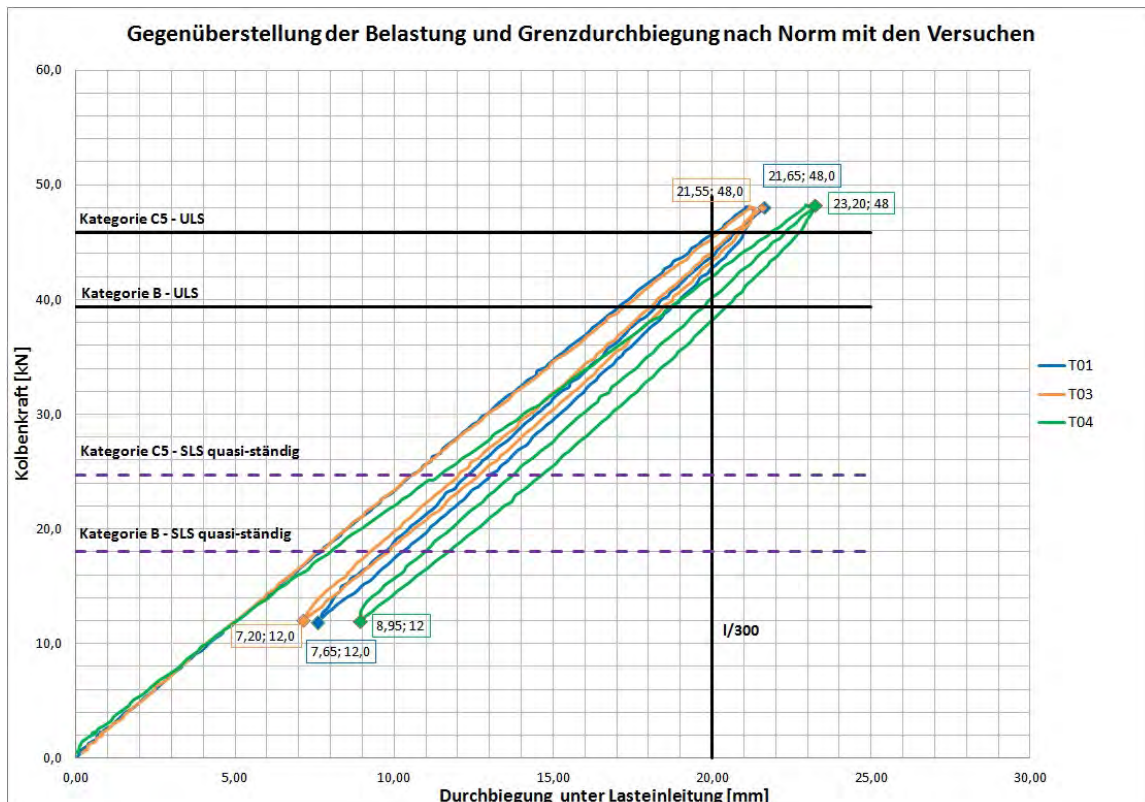


Abb. 10.1: Gegenüberstellung der Belastung und Grenzdurchbiegung mit den Versuchen

Auch die maximale Durchbiegung von $w = \frac{l}{300} = 20,0 \text{ mm}$ zeigt, dass diese Reserven erst bei hohen Lasten erreicht werden. Dafür wurden die quasi-ständigen Lasten aus Tab. 10.3 ebenfalls mit der halben Trägerlänge von 3 m multipliziert. Die detaillierte Aufstellung der Belastung ist darüber hinaus in Kapitel 10.2 aufgezeigt.

Für die Ermittlung der Belastung nach Kategorie B und C5 wurden die daraus gewonnenen Linienlasten auf zwei Punktlasten, wie jene aus dem Biegeversuch, umgewandelt.

Alle in den folgenden Kapiteln geführten Tragfähigkeitsnachweise (GZT) werden mit den Schnittgrößen zum Zeitpunkt $t = 0$ durchgeführt. Es wird jedoch auf Untersuchungen von Prof. Dr.-Ing. habil. J. Schänzlin [36] zum Thema Kriechverhalten bei Holz-Beton-Verbunddecken verwiesen. In dieser Arbeit werden neue Berechnungsmethoden auf Basis von im Vorfeld durchgeführten Versuchen entwickelt und vorgestellt.

Alle, in den weiteren Kapitel, verwendeten Schnittgrößen sind detailliert im Anhang A aufgezeigt.

10.1 Statische Modellierung für die Berechnung

Für dieses Rippendeckenelement bieten sich in der Praxis mehrere Möglichkeiten der Lagerung an, die einfachsten sind:

- a) Lagerung über den Holzträger
- b) Lagerung über zwei Materialien (Holz-Beton und Holz-Stahl)
- c) Lagerung über alle drei Materialien (Holz, Stahl und Beton)

Für die folgenden Nachweise wurde Variante c gewählt. Dafür war es notwendig, das Stabwerksmodell, welches für die Berechnungen genutzt wird, geringfügig anzupassen. Das Deckenelement wird hierfür an einem Ende des Holzes gelenkig und am anderen verschieblich gelagert. Des Weiteren sind der Stahlträger und die Betonplatte über jeweils zwei verschiebliche Lager fixiert.

Der Vollständigkeit halber sind auch die anderen beiden Varianten (a und b) kontrolliert worden. Dabei stellt sich heraus, dass diese Varianten für Lasten nach Kategorie B (Büro) ohne Probleme funktionieren. Für höhere Belastungen nach Kategorie C5 (Versammlungen) sind bei reiner Lagerung am Holzträger die auftretenden Querkräfte im Holz zu groß. Hier müssten noch Zusatzmaßnahmen vorgenommen werden, z.B. die Verstärkung des Holzes durch Stahlnägel, Verbreiterung der Auflagerfläche usw.. Eine andere Möglichkeit wäre die anderen beiden Lagerungsvarianten für hohe Belastungen zu verwenden.

10.2 Materialkennwerte und Belastung für die Nachweise

Um auf Basis der oben genannten Modellierung die Anwendbarkeit des getesteten Trägers mit 6 m Spannweite in der Praxis zu überprüfen, werden im Anschluss die Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt.

Dafür werden die Belastungen und Materialkennwerte beschrieben.

10.2.1 Belastung nach EN 1991-1-1 [7]

Die Ermittlung der dafür notwendigen Lasten erfolgt anhand der EN 1991-1-1 [7]. Diese setzen sich aus dem Eigengewicht (EG) der Konstruktion, einer ständigen Auflast in Form eines Fußbodenaufbaus, in welcher eine 5 cm Dicke Estrichschicht mit eingerechnet wird ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$), und der notwendigen Nutzlast für die Nutzungskategorie B (Büro) und der Nutzlast für die Nutzungskategorie C5 (Versammlungen) zusammen.

Für die Nutzlast der Kategorie B ($q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$) gilt es noch zu erwähnen, dass diese um $q_k = 0,80 \text{ kN/m}^2$ erhöht wird. Grund dafür ist der Trennwandzuschlag welcher lt. EN 1991-1-1 [7] angesetzt werden muss. Die Nutzungskategorie C5 wird exemplarisch für höhere Lasten im Hochbau aus den Kategorien mit Belastungen von $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$ gewählt. Ein Trennwandzuschlag kommt bei dieser Belastung nicht zur Anwendung, da dieser lt. nationalem Anhang des EN 1991-1-1 für Deutschland [8] ab Lasten von 5 kN/m^2 nicht angewendet werden muss.

Die daraus resultierenden Einwirkungskombinationen werden nach Formel 10.1 für den Grenzzustand der Tragfähigkeit berechnet. Für die Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, in Form der charakteristischen Lastkombination, werden diese mit der Formel 10.2 ermittelt und für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, in Form der quasi-ständigen Lastkombination mit der Formel 10.3. Sämtliche Einwirkungen sind auf Basis der EN 1990-1-1 [16] definiert.

Die gesamten Lasten inklusive Sicherheitsbeiwerten können Tab. 10.1 für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, Tab. 10.2 für die charakteristische Lastkombination und Tab. 10.3 für die quasi-ständige Lastkombination, entnommen werden.

$$E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right] \quad (10.1)$$

$$E_{d,char} = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right] \quad (10.2)$$

$$E_{d,perm} = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right] \quad (10.3)$$

Tab. 10.1: Belastung des Trägers für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

	Nutzungskategorie B				Nutzungskategorie C5			
	[kN/m ²]	[kN/m]	γ	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]	γ	[kN/m]
EG	-	2,72	1,35	3,67	-	2,72	1,35	3,67
Aufbau	1,60	1,92	1,35	2,59	1,60	1,92	1,35	2,59
Nutzlast	3,80	4,56	1,50	6,84	5,00	6,00	1,50	9,00
Summe		9,20	-	13,10	-	10,64	-	15,26

Tab. 10.2: Belastung des Trägers für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Charakteristische Lastkombination)

	Nutzungskategorie B				Nutzungskategorie C5			
	[kN/m ²]	[kN/m]	γ	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]	γ	[kN/m]
EG	-	2,72	1,00	2,72	-	2,72	1,00	2,72
Aufbau	1,60	1,92	1,00	1,92	1,60	1,92	1,00	1,92
Nutzlast	3,80	4,56	1,00	4,56	5,00	6,00	1,00	6,00
Summe		9,20	-	9,20	-	10,64	-	10,64

Tab. 10.3: Belastung des Trägers für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Quasi-Ständige Belastung)

	Nutzungskategorie B				Nutzungskategorie C			
	[kN/m]	γ	ψ	[kN/m]	[kN/m]	γ	ψ	[kN/m]
EG	2,72	1,00	-	2,72	2,72	1,00	-	2,72
Aufbau	1,92	1,00	-	1,92	1,92	1,00	-	1,92
Nutzlast	4,56	1,00	0,30	1,37	6,00	1,00	0,60	3,60
Summe	8,24	-	-	6,01	10,64	-	-	8,24

10.2.2 Anpassung der Material- und Verbindungsmittelkennwerte

Im Folgenden werden die Materialkennwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) angeführt. Die gewählten Materialien sowie die dazugehörigen Materialeigenschaften sind in Tab. 10.4 aufgezeigt. Die Ermittlung der Werte erfolgt anhand folgender Normen:

Holz: ÖNORM EN 1995-1-1 [15], ÖNORM B 1995-1-1 [15], DIN EN 14080 [22]

Beton: ÖNORM EN 1992-1-1 [9], ÖNORM B 1992-1-1 [10]

Stahl: ÖNORM EN 1993-1-1 [11], ÖNORM B 1993-1-1 [12]

Verbindungsmittel: ÖNORM EN 1995-1-1 [15], ÖNORM B 1995-1-1 [15]

Tab. 10.4: Zusammenfassung der Material- und Verbundkennwerte der Decke

Element	Grenzzustand	Materialwerte
BSH GL24h	GZT/GZG	$E_{0,mean} = 1.150 \text{ kN/cm}^2$
		$G_{0,mean} = 65 \text{ kN/cm}^2$
Beton C45/55	GZT/GZG	$E = 3.600 \text{ kN/cm}^2$
		$G = 1.500 \text{ kN/cm}^2$
Stahl S355	GZT/GZG	$E = 21.000 \text{ kN/cm}^2$
		$G = 8.076,92 \text{ kN/cm}^2$
Kerven 18/20 cm	GZG	$K_{ser} = 225 \text{ kN/mm}$
	GZT	$K_u = \frac{2}{3} \cdot 225 = 150 \text{ kN/mm}$
Stahl Verbindung	GZT/GZG	$K_s = 1.023 \text{ kN/mm}$

10.3 Grundlagen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

10.3.1 Nachweis der Normalspannungen

Für den Tragfähigkeitsnachweis werden die Spannungen auf Basis der im Träger entstehenden Schnittgrößen berechnet. Dafür ist ein Abgleich mit den Grenzwerten der jeweiligen Materialien laut Norm notwendig.

Die Spannungen setzen sich aus Normal- und Schubspannungen zusammen. Für die Berechnung der Normalspannungen können, analog zur Berechnung in Kapitel 7.1.2, die Formeln 7.1 bis 7.4 herangezogen werden. Die für die Berechnung notwendigen Querschnittswerte können Tab. 10.5 entnommen werden.

Tab. 10.5: Querschnittswerte für die Ermittlung der Normalspannungen des Trägers

		b [cm]	h [cm]	A [cm ²]	I [cm ⁴]	z_s [cm]	W [cm ³]
Beton	Oben	120,00	8,00	960,00	5120,00	-4,00	-1280,00
	Unten					4,00	1280,00
Stahl	Oben	-	-	16,21	426,00	-11,10	-38,38
	Unten					4,70	90,64
Holz	Oben	24,00	20,00	466,00	15706,80	-9,87	-1591,36
	Unten					10,13	1550,32

Die berechneten Spannungen werden in weiterer Folge mit den Festigkeitswerten des jeweiligen Materials verglichen. Der Festigkeitswert für die Bemessung des Holzes wird in Formel 10.5 für die Nutzungskategorie B und in Formel 10.6 für die Nutzungskategorie C5 laut [14] angegeben.

Brettschichtholz Gl24h NKL 1 + 2

$$f_{m,y,k} = 24 \text{ N/mm}^2 \quad (10.4)$$

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,y,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,25} = 1,54 \text{ kN/cm}^2 \quad (10.5)$$

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,y,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{24}{1,25} = 1,73 \text{ kN/cm}^2 \quad (10.6)$$

$f_{m,y,k}$	charakteristische Biegefestigkeit nach EN 14080 [22]
$f_{m,y,d}$	Designwert der Biegefestigkeit
k_{mod}	Beiwert zur Berücksichtigung der Lasteinwirkungsdauer nach EN 1995-1-1 [14]
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für Brettschichtholz nach EN 1995-1-1 [14]

Der Festigkeitswert für die Bemessung des Betons auf Druck wird in der Formel 10.9 und jener für Zug in der Formel 10.10 laut [9] angegeben.

Betongüte C45/55

$$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2 \quad (10.7)$$

$$f_{ctk} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \quad (10.8)$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 1,0 \cdot \frac{45}{1,5} = 3,00 \text{ kN/cm}^2 \quad (10.9)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_C} = 1,0 \cdot \frac{2,7}{1,5} = 0,18 \text{ kN/cm}^2 \quad (10.10)$$

f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit nach EN 1992-1-1 [9]
f_{cd}	Designwert der Betondruckfestigkeit
f_{ctk}	charakteristische Betonzugfestigkeit nach EN 1992-1-1 [9]
f_{ctd}	Designwert der Betondruckfestigkeit
α_{cc}	Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit nach EN 1992-1-1 [9]
γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für Beton nach EN 1992-1-1 [9]

Der Festigkeitswert für die Bemessung des Stahls auf Zug und Druck wird in der Formel 10.12 laut [11] angegeben.

Stahlgüte S355

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad (10.11)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{355}{1,0} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (10.12)$$

f_{yk}	charakteristische Zugfestigkeit nach EN 1993-1-1 [11]
f_{yd}	Designwert der Zugfestigkeit
γ_S	Teilsicherheitsbeiwert für Stahl nach EN 1993-1-1 [11]

10.3.2 Nachweis der maximalen Kraft in der Kerwenflanke

Weitere Nachweise, welche für die Tragfähigkeit geführt werden müssen, sind jene im Bereich der Kerwen. Für die Tragfähigkeit der Kerwe auf Druck in Faserrichtung steht laut EN 1995-1-1 [14] die Formel 10.13 zur Verfügung. Die charakteristische Tragfähigkeit wird für den untersuchten Träger berechnet. Die Bemessungswerte für die Nutzungskategorie B ist in Formel 10.14 und jene für die Nutzungskategorie C5 in Formel 10.15 ermittelt.

$$F_{K,c,0,k} = A_K \cdot f_{c,0,k} = t_v \cdot b_h \cdot f_{c,0,k} = 30 \cdot 180 \cdot 24 = 129,60 \text{ kN} \quad (10.13)$$

$$F_{K,c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{F_{K,c,0,k}}{\gamma_M} = 0,80 \cdot \frac{100,80}{1,25} = 82,94 \text{ kN} \quad (10.14)$$

$$F_{K,c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{F_{K,c,0,k}}{\gamma_M} = 0,90 \cdot \frac{100,80}{1,25} = 93,31 \text{ kN} \quad (10.15)$$

b_h	Breite der Kerwe im Holz [mm]
t_v	Tiefe der Kerwe [mm]
$f_{c,0,k}$	charakteristische Druckfestigkeit in Faserrichtung [N/mm ²] nach DIN EN 14080 [22]

Die Tragfähigkeit der Kerwe auf Abscheren im Vorholzbereich wird mit Formel 10.16 berechnet. Für den Nachweis auf Abscheren darf laut ÖNORM B 1995-1-1 [15] eine maximale Vorholzlänge von $l_v = 8 \cdot t_v$ angesetzt werden. Die Bemessungswerte für die Nutzungskategorie B ist in Formel 10.17 und jene für die Nutzungskategorie C5 in Formel 10.18 errechnet.

$$F_{K,v,k} = l_v \cdot b_{ef} \cdot f_{v,k} = 8 \cdot t_v \cdot b_H \cdot k_{cr} \cdot f_{v,k} = 8 \cdot 30 \cdot 180 \cdot 0,67 \cdot 3,5 = 101,30 \text{ kN} \quad (10.16)$$

$$F_d = k_{mod} \cdot \frac{F_{K,v,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{78,79}{1,25} = 64,83 \text{ kN} \quad (10.17)$$

$$F_d = k_{mod} \cdot \frac{F_{K,v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{78,79}{1,25} = 72,94 \text{ kN} \quad (10.18)$$

b_h	Breite der Kerwe im Holz [mm]
t_v	Tiefe der Kerwe [mm]
k_{cr}	Rissfaktor für Beanspruchbarkeit auf Schub nach EN 1995-1-1 [14]
$f_{v,k}$	charakteristische Schubfestigkeit [N/mm ²] nach DIN EN 14080 [22]

Die Tragfähigkeit des Betons auf Druck in der Kerne wird nach Formel 10.19 berechnet. Der Bemessungswert ist in Formel 10.20 angegeben.

$$F_{ck} = A_K \cdot f_{ck} = t_v \cdot b_h \cdot f_{ck} = 30 \cdot 180 \cdot 45 = 243 \text{ kN} \quad (10.19)$$

$$F_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{F_{Kck}}{\gamma_C} = 1,0 \cdot \frac{189}{1,5} = 162 \text{ kN} \quad (10.20)$$

- b_h Breite der Kerne im Holz [mm]
- t_v Tiefe der Kerne [mm]
- f_{ck} Zylinderdruckfestigkeit [N/mm²] nach EN 1992-1-1 [9]

10.3.3 Nachweis der Schubspannungen im Holz

Den letzten Nachweis stellt die Berechnung der Schubspannungen dar. Für diesen ist es notwendig den Einfluss des Schubs in der Verbundfuge zu berücksichtigen. Da zu diesem Fall, in Kombination mit Stabwerkmodellen, keine Berechnungsverfahren vorliegen, wird eine Berechnung zur Ermittlung von Schubspannungen zufolge Querkraft bei einachsiger Biegung durchgeführt. Diese beruht auf der Bernoulli-Hypothese und somit auf der Theorie des Ebenbleibens der Querschnitte. Es gilt jedoch zu beachten, dass diese Methode eine Vereinfachung darstellt und für eine genauere Aussage weitere Untersuchungen im Bereich der Kerne und dem dortigen Schubverhalten durchzuführen wären.

Für diese Berechnung wird für die Träger jeweils ein Teilstück im Bereich der letzten Kerne mit einer Länge von 50 cm untersucht. Dieser Bereich ist in Abb. 10.2 abgebildet.

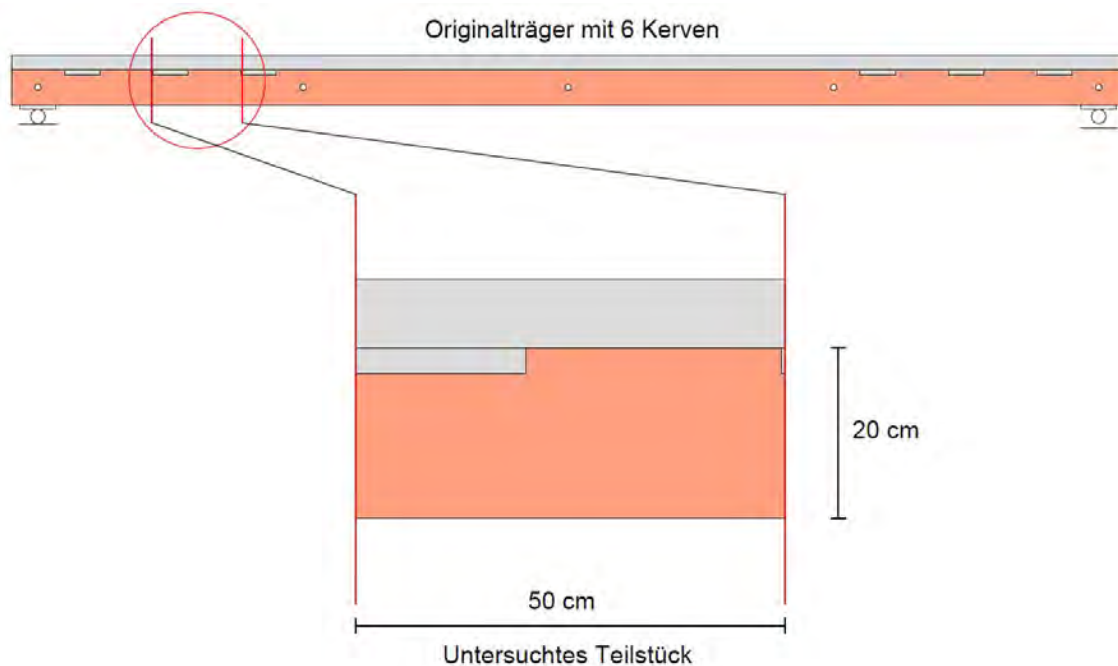


Abb. 10.2: Untersuchtes Teilstück für die Berechnung der Schubspannungen

Um in weiterer Folge die Schubspannungen berechnen zu können, müssen im ersten Schritt die Biegemomente und Normalkräfte an den Schnitten des Teilstücks ermittelt werden. Anhand dieser können anschließend die Normalspannungen in diesen Bereichen berechnet werden. Abb. 10.3 zeigt den schematischen Aufbau des Teilstücks mit den dazugehörigen Kräften und Spannungen.

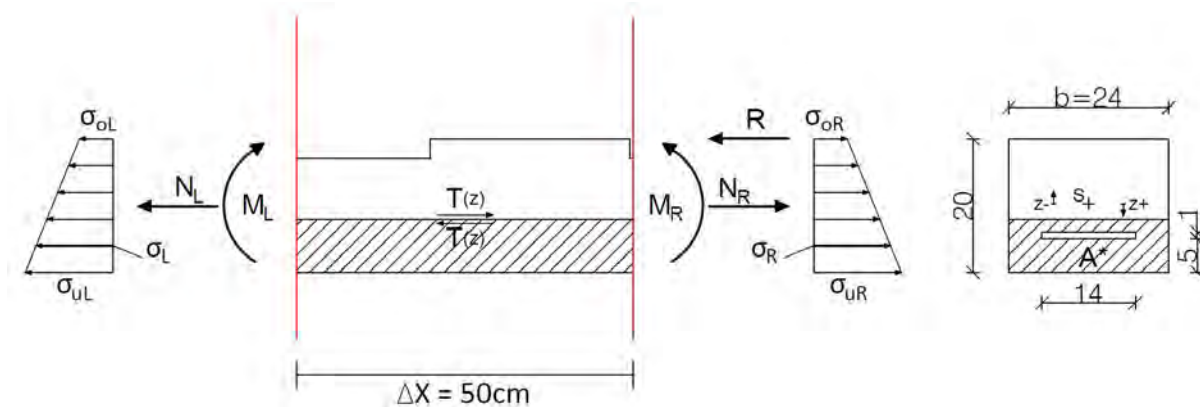


Abb. 10.3: Normalspannungen aufgrund Normalkraft und Moment in den Schnittflächen

Auf Basis der ermittelten Normalspannungen kann in weiterer Folge die Schubkraft $T_{(z)}$ in jedem beliebigen Punkt des Querschnittes berechnet werden. Für die Berechnung von $T_{(z)}$ wird die Formel 10.22 herangezogen. Die Ermittlung der Schubkraft erfolgt über die Summe der horizontalen Kräfte in dem untersuchten Flächenabschnitt. Um einen aussagekräftigen Schubspannungsverlauf abbilden zu können, werden für die berechneten Träger die Schubkräfte für Flächenabschnitte mit einer Höhe von 1 cm berechnet.

$$\sum H = 0 \quad (10.21)$$

$$-\sigma_L \cdot A^* + \sigma_R \cdot A^* - T_{(z)} = 0 \quad (10.22)$$

Im Bereich der Verbundfuge sind bereits Schubkräfte vorhanden. Diese werden auf Basis der vorhandenen Normalkräfte ermittelt (Formel 10.23). Die Kraft R ist jene Kraft, welche im Stabwerksmodell in dem jeweiligen Koppelstab der Kerve ermittelt wurde.

$$R = N_L - N_R \quad (10.23)$$

Auf Basis der genannten Schubkräfte können in weiterer Folge die Schubspannungen im Holzquerschnitt berechnet werden. Eine ausführliche Erklärung dazu befindet sich in Kapitel 10.5.1.

Die ermittelten Schubspannungen werden anschließend mit den Festigkeitswerten für Brett-schichtholz abgeglichen. Diese werden in Formel 10.25 für die Nutzungskategorie B und in Formel 10.26 für die Nutzungskategorie C5 angegeben.

Brettschichtholz Gl24h NKL 1 + 2

$$f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2 \quad (10.24)$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{2,5}{1,25} = 0,16 \text{ kN/cm}^2 \quad (10.25)$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{2,5}{1,25} = 0,18 \text{ kN/cm}^2 \quad (10.26)$$

$f_{v,k}$	charakteristische Schubfestigkeit nach ÖNorm B 1995-1-1 [15]
$f_{v,d}$	Designwert der Schubfestigkeit
k_{mod}	Beiwert zur Berücksichtigung der Lasteinwirkungsdauer nach EN 1995-1-1 [14]
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für Brettschichtholz nach EN 1995-1-1 [14]

10.4 Grundlagen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

10.4.1 Nachweis der Durchbiegungen

Für den Gebrauchtauglichkeitsnachweis wird im Folgenden die elastische Anfangsdurchbiegung, Enddurchbiegung und die Netto Enddurchbiegung ermittelt und mit den Grenzwerten laut EN 1995-1-1 [14] abgeglichen. Der Nachweis für die Anfangsdurchbiegung ist in Formel 10.27 und die Ermittlung der Grenzdurchbiegung in Formel 10.28 aufgezeigt. Für die Enddurchbiegung ist der Nachweis mit Formel 10.29 und 10.30 und für die Netto-Enddurchbiegung mit Formel 10.31 und 10.32 geführt. Da für die Berechnung der End- und Netto-Enddurchbiegung Kriecheinflüsse mitberücksichtigt werden, wird der Verformungsbeiwert k_{def} für Nutzungsklasse 2 verwendet, da die Berechnung somit auf der sicheren Seite liegt.

$$w_{inst} = \sum_{\psi_0} w_{inst} \leq w_{grenz} \quad (10.27)$$

$$w_{grenz} = \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 20,00 \text{ mm} \quad (10.28)$$

$$w_{fin} = \sum_{\psi_0} w_{inst} + \sum w_{creep} \leq w_{grenz} \quad (10.29)$$

$$w_{grenz} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 30,00 \text{ mm} \quad (10.30)$$

$$w_{net,fin} = \sum w_{inst,qs} + \sum w_{creep} - w_c \leq w_{grenz} \quad (10.31)$$

$$w_{grenz} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 24,00 \text{ mm} \quad (10.32)$$

10.4.2 Nachweis der Schwingungen

Ein weiterer Nachweis, welcher geführt wird, ist jener gegen Schwingungen. Hierfür müssen das Eigenfrequenzkriterium und das Steifigkeitskriterium erfüllt werden. Die erste Eigenfrequenz für die Berechnung des Eigenfrequenzkriteriums, wird mittels RSTAB und dem Zusatzmodul DYNAM PRO ermittelt. Für das Steifigkeitskriterium wird eine punktelle Last von 1 kN in Trägermitte aufgebracht und die Durchbiegung errechnet. Die Resultate werden in weiterer Folge mit den Grenzwerten, lt. ÖNORM B 1995-1-1 [15], welche in Tab. 10.6 aufgezeigt sind, abgeglichen.

Tab. 10.6: Grenzwerte des Frequenz- und Steifigkeitskriteriums für Deckenklassen 1 und 2, lt. [15]

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

Die Einteilung der Deckenklassen und deren Grenzwerte werden zusätzlich in Abb. 10.4 veranschaulicht.

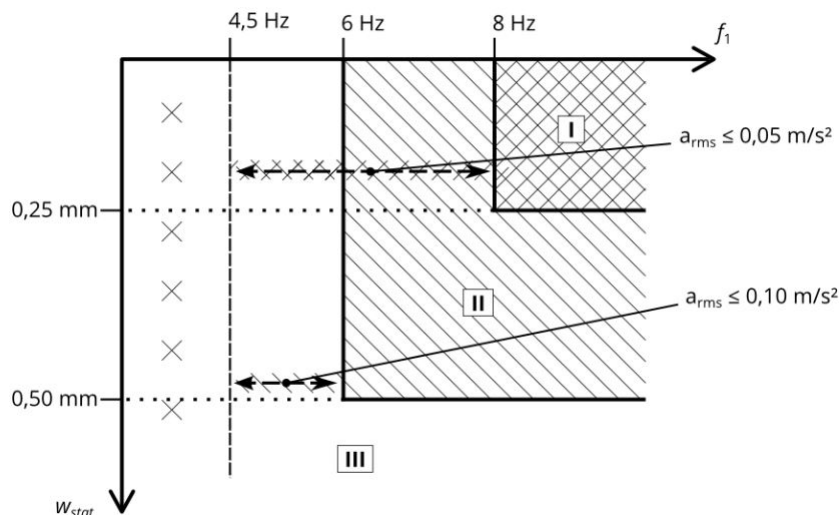


Abb. 10.4: Grenzwerte der jeweiligen Deckenklassen lt. ÖNORM B 1995-1-1, [38]

10.5 Berechnungen für den GZT und GZG

In den folgenden Kapiteln werden die Nachweise auf Basis der oben genannten Formeln und Querschnittswerte für den Versuchsträger mit 6 m Spannweite und insgesamt sechs Kerfen durchgeführt. Des Weiteren wird geprüft, ob eine Reduktion der Kerfenzahl möglich wäre. Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt mit Hilfe des Stabwerkmodells in RSTAB.

10.5.1 Träger mit sechs Kerfen

Auf Basis der Materialeigenschaften in Tab. 10.4 für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mussten die Verbindungssteifigkeiten (EI^*) der Koppelstäbe neu berechnet werden und im Stabwerkmodell adaptiert werden. Die angepassten Werte für die Beton-Holz-Verbindung sind in Tab. 10.7 und jene für die Beton-Stahl-Verbindung in Tab. 10.8 aufgelistet.

Tab. 10.7: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers mit sechs Kerfen den GZT und GZG

Kerfe	z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
Grenzzustand der Tragfähigkeit							
1 + 6	40	100	150	300	150.000	54,51	150
2 + 5	40	100	300	300	150.000	54,51	650
3 + 4	40	100	300	1650	150.000	65,66	1150
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit							
1 + 6	40	100	150	300	225.000	82,77	150
2 + 5	40	100	300	300	225.000	82,77	650
3 + 4	40	100	300	1650	225.000	111,54	1150

Tab. 10.8: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Trägers mit sechs Kerfen für den GZT und GZG

z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
40	99	500	500	1.022.727	710,68	500

Nachweis der Normalspannungen

Die maximalen Schnittgrößen des Stabwerkmodells, bestehend aus Normalkraft und Moment, sind für die beiden Nutzungskategorien, aufgeteilt auf alle drei Materialien, in Tab. 10.9 aufgezeigt.

Tab. 10.9: Schnittgrößen des Trägers mit sechs Kernen

Material	Nutzungs-kategorie	N [kN]	M [kNm]
Beton	B	-285,78	7,84
	C5	-332,90	9,13
Stahl	B	156,35	4,26
	C5	182,13	4,96
Holz	B	129,47	7,43
	C5	150,82	8,65

Auf Basis dieser Werte sind in weiterer Folge mit Hilfe der Querschnittswerte aus Tab. 10.5 und den Formeln 7.1 bis 7.4 die Normalspannungen berechnet worden. Die Ergebnisse sind in Tab. 10.10 aufgelistet und werden dem maximalen Wert der jeweiligen Norm [9], [11] und [14] gegenübergestellt.

Tab. 10.10: Normalspannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Träger mit sechs Kernen

Nutzungs-kategorie	Material	Lage	σ_N [kN/cm ²]	σ_M [kN/cm ²]	σ [kN/cm ²]	σ_{Norm} [kN/cm ²]	σ/σ_{Norm}
B	Beton	Oben	-0,30	-0,61	-0,91	3,00	30,33 %
		Unten	-0,30	0,61	0,31	0,18	Zustand II
	Stahl	Oben	9,65	-11,10	-1,45	35,50	4,08 %
		Unten	9,65	4,70	14,35		40,42 %
	Holz	Oben	0,28	-0,47	-0,19	1,54	12,34 %
		Unten	0,28	0,48	0,76		49,35 %
C5	Beton	Oben	-0,35	-0,71	-1,06	3,00	35,33 %
		Unten	-0,35	0,71	0,37	0,18	Zustand II
	Stahl	Oben	11,24	-12,92	-1,68	35,50	4,73 %
		Unten	11,24	5,47	16,71		47,07 %
	Holz	Oben	0,32	-0,54	-0,22	1,73	12,72 %
		Unten	0,32	0,56	0,88		50,87 %

Da für den Beton an der Unterkante die maximale Zugspannung überschritten wird und sich dieser somit im Zustand II, sich also im gerissenen Zustand befindet, muss die erforderliche Bewehrungsfläche unter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite laut EN 1992-1-1 [9] ermittelt werden. Dies wird für beide Nutzungskategorien durchgeführt.

Berechnung der effektiven Breite

$$l_0 = 600 \text{ cm} \quad (10.33)$$

$$b = 120 \text{ cm} \quad (10.34)$$

$$b_w = 24,0 \text{ cm} \quad (10.35)$$

$$b_1 = \frac{120 - 24}{2} = 48,0 \text{ cm} \quad (10.36)$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 48 + 0,1 \cdot 600 = 69,6 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 600 = 69,6 \text{ cm} \leq 120 \text{ cm} \quad (10.37)$$

$$b_{eff,1} \leq b_1 = 69,6 \text{ cm} \leq 48,0 \text{ cm} \quad \text{nicht erfüllt} \quad (10.38)$$

$$b_{eff} = b = 120,0 \text{ cm} \quad (10.39)$$

Berechnung der erforderlichen Bewehrung in der Zugzone Nutzungskategorie B

$$M_{ed,Feld} = 7,84 \text{ kNm} \quad (10.40)$$

$$d_1 = 3 \text{ cm} \quad (10.41)$$

$$d = 8 - 3 = 5 \text{ cm} \quad (10.42)$$

$$x_B = 5 - \sqrt{5^2 - \frac{2 \cdot 784}{120 \cdot 3,0}} = 0,46 \text{ cm} \quad (10.43)$$

$$A_{s1} = \frac{0,46 \cdot 120 \cdot 3,0}{47,8} = 3,44 \text{ cm}^2 \longrightarrow \varnothing 10/15 \text{ cm} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark \quad (10.44)$$

Berechnung der erforderlichen Bewehrung in der Zugzone Nutzungskategorie C5

$$M_{ed,Feld} = 9,13 \text{ kNm} \quad (10.45)$$

$$d_1 = 3 \text{ cm} \quad (10.46)$$

$$d = 8 - 3 = 5 \text{ cm} \quad (10.47)$$

$$x_B = 5 - \sqrt{5^2 - \frac{2 \cdot 913}{120 \cdot 3,0}} = 0,54 \text{ cm} \quad (10.48)$$

$$A_{s1} = \frac{0,54 \cdot 120 \cdot 3,0}{47,8} = 4,04 \text{ cm}^2 \longrightarrow \varnothing 10/15 \text{ cm} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark \quad (10.49)$$

Nachweis der maximalen Kraft in der Kervenflanke

Der Nachweis in den Kerven vergleicht die maximale Kervenkraft mit den ermittelten Grenzwerten aus den Formeln 10.13 bis 10.20. Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse ist in Tab. 10.11 aufgezeigt.

Tab. 10.11: Maximale Kerkraft R_d für den Träger mit sechs Kerven

Nutzungs-kategorie	R_d [kN]	F_d [kN]	Ausnutzung
B	45,50	82,94	54,86 %
	45,50	64,83	70,18 %
	45,50	162	28,09 %
C5	53,02	93,31	56,82 %
	53,02	72,94	72,69 %
	53,02	162	32,73 %

Nachweis der Schubspannungen im Holz

Für die Ermittlung der Schubspannungen wird das aufgezeigte Verfahren aus Kapitel 10.3 angewendet. Hierfür wird das in Abb. 10.2 definierte Teilstück verwendet. Die im Teilstück vorhandenen Schnittgrößen werden an den jeweiligen Schnittflächen aus dem Stabwerksmodell entnommen. Die daraus resultierende Kraft R in der Verbundfuge ergibt sich aus der Differenz der beiden Normalkräfte (siehe als Bsp. Formel 10.50 für die Nutzungskategorie B). Diese entspricht ebenfalls der Kraft in der Flanke der rechten Kerbe im Teilstück.

$$R = N_R - N_L = 129,47 - 83,98 = 45,50 \text{ kN} \quad (10.50)$$

Die Ermittlung der Normalspannungen an der Ober- bzw. Unterkante in den Schnittflächen des Teilstücks erfolgte ident zur Berechnung der maximalen Normalspannungen im Träger. Die Querschnittswerte können deshalb ebenfalls Tab. 10.5 in Kapitel 10.3 entnommen werden.

Die ermittelten Schnittgrößen und die daraus resultierenden Normalspannung werden in Tab. 10.12 aufgezeigt und in Abb. 10.5 exemplarisch für die Nutzungskategorie B dargestellt

Tab. 10.12: Schnittgrößen und Normalspannungen zur Ermittlung der Schubspannungen im Holz des Trägers mit sechs Kerven

Nutzungs-kategorie	Material	N [kN]	M [kNm]	R [kN]	σ_o [kN/cm ²]	σ_u [kN/cm ²]
B	Links	83,98	0,29	45,50	0,162	0,199
	Rechts	129,47	1,20		0,202	0,355
C5	Links	97,83	0,39	53,02	0,191	0,235
	Rechts	150,82	1,40		0,236	0,414

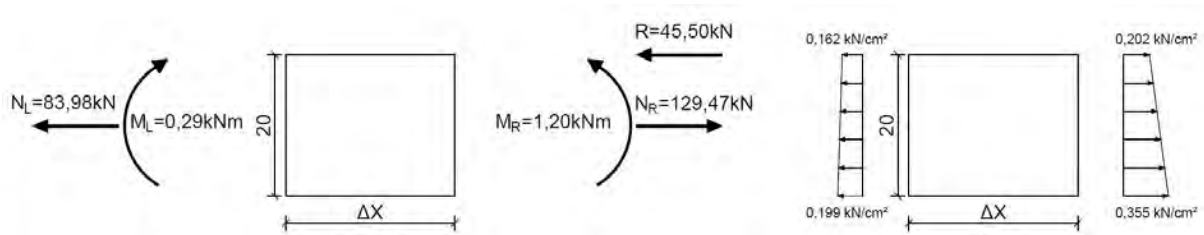
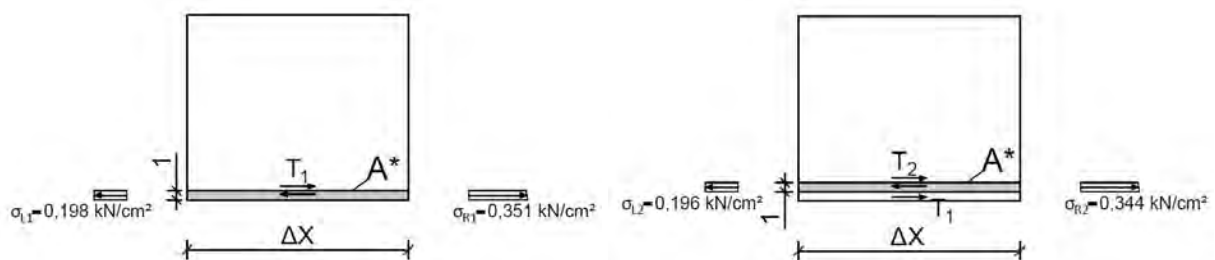


Abb. 10.5: Schnittgrößen und daraus resultierende Normalspannungen im betrachteten Teilstück des Holzes mit $\Delta x = 50 \text{ cm}$, Nutzungskategorie B

Der nächste Schritt sieht vor, anhand der ermittelten Normalspannungen, die Schubkräfte im Teilstück zu ermitteln. Hierfür wird der Holzquerschnitt in Lamellen mit einer Höhe von 1 cm unterteilt. Anhand der dadurch entstehenden Fläche $A^* = 24 \cdot 1 = 24 \text{ cm}^2$ kann die Schubkraft $T_{(z)}$ anhand Formel 10.22 aus Kapitel 10.3 berechnet werden. In Abb. 10.6 werden die dazu notwendigen Spannungen exemplarisch für die erste und zweite Lamelle der Nutzungskategorie B aufgezeigt.



(a) Ermittlung der Schubkraft in der ersten Lamelle (b) Ermittlung der Schubkraft in der zweiten Lamelle

Abb. 10.6: Beispielhafte Ermittlung der Schubkraft im betrachteten Teilstück des Holzes mit $\Delta x = 50 \text{ cm}$, Nutzungskategorie B

Anhand dieser Werte werden in Formel 10.51 und 10.52 die Schubkräfte für die erste und zweite Lamelle berechnet.

$$T_1 = \sigma_{R1} \cdot A^* - \sigma_{L1} \cdot A^* = 0,351 \cdot 24 - 0,198 \cdot 24 = 3,68 \text{ kN} \quad (10.51)$$

$$T_2 = \sigma_{R2} \cdot A^* - \sigma_{L2} \cdot A^* = 0,344 \cdot 24 - 0,196 \cdot 24 = 3,54 \text{ kN} \quad (10.52)$$

Die ermittelten Schubkräfte bilden nun die Basis für die Berechnung der vorhandenen Schubspannung in der jeweiligen Lamelle. Die Fläche zur Ermittlung dieser setzt sich zum einen aus der Breite $b = 24 \text{ cm}$ des Holzquerschnitts und zum anderen aus einer gewählten Einflusslänge Δl zusammen. Diese Länge wird im hier aufgezeigten Beispiel mit $\Delta l = \Delta x = 50 \text{ cm}$ gewählt.

Die Berechnungen der Schubspannungen werden in Formel 10.53 und 10.54 exemplarisch für die erste und zweite Lamelle der Nutzungskategorie B aufgezeigt.

$$\tau_1 = \frac{T_1}{b \cdot \Delta l} = \frac{3,68}{24 \cdot 50} = 0,003 \text{ kN/cm}^2 \quad (10.53)$$

$$\tau_2 = \tau_1 + \frac{T_2}{b \cdot \Delta l} = 0,003 + \frac{3,54}{24 \cdot 50} = 0,006 \text{ kN/cm}^2 \quad (10.54)$$

Dieses Verfahren wird bis zum Erreichen der Holzoberkante fortgesetzt und ergibt an der Fuge, für Nutzungskategorie B, den Wert laut Formel 10.55.

$$\tau_{Fuge} = \frac{R}{b \cdot \Delta l} = \frac{45,50}{24 \cdot 50} = 0,038 \text{ kN/cm}^2 \quad (10.55)$$

Es gilt noch zu erwähnen, dass die Schubspannungen im Bereich der Aussparung, welche den Stahluntergurt aufnimmt, lokal erhöht sind. In diesem Bereich wird die Breite bei der Ermittlung der Schubspannungen von 24 cm auf 10 cm reduziert.

Da die in der horizontalen Ebene berechneten Schubkräfte abhängig von der Koordinate z sind (siehe Abb. 10.3), variieren auch die Schubspannungen in Abhängigkeit zu dieser. Um diese somit abbilden zu können, muss die vertikale Ebene und somit der Holzquerschnitt betrachtet werden.

Der aus den Berechnungen resultierende vertikale Schubspannungsverlauf der Nutzungskategorie B wird in Abb. 10.7 dem Holzquerschnitt gegenübergestellt.

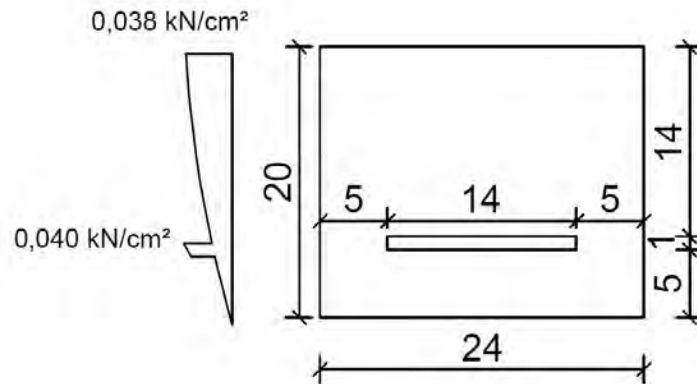


Abb. 10.7: Schubspannungsverlauf inklusive Maximalwerte für die Nutzungskategorie B, $\Delta l = 50 \text{ cm}$

Für einen weiteren Beweis dieser Theorie wurden die Schubspannungen klassisch anhand der in der linken Schnittfläche auftretenden Querkraft berechnet. Diese beträgt in diesem Bereich $Q = 11,36 \text{ kN}$. In Abb. 10.8 sind beide Schubspannungsverläufe einander gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass der Schubspannungsverlauf für eine reine Querkraft keinen Schub in der Verbundfuge berücksichtigt und somit keine Spannungen in der Holzoberkante vorhanden sind.

In Abb. 10.8 werden die Flächen der beiden Verläufe miteinander verglichen. Es zeigt sich, dass diese mit $A = 0,0050$ und $A = 0,0051$ nahezu ident sind.

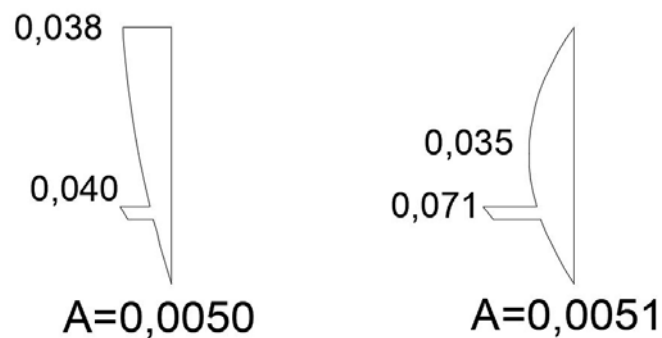


Abb. 10.8: Vergleich der Flächen der Schubspannungsverläufe

Die auf Basis der oben genannten Formeln ermittelten Schubspannungen werden nun in Tab. 10.13 aufgezeigt und mit dem Grenzwert lt. Norm verglichen. Zusätzlich zur Einflusslänge $\Delta l = 50 \text{ cm}$ wird diese auf $\Delta l = 24 \text{ cm}$ verringert. Dieser Wert entspricht der maximalen Länge ($8 \cdot \text{Kervertiefe}$) auf Abscheren im Vorholzbereich lt. ÖNORM B 1995-1-1 [15]. Da laut [28] die maximale Länge, in welcher Schubspannungen im Bereich der Kerven auftreten, $4,9 \cdot \text{Kervertiefe} = 4,9 \cdot 3,0 = 15,0 \text{ cm}$ beträgt, werden diese auch auf diese Einflusslänge ($\Delta l = 15,0 \text{ cm}$) berechnet.

Für die Ermittlung der Schubspannungen kamen lediglich die Schnittgrößen aus Tab. 10.12 zur Anwendung. Es sei wiederholt zu betonen, dass dieses Verfahren eine Vereinfachung darstellt.

Tab. 10.13: Schubspannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Träger mit sechs Kerven

Nutzungs-kategorie	Δl	Lage	τ [kN/cm ²]	τ_{Norm} [kN/cm ²]	Ausnutzung
B	50 cm	Verbundfuge	0,038	0,16	23,75 %
		Aussparung	0,040		25,00 %
	24 cm	Verbundfuge	0,079	0,16	49,38 %
		Aussparung	0,083		51,88 %
	15 cm	Verbundfuge	0,126	0,16	78,75 %
		Aussparung	0,133		83,13 %
C5	50 cm	Verbundfuge	0,044	0,18	24,44 %
		Aussparung	0,046		25,56 %
	24 cm	Verbundfuge	0,092	0,18	51,11 %
		Aussparung	0,096		53,33 %
	15 cm	Verbundfuge	0,147	0,18	81,67 %
		Aussparung	0,153		85,00 %

Ein grafischer Verlauf der in Tab. 10.13 angegebenen Schubspannungen befindet sich in Anhang B.

Nachweis der Durchbiegungen

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit werden die Durchbiegungen nach den Formeln 10.27 bis 10.32 berechnet. Die Ergebnisse für die Nutzungskategorie B sind in den Formeln 10.56 bis 10.58 und jene für die Nutzungskategorie C5 in den Formeln 10.59 bis 10.61 angeführt.

Nutzungskategorie B

$$w_{inst} = 10,26 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.56)$$

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = 10,26 + 6,70 \cdot 0,8 = 15,62 < 30 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.57)$$

$$w_{net,fin} = w_{inst,qs} + w_{creep} = 6,70 \cdot (1 + 0,8) = 12,06 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.58)$$

Nutzungskategorie C5

$$w_{inst} = 11,87 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.59)$$

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = 11,87 + 9,19 \cdot 0,8 = 19,22 < 30 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.60)$$

$$w_{net,fin} = w_{inst,qs} + w_{creep} = 9,19 \cdot (1 + 0,8) = 16,54 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.61)$$

Nachweis der Schwingungen

Für den Schwingungsnachweis wird die erste Eigenfrequenz mittels RSTAB berechnet. Hierfür ist das Eigengewicht des Trägers sowie die darauf befindliche ständige Last in Form des Fußbodenaufbaus berücksichtigt. Die gesamte Masse beträgt somit 2785 kg. Die Biegesteifigkeit des Estrichs ist in Form eines losen Verbundes mit der Betonplatte ebenfalls berücksichtigt. Der E-Modul des Estrichs beträgt hierfür 2000 kN/cm² und liegt somit auf der sicheren Seite.

Für das Steifigkeitskriterium wird eine Einzellast von 1 kN in Trägermitte angesetzt und ebenfalls die Biegesteifigkeit des Estrichs mit angesetzt. Die mitwirkende Breite beträgt $b_F = 1,20 \text{ m}$.

Die Grenzwerte ergeben sich aus Tab. 10.6. Das Eigenfrequenzkriterium wird in Formel 10.62 und das Steifigkeitskriterium in Formel 10.63 angegeben.

$$8,26 \text{ Hz} \geq 8,00 \text{ Hz} \quad \text{Deckenklasse I} \quad (10.62)$$

$$0,23 \text{ mm} \leq 0,25 \text{ mm} \quad \text{Deckenklasse I} \quad (10.63)$$

10.5.2 Träger mit vier Kerven

Aufgrund des Entfalls von zwei Kerven mussten die Verbindungssteifigkeiten (EI^*) der Koppelstäbe für die Beton-Holz-Verbindung neu berechnet werden. Diese sind in Tab. 10.14 aufgezeigt. Jene für die Beton-Stahl-Verbindung bleiben ident zu jenen aus Tab. 10.8 aus Kapitel 10.5.1.

Tab. 10.14: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers mit vier Kerfen

Kerfe	z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
Grenzzustand der Tragfähigkeit							
1 + 6	40	100	150	300	150.000	54,51	150
2 + 5	40	100	300	2150	150.000	72,38	650
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit							
1 + 6	40	100	150	300	225.000	82,77	150
2 + 5	40	100	300	2150	225.000	132,46	650

Nachweis der Normalspannungen

Die maximalen Schnittgrößen des Stabwerkmodells, bestehend aus Normalkraft und Moment, sind für die beiden Nutzungskategorien, aufgeteilt auf alle drei Materialien in Tab. 10.15 aufgezeigt.

Tab. 10.15: Schnittgrößen des Trägers mit vier Kerfen

Material	Nutzungs- kategorie	N [kN]	M [kNm]
Beton	B	-279,15	8,22
	C5	-325,16	9,58
Stahl	B	166,37	4,47
	C5	193,79	5,21
Holz	B	112,83	7,81
	C5	131,44	9,10

Auf Basis dieser Werte werden in weiterer Folge wieder mit Hilfe der Querschnittswerte aus Tab. 10.5 und den Formeln 7.1 bis 7.4 die Normalspannungen berechnet. Diese sind in Tab. 10.16 aufgezeigt und werden dem maximalen Wert der jeweiligen Norm [9], [11] und [14] gegenübergestellt.

Tab. 10.16: Normalspannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Träger mit vier Kernen

Nutzungs-kategorie	Material	Lage	σ_N [kN/cm ²]	σ_M [kN/cm ²]	σ [kN/cm ²]	σ_{Norm} [kN/cm ²]	σ/σ_{Norm}
B	Beton	Oben	-0,29	-0,64	-0,93	3,00	31,00 %
		Unten	-0,29	0,64	0,35	0,18	Zustand II
	Stahl	Oben	10,26	-11,65	-1,39	35,50	3,92 %
		Unten	10,26	4,93	15,19		42,79 %
	Holz	Oben	0,24	-0,49	-0,25	1,54	16,23 %
		Unten	0,24	0,50	0,74		48,05 %
C5	Beton	Oben	-0,34	-0,75	-1,09	3,00	36,33 %
		Unten	-0,34	0,75	0,41	0,18	Zustand II
	Stahl	Oben	11,95	-13,58	-1,63	35,50	4,59 %
		Unten	11,95	5,75	17,70		49,86 %
	Holz	Oben	0,28	-0,57	-0,29	1,73	16,76 %
		Unten	0,28	0,59	0,87		50,29 %

Für den Beton wird die erforderliche Bewehrungsfläche laut EN 1992-1-1 [9] berechnet. Die Ermittlung der effektiven Breite ist nicht notwendig, da diese, wie in Kapitel 10.5.1 ermittelt, mit 120 cm die gesamte Plattenbreite umfasst. Die Berechnungen werden für beide Nutzungskategorien durchgeführt.

Berechnung der erforderlichen Bewehrung in der Zugzone Nutzungskategorie B

$$M_{ed,Field} = 8,22 \text{ kNm} \quad (10.64)$$

$$d_1 = 3 \text{ cm} \quad (10.65)$$

$$d = 8 - 3 = 5 \text{ cm} \quad (10.66)$$

$$x_B = 5 - \sqrt{5^2 - \frac{2 \cdot 822}{120 \cdot 3,0}} = 0,48 \text{ cm} \quad (10.67)$$

$$A_{s1} = \frac{0,48 \cdot 120 \cdot 3,0}{47,8} = 3,61 \text{ cm}^2 \longrightarrow \varnothing 10/15 \text{ cm} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark \quad (10.68)$$

Berechnung der erforderlichen Bewehrung in der Zugzone Nutzungskategorie C5

$$M_{ed,Field} = 9,58 \text{ kNm} \quad (10.69)$$

$$d_1 = 3 \text{ cm} \quad (10.70)$$

$$d = 8 - 3 = 5 \text{ cm} \quad (10.71)$$

$$x_B = 5 - \sqrt{5^2 - \frac{2 \cdot 958}{120 \cdot 3,0}} = 0,56 \text{ cm} \quad (10.72)$$

$$A_{s1} = \frac{0,57 \cdot 120 \cdot 3,0}{47,8} = 4,25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \varnothing 10/15 \text{ cm} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark \quad (10.73)$$

Nachweis der maximalen Kraft in der Kervenflanke

Der Nachweis in den Kerven vergleicht die maximale Kervenkraft mit den ermittelten Grenzwerten aus den Formeln 10.13 bis 10.20. Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse ist in Tab. 10.17 aufgezeigt.

Tab. 10.17: Maximale Kervenkraft R_d für den Träger mit vier Kerven

Nutzungs-kategorie	R_d [kN]	F_d [kN]	Ausnutzung
B	64,70	82,94	78,01 %
	64,70	64,83	99,80 %
	64,70	162	39,94 %
C5	75,36	93,31	80,76 %
	75,36	72,94	103,32 %
	75,36	162	46,52 %

Nachweis der Schubspannungen im Holz

Der Nachweis der Schubspannungen wurde ident zu jenem in Kapitel 10.5.1 geführt. Die dafür notwendigen Schnittgrößen und Normalspannungen in den Schnittflächen des Teilstücks sind in Tab. 10.18 aufgezeigt.

Tab. 10.18: Schnittgrößen und Normalspannungen zur Ermittlung der Schubspannungen des Trägers mit vier Kerven

Nutzungs-kategorie	Material	N [kN]	M [kNm]	R [kN]	σ_o [kN/cm ²]	σ_u [kN/cm ²]
B	Links	48,16	-2,45	64,70	0,257	-0,055
	Rechts	112,83	-1,77		0,353	0,128
C5	Links	56,12	-2,85	75,36	0,300	-0,063
	Rechts	131,44	-2,06		0,412	0,149

Auf Basis dieser Werte werden die Schubkräfte in den einzelnen Lamellen und daraus resultierend die Schubspannungen berechnet. Die dadurch ermittelten Maximalwerte, welche im Bereich der Verbundfuge und der Aussparung auftreten, sind in Tab. 10.19 aufgelistet. Es ist zu erkennen, dass aufgrund des negativen Moments die maximale Schubspannung in der Verbundfuge auftritt und nicht wie beim Träger mit sechs Kerven in der Aussparung.

Tab. 10.19: Schubspannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Träger mit vier Kernen

Nutzungs-kategorie	Δl	Lage	τ [kN/cm ²]	τ_{Norm} [kN/cm ²]	Ausnutzung
B	50 cm	Verbundfuge	0,054	0,16	33,75 %
		Aussparung	0,049		30,63 %
	24 cm	Verbundfuge	0,112	0,16	70,00 %
		Aussparung	0,102		63,75 %
	15 cm	Verbundfuge	0,180	0,16	112,50 %
		Aussparung	0,163		101,88 %
C5	50 cm	Verbundfuge	0,063	0,18	35,00 %
		Aussparung	0,057		31,67 %
	24 cm	Verbundfuge	0,131	0,18	72,78 %
		Aussparung	0,119		66,11 %
	15 cm	Verbundfuge	0,209	0,18	116,11 %
		Aussparung	0,191		106,11 %

Ein grafischer Verlauf der in Tab. 10.19 angegebenen Schubspannungen befindet sich in Anhang B.

Nachweis der Durchbiegungen

Der Nachweis der Durchbiegung wird ident zu Kapitel 10.5.1 geführt. Die Ergebnisse für die Nutzungskategorie B sind in den Formeln 10.74 bis 10.76 und jene für die Nutzungskategorie C5 in den Formeln 10.77 bis 10.79 angeführt.

Nutzungskategorie B

$$w_{inst} = 10,63 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.74)$$

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = 10,63 + 6,94 \cdot 0,8 = 16,18 < 30 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.75)$$

$$w_{net,fin} = w_{inst,qs} + w_{creep} = 6,94 \cdot (1 + 0,8) = 12,49 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.76)$$

Nutzungskategorie C5

$$w_{inst} = 12,30 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.77)$$

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = 12,30 + 9,53 \cdot 0,8 = 19,92 < 30 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.78)$$

$$w_{net,fin} = w_{inst,qs} + w_{creep} = 9,53 \cdot (1 + 0,8) = 17,15 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.79)$$

Nachweis der Schwingungen

Der Schwingungsnachweis wird identisch zu jenem aus Kapitel 10.5.1 geführt. Das Eigenfrequenzkriterium wird in Formel 10.80 und das Steifigkeitskriterium in Formel 10.81 angegeben.

$$8,12 \text{ Hz} \geq 8,00 \text{ Hz} \quad \text{Deckenklasse I} \quad (10.80)$$

$$0,24 \text{ mm} \leq 0,25 \text{ mm} \quad \text{Deckenklasse I} \quad (10.81)$$

10.5.3 Träger mit zwei Kerwen

Wie schon in Kapitel 10.5.2 mussten aufgrund des Entfalls von zwei Kerwen die Verbindungssteifigkeiten (EI^*) der Koppelstäbe für die Beton-Holz-Verbindung neu berechnet werden. Diese sind in Tab. 10.20 aufgezeigt. Jene für die Beton-Stahl-Verbindung bleiben ident zu jenen aus Tab. 10.8 aus Kapitel 10.5.1.

Tab. 10.20: Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers mit zwei Kerwen

Kerwe	z_B [mm]	z_H [mm]	e_l [mm]	e_r [mm]	K_s [kN/m]	EI^* [kN/m ²]	Lage [mm]
Grenzzustand der Tragfähigkeit							
1 + 6	40	100	150	2650	150.000	85,67	150
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit							
1 + 6	40	100	150	2650	225.000	184,93	150

Nachweis der Normalspannungen

Die maximalen Schnittgrößen des Stabwerkmodells, bestehend aus Normalkraft und Moment, sind für die beiden Nutzungskategorien, und aufgeteilt auf die drei Materialien, in Tab. 10.21 aufgezeigt.

Tab. 10.21: Schnittgrößen des Trägers mit zwei Kerwen

Material	Nutzungs-kategorie	N [kN]	M [kNm]
Beton	B	-270,87	8,71
	C5	-315,53	10,14
Stahl	B	179,30	4,72
	C5	208,86	5,49
Holz	B	91,66	8,28
	C5	106,74	9,65

Auf Basis dieser Werte werden in weiterer Folge wieder mit Hilfe der Querschnittswerte aus Tab. 10.5 und den Formeln 7.1 bis 7.4 die Normalspannungen berechnet. Diese sind in Tab. 10.22 aufgezeigt und werden dem maximalen Wert der jeweiligen Norm [9], [11] und [14] gegenübergestellt.

Tab. 10.22: Normalspannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Träger mit zwei Kerben

Nutzungs-kategorie	Material	Lage	σ_N [kN/cm ²]	σ_M [kN/cm ²]	σ [kN/cm ²]	σ_{Norm} [kN/cm ²]	σ/σ_{Norm}
B	Beton	Oben	-0,28	-0,68	-0,96	3,00	32,00 %
		Unten	-0,28	0,68	0,40	0,18	Zustand II
	Stahl	Oben	11,06	-12,30	-1,24	35,50	3,49 %
		Unten	11,06	5,21	16,27		45,83 %
	Holz	Oben	0,20	-0,52	-0,32	1,54	20,78 %
		Unten	0,20	0,53	0,73		47,40 %
C5	Beton	Oben	-0,33	-0,79	-1,12	3,00	37,33 %
		Unten	-0,33	0,79	0,46	0,18	Zustand II
	Stahl	Oben	12,88	-14,30	-1,42	35,50	4,00 %
		Unten	12,88	6,06	18,94		53,35 %
	Holz	Oben	0,23	-0,61	-0,38	1,73	21,97 %
		Unten	0,23	0,62	0,85		49,13 %

Für den Beton wird die erforderliche Bewehrungsfläche laut EN 1992-1-1 [9] berechnet. Die Ermittlung der effektiven Breite ist nicht erforderlich, da diese, wie in Kapitel 10.5.1 ermittelt, mit 120 cm die gesamte Plattenbreite umfasst. Die Berechnungen werden für beide Nutzungskategorien durchgeführt.

Berechnung der erforderlichen Bewehrung in der Zugzone Nutzungskategorie B

$$M_{ed,Field} = 8,71 \text{ kNm} \quad (10.82)$$

$$d_1 = 3 \text{ cm} \quad (10.83)$$

$$d = 8 - 3 = 5 \text{ cm} \quad (10.84)$$

$$x_B = 5 - \sqrt{5^2 - \frac{2 \cdot 871}{120 \cdot 3,0}} = 0,51 \text{ cm} \quad (10.85)$$

$$A_{s1} = \frac{0,51 \cdot 120 \cdot 3,0}{47,8} = 3,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \varnothing 10/15 \text{ cm} = 5,24 \text{ cm}^2/m \quad (10.86)$$

Berechnung der erforderlichen Bewehrung in der Zugzone Nutzungskategorie C5

$$M_{ed,Field} = 10,14 \text{ kNm} \quad (10.87)$$

$$d_1 = 3 \text{ cm} \quad (10.88)$$

$$d = 8 - 3 = 5 \text{ cm} \quad (10.89)$$

$$x_B = 5 - \sqrt{5^2 - \frac{2 \cdot 1014}{120 \cdot 3,0}} = 0,60 \text{ cm} \quad (10.90)$$

$$A_{s1} = \frac{0,60 \cdot 120 \cdot 3,0}{47,8} = 4,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \varnothing 10/15 \text{ cm} = 5,24 \text{ cm}^2/m \quad (10.91)$$

Nachweis der maximalen Kraft in der Kervenflanke

Der Nachweis in den Kerven vergleicht die maximale Kervenkraft mit den ermittelten Grenzwerten aus den Formeln 10.13 bis 10.20. Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse ist in Tab. 10.23 aufgezeigt.

Tab. 10.23: Maximale Kervenkraft R_d für den Träger mit zwei Kerven

Nutzungs-kategorie	R_d [kN]	F_d [kN]	Ausnutzung
B	91,52	82,94	110,34 %
	91,52	64,83	141,17 %
	91,52	162,00	56,49 %
C5	106,60	93,31	114,24 %
	106,60	72,94	146,15 %
	106,60	162,00	65,80 %

Nachweis der Schubspannungen im Holz

Die in den Kapiteln 10.5.1 und 10.5.2 aufgezeigte Methode ist für den Randbereich (fehlen von Schnittgrößen in der linken Schnittfläche) nicht vernünftig anwendbar. Da zusätzlich auch keine aussagekräftigen Ergebnisse geliefert werden können wird der Nachweis der Schubspannungen für diesen Träger nicht geführt.

Hinzu kommt auch, dass die Nachweise im Bereich der Kervenflanken, bezogen auf das Abscheren im Vorholzbereich, für beide Nutzungskategorien bereits stark überschritten wurden. Somit könnte dieser Träger in der vorliegenden Variante nicht zur Ausführung kommen.

Nachweis der Durchbiegungen

Der Nachweis der Durchbiegung wird ident zu Kapitel 10.5.1 geführt. Die Ergebnisse für die Nutzungskategorie B sind in den Formeln 10.92 bis 10.94 und jene für die Nutzungskategorie C5 in den Formeln 10.95 bis 10.97 angeführt.

Nutzungskategorie B

$$w_{inst} = 11,22 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.92)$$

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = 11,22 + 7,33 \cdot 0,8 = 17,08 < 30 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.93)$$

$$w_{net,fin} = w_{inst,qs} + w_{creep} = 7,33 \cdot (1 + 0,8) = 13,19 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.94)$$

Nutzungskategorie C5

$$w_{inst} = 12,97 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.95)$$

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = 12,97 + 10,05 \cdot 0,8 = 21,01 < 30 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.96)$$

$$w_{net,fin} = w_{inst,qs} + w_{creep} = 10,05 \cdot (1 + 0,8) = 18,09 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (10.97)$$

Nachweis der Schwingungen

Der Schwingungsnachweis wird identisch zu jenem aus Kapitel 10.5.1 geführt. Das Eigenfrequenzkriterium ist in Formel 10.98 und das Steifigkeitskriterium in Formel 10.99 angegeben.

$$7,91 \text{ Hz} \geq 6,00 \text{ Hz} \quad \text{Deckenklasse II} \quad (10.98)$$

$$0,26 \text{ mm} \leq 0,50 \text{ mm} \quad \text{Deckenklasse II} \quad (10.99)$$

10.6 Interpretation der Ergebnisse

Grenzzustand der Tragfähigkeit - Normalspannungen

Die Berechnungen zeigen, dass für den Träger mit sechs Kerven rechnerisch noch Tragreserven vorhanden wären. Die höchste Auslastung befindet sich im Holzträger mit 50,87 % für die Nutzungskategorie C5.

Für den Träger mit vier Kerven konnte anhand der berechneten Schnittgrößen festgestellt werden, dass sich die Biegemomente in allen drei Materialien erhöht haben. Im Bereich der Normalkräfte ist jedoch eine Umlagerung in Richtung des Stahlträgers zu erkennen. Dies ist auf die verringerte Verbindungssteifigkeit zwischen Beton und Holz aufgrund der fehlenden zwei Kerven zurückzuführen. Wegen des höheren Biegemoments und der verringerten Normalkraft würden sich die Druckspannungen in der Holzoberkante erhöhen, wohingegen sich die Zugspannungen an der Holzunterkante geringfügig verringern würden. Mit 50,29 % Auslastung wären auch für diesen Träger Reserven vorhanden.

Das rechnerische Verhalten des Trägers mit zwei Kerven zeigte sich ähnlich zu jenem des Trägers mit vier Kerven. Es würde eine weitere Kraftumlagerung hin zum Stahlträger stattfinden und die Normalspannungen in diesem erhöhen. Die Druckspannungen im Holz würden steigen, wohingegen die Zugspannungen sinken würden. Die maximale Auslastung wäre mit 53,35 % im Stahlträger zu verzeichnen.

Im Beton wären für alle drei Träger noch Tragreserven an der Oberseite vorhanden. An der Unterseite ist eine Bewehrung erforderlich, da die vorhandenen Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten würden.

Grenzzustand der Tragfähigkeit - Maximale Kraft in der Kervenflanke

Der Nachweis für die maximale Kervenkraft wäre für den Träger mit sechs Kerven erfüllt und es wären zusätzlich noch genügend Reserven vorhanden.

Für den Träger mit vier Kerven zeigt sich, dass eine Ausführung des Trägers für die Nutzungskategorie B möglich wäre. Die Kervenkraft des Lastfalls der Nutzungskategorie C5 überschreitet den Abscherwiderstand um ca. 3 %. Hier würde sich jedoch eine Vertiefung der Kerne von 30 mm auf 35 mm anbieten, um diesen Nachweis zu erfüllen.

Für den Träger mit zwei Kerven wird der Abscherwiderstand für beide Nutzungskategorien überschritten. Des Weiteren wäre für die Nutzungskategorie C5 die Tragfähigkeit der Kervenflanke

auf Druck nicht erfüllt. Um den Nachweis des Abscherwiderstandes für beide Nutzungskategorien zu erfüllen, müsste die Kervertiefe auf 45 mm erhöht werden.

Grenzzustand der Tragfähigkeit - Schubspannungen im Holz

Wie schon erwähnt stellt das angewendete Verfahren zur Ermittlung der Schubspannungen eine Vereinfachung dar.

Es zeigt sich beim Träger mit sechs Kerven, dass die Grenzwerte bei beiden Belastungen nicht überschritten werden. Die maximalen Spannungen treten bei diesem Träger immer im Bereich der Aussparung auf.

Beim Träger mit vier Kerven ist ersichtlich, dass es aufgrund des negativen Biegemoments in beiden Lastfällen zu einer Verlagerung der maximalen Schubspannung kommt. Diese liegt nun nicht mehr im Bereich der Aussparung sondern in der Verbundfuge. Es zeigt sich auch, dass für beide Nutzungskategorie der Grenzwert der Schubspannung in der Verbundfuge und in der Aussparung bei $\Delta l = 15 \text{ cm}$ überschritten wird.

Da diese Methode wie schon erwähnt eine Vereinfachung darstellt, müssten noch weitere Untersuchungen im Bereich der Kerven, z.B. mit Hilfe von detaillierten FE-Modellen, durchgeführt werden. Durch diese wäre es möglich, eine exakte Aussage über das Verhalten in der Verbundfuge und auch im Bereich der Kervenflanken zu treffen.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegung

Beim Nachweis der Durchbiegung zeigt sich, dass dieser für alle Träger erfüllt wäre und noch Reserven zur maximalen Durchbiegung vorhanden sind.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit - Schwingung

Der Nachweis der Eigenfrequenz wäre für den Träger mit sechs Kerven und mit vier Kerven laut ÖNORM B 1995-1-1 [15] für die Deckenklasse I erfüllt.

Das Steifigkeitskriterium wäre ebenfalls für den Träger mit sechs Kerven und mit vier Kerven für die Deckenklasse I erfüllt.

Der Träger mit zwei Kerven würde für beide Nachweise nur Deckenklasse II erfüllen. Es gilt jedoch zu beachten, dass dieser aufgrund des Überschreitens der maximalen Kervenkraft und dem Nichterfüllen der Nachweise in dieser Form nicht zur Ausführung kommen könnte.

Kapitel 11

Zusammenfassung

11.1 Herstellung der Träger

Die Herstellung der Träger gestaltete sich trotz des komplexen Aufbaus als einfach und ähnlich zu klassischen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Grund dafür war unter anderem die Anwendung von exakt vorgefertigten Holz- und Stahlelementen, so dass diese nur mehr zusammengesetzt und die Betonplatte betoniert werden mussten.

Eine Schwierigkeit bestand im Verlegen der Bewehrung. Geplant war eine Bewehrungsmatte mit einem Raster von 15x15 cm. Durch die Abstände der einzelnen Puzzleteile von 15 cm sollten die einzelnen Bewehrungsstäbe exakt in die Zwischenräume passen. Da die bestellten Matten allerdings nicht immer exakt den Abstand von 15 cm einhielten, mussten zwei Überlappungsstöße in den Drittelpunkten hergestellt werden, um ein Einlegen in die Zwischenräume zu ermöglichen.

Die Verwendung von SCC ergab sich aus der Erfahrung vorausgehender Untersuchungen von Holz-Leichtbeton-Verbunddecken (siehe hierfür [25]). Auf Basis dieser Tests konnte festgestellt werden, dass bei Verwendung von Normalbeton die Verbundwirkung in den Kernen, aufgrund des Schwindens, nicht mehr gewährleistet werden konnte. Daher wurde die Rezeptur des Betons so gewählt, um das Schwinden in den Kernen so gering wie möglich zu halten.

Trotz der prinzipiell einfachen Herstellung gilt zu beachten, dass die Herstellung dieses Prototyps der Decke im Vergleich zu einer normalen Stahlbetondecke aufwendiger ist. Durch eine Optimierung im Herstellungsprozess, z.B. in Form von Fertigteilen, wäre diese Bauweise durchaus eine Alternative zu gewöhnlichen Beton- oder Holz-Beton-Verbunddecken.

11.2 Biegeversuchsreihe

Bei den Biegeversuchen der Träger mit 6 m Spannweite konnten nahezu ähnliche Versuchsergebnisse protokolliert werden. Da Holz das schwächste der drei Materialien darstellt, wurde vermutet, dass dieses als erstes Versagen würde. Diese Vermutung konnte durch die Versuche bestätigt werden. Aufgrund der Stahlträger waren nach Erreichen der Maximallast noch ausreichend Tragreserven vorhanden. Bedingt war dies dadurch, dass der Stahl aufgrund der kompletten Umhüllung durch das Holz am Biegedrillknicken gehindert war. Auffällig war auch, dass der Beton keine erwähnenswerten Risse zeigte.

Die Messungen im Bereich der Trägerenden zur Aufzeichnung der Relativverschiebung zwischen Betonplatte und Brettschichtholz zeigten keine nennenswerten Verschiebungen. Auch die Aufzeichnungen für die Abhebung der Betonplatte vom Holzträger zeigten keine relevanten Ergebnisse. Die ermittelten Werte waren für beide Messungen vernachlässigbar klein.

Die zweite Biegeversuchsreihe stellten die zwei Langzeitträger mit einer Spannweite von 4 m dar. Der Unterschied der beiden Träger war, dass Träger K03 mit einem Stahlträger ausgestattet war und K04 nicht. Aufgrund des Stahls erreichte Träger K03 eine fast doppelt so hohe Maximallast wie K04.

Wie auch bei den 6 m-Trägern hat das Holz das Biegedrillknicken des Stahls verhindert und somit Tragreserven ermöglicht. Auch die Messungen für das Abheben der Betonplatte vom Holzträger und die Relativverschiebungen der Betonplatte an den Stirnseiten zeigten vernachlässigbar geringe Verformungen.

Beim Träger K04 wurde zusätzlich zum Biegeversagen auch das Abscheren des Holzes an der Stirnseite beobachtet. Dies geschah jedoch erst nach Auftreten der Maximallast. Das Versagen der Holzkernen war anschließend für einen großen Trägfähigkeitsabfall verantwortlich. Zudem konnte ein Abheben der Betonplatte vom Holzquerschnitt festgestellt werden. Grund dafür war unter anderem das Fehlen des Stahlträgers.

11.3 Langzeitversuchsreihe

Der Langzeitversuch zeigt, dass der Einbau des Stahlträgers hinsichtlich Belastung, Schwinden und Kriechen Vorteile mit sich bringt. Zum einen konnte die Belastung des Trägers mit Stahl (K03) im Vergleich zu jenem ohne Stahl (K04) bei Beibehaltung der selben Spannungen in der Holzunterkante mehr als verdoppelt werden. Zum anderen konnte beobachtet werden, dass trotz höherer Belastung und somit auch höheren kriechwirksamen Kräften in der Betonplatte, die selben Durchbiegungen zufolge Kriechen vorhanden waren. Die Spannungen an der Unterseite des Holzträgers war hingegen für beide Träger ident, was auch das Ziel der Belastungsfindung der Träger war.

Da der Versuch aufgrund der Gegebenheiten im Labor schon nach ca. 20 Wochen beendet werden musste, kann keine genaue Aussage über das Verhalten des Trägers zum Zeitpunkt $t = \infty$ getroffen werden. Grund dafür ist, dass die Kriechkurve in den ersten Wochen sehr stark ansteigt und erst nach einiger Zeit flacher wird. Auf Basis der vorhandenen Werte wäre eine logarithmisch hochgerechnete Kriechzahl k_c lt. DIN EN 1156 [23] für 10 Jahre viel zu hoch und nicht realistisch.

Generell lässt sich jedoch sagen, dass der Einbau eines Stahlträgers nicht nur hinsichtlich Belastung, sondern auch bezüglich des Kriechverhaltens sinnvoll ist.

11.4 Statische Modellierung mit SOFISTIK

Die Modellierung mit SOFISTIK zeigt, dass das Verhalten für alle Träger sehr gut abgebildet werden konnte. Der Vorteil der SOFISTIK-Modellierung besteht darin, dass bei Erweiterung

der Modelle nicht-lineares Verhalten abgebildet werden kann. Ein weiterer Vorteil liegt in der Anpassung der Materialien. Da die Federsteifigkeiten dieser Modellierung, welche in Kapitel 6.1 berechnet wurden, nicht vom E-Modul des Betons abhängig waren, war es ausreichend, nur die Materialien auf Basis der Materialkennwerte der Versuchsträger anzupassen, ohne dabei die Federsteifigkeiten ändern zu müssen.

Der Nachteil dieses Modells liegt in dessen Komplexität. Die Modellierung ist im Vergleich zu einem Stabwerksmodell wesentlich aufwendiger. Auch die Berechnungsdauer und der damit verbundene Zeitaufwand ist im Vergleich höher, obwohl die Ergebnisse im linearen Bereich nahezu ident sind.

Da die Modellierung der Träger die Versuchsergebnisse realitätsnah wiedergeben konnte, war es nicht notwendig, die Federsteifigkeiten, welche auf Basis der Abscherversuche ermittelt wurden, anzupassen.

11.5 Statische Modellierung mit RSTAB

Die Modellierung mit RSTAB beweist, dass die Theorie der Stabwerkmodelle auch auf Hybridverbundträger anwendbar ist. Der Vergleich mit den Berechnungen in SOFISTIK zeigt, dass die Ergebnisse im linearen Bereich nahezu ident sind.

Der Nachteil dieser Modellierung liegt darin, dass die Nachbildung nicht-linearen Verhaltens über ein FE-Modell besser gewährleistet wird. Ein weiterer Nachteil ist die Anpassung der Verbindungsmittelsteifigkeiten. Diese sind direkt vom E-Modul der Materialien abhängig und mussten somit bei jeder Änderung des Materials angepasst werden.

Der größte Vorteil liegt allerdings in der einfachen Handhabung dieses Modells. Es ist möglich anhand dieser einfachen Modellierung sehr komplexe Querschnitte, wie die vorhandenen Träger, realistisch nachzubilden.

Da die Modellierung der Träger die Versuchsergebnisse realitätsnah wiedergeben konnte, war es nicht notwendig die Verschiebungsmoduln aus Kapitel 6.2, welche auf Basis der Abscherversuche ermittelt wurden, anzupassen.

11.6 Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Durch die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit konnte die Anwendbarkeit des Rippendeckenelements im Bürobau und auch für Nutzlasten bis 5 kN/m^2 aufgezeigt werden.

Um eine Optimierung des Elements hinsichtlich der Kervenanzahl zu prüfen, wurden diese rechnerisch schrittweise reduziert. Dabei stellte sich heraus, dass der Träger mit sechs Kerven rechnerisch auch für höhere Lasten anwendbar wäre. Es wurden alle Nachweise für den GZT und GZG erfüllt und auch Deckenklasse I hinsichtlich der Schwingungen eingehalten.

Der Träger mit vier Kerven wäre rechnerisch ohne Probleme im Bürobau (Nutzlasten bis $3,0 \text{ kN/m}^2$) einsetzbar. Auch hier wurden alle Nachweise für den GZT und GZG erfüllt und

Deckenklasse I eingehalten. Für höhere Lasten wären Optimierungsmaßnahmen notwendig, da die Kervenkraft rechnerisch zu einem Abscheren in der Kervenflanke führen würde.

Laut den Berechnungen wäre die Verwendung des Trägers mit zwei Kerven nicht mehr möglich. Es zeigt sich, dass die Grenzwerte für die maximale Kraft in den Kervenflanken auch schon für niedrigere Lasten (Büro) überschritten wurden. Für höhere Lasten müsste die Kervertiefe auf mindestens 45 mm erhöht werden.

Erwähnenswert ist allerdings, dass laut Berechnung die Kerven die Schwachstelle des Trägers darstellen, die Versuchsergebnisse dies allerdings widerlegen. Bei den Trägern mit Stahl kam es trotz Bruch des Holzes nie zu einem Bruch im Bereich der Kerven. Lediglich beim Langzeitträger K04, welcher ohne Stahlträger hergestellt wurde, kam es zum Versagen der Kerven. Dies geschah allerdings nach Erreichen der maximalen Bruchlast und somit nach dem Bruch in der Holzunterkante. Zurückzuführen ist dies auf den hohen Grad der Abminderung in der Formel für den Nachweis auf Abscheren und den damit verbundenen hohen Grad an Sicherheit.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass das untersuchte Rippenelement mit sechs Kerven im Hochbau anwendbar ist. Jener mit vier Kerven wäre mit geringen Optimierungsmaßnahmen auch möglich. Die Anwendung eines Trägers mit zwei Kerven erscheint wenig sinnvoll, da die erforderlichen Maßnahmen, wie die Vertiefung der Kerbe, nahezu identisch wären, wie der Einbau von zwei zusätzlichen Kerven.

Literaturverzeichnis

- [1] *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Timco II und III Schrauben als Verbindungsmittel für das Timco Holz-Beton-Verbundsystem.* Berlin; Deutsches Institut für Bautechnik, Juli 2013.
- [2] H. Alpermann. „Membranversteifte Tragwerke“. Dissertation. Universität der Künste Berlin, 2014.
- [3] *Architekten Herrmann Kaufmann ZT GmbH.* 2018. URL: <http://www.herrmann-kaufmann.at/projekt/student-residence-at-brock-commons/> (Zugriff am 03.03.2018).
- [4] L. Bettineli. „Modellierungsprozess für Biegeversuche an Holz-Stahl-Beton Rippendeckenelementen“. Bachelorarbeit. Technische Universität Wien, (unveröffentlicht), 2018.
- [5] H. Blaß und M. Romani. *Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen.* Forschungsber. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine; Abteilung Ingenieurholzbau; Universität Fridericiana Karlsruhe, 2002. 86 S.
- [6] C. Dünser. *LifeCycle-Tower in Dornbirn - das erste Holz-Hybrid-Hochhaus.* 2012. URL: http://www.forum-holzbau.com/pdf/ebh12_duenser.pdf (Zugriff am 25.02.2018).
- [7] *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.* Wien: Austrian Standards, Dez. 2010.
- [8] *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau - Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter.* Berlin: Deutsches Institut für Normung, Dez. 2010.
- [9] *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Wien: Austrian Standards, Jan. 2011.
- [10] *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Nationale Festlegungen zur Umsetzung der ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationalen Ergänzungen.* Wien: Austrian Standards, Jan. 2018.
- [11] *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Wien: Austrian Standards, Dez. 2010.

- [12] *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Nationale Festlegungen zur Umsetzung der ÖNORM EN 1993-1-1, nationale Erläuterungen und nationalen Ergänzungen.* Wien: Austrian Standards, Nov. 2017.
- [13] *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau.* Wien: Austrian Standards, Dez. 2010.
- [14] *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung).* Wien: Austrian Standards, Dez. 2010.
- [15] *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Nationale Festlegungen zur Umsetzung der ÖNORM EN 1995-1-1, nationale Erläuterungen und nationalen Ergänzungen.* Wien: Austrian Standards, Juni 2015.
- [16] *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.* Wien: Austrian Standards, Dez. 2010.
- [17] J. Fink. „Studienblätter zur Vorlesung Stahlbau 2 (Stahl- und Verbundhochbau)“. Skriptum. Technische Universität Wien, 2016.
- [18] R. Glaser. „Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“. Dissertation. Technische Universität Cottbus, 2005.
- [19] S. Heinemeyer, J. Gallwoszus und J. Hegger. „Verbundträger mit Puzzleleisten und hochfesten Werkstoffen“. In: *Stahlbau 81* (2012), S. 595–603.
- [20] S. Heinemeyer. „Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten“. Dissertation. RWTH Aachen, 2011.
- [21] *Holzbauwerke - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften; Deutsche Fassung EN 408:2010+A1:2012.* Berlin: Deutsches Institut für Normung, Okt. 2012.
- [22] *Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen; Deutsche Fassung EN 14080:2013.* Berlin: Deutsches Institut für Normung, Sep. 2013.
- [23] *Holzwerkstoffe - Bestimmung von Zeitstandfestigkeit und Kriechzahl; Deutsche Fassung EN 1156:2013.* Berlin: Deutsches Institut für Normung, Okt. 2013.
- [24] R. Kaba. „Rippendeckenelemente aus Holz-Stahl-Beton: Ein Beitrag zu experimentellen Untersuchungen für den Einsatz im mehrgeschossigen Wohnbau“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2018.
- [25] S. Khan. „Durchlaufdecken in Holzleichtbeton - Verbundbauweise: Theoretische und experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2017.

- [26] E. Kirchmayer. „Beitrag zur Entwicklung von Holz-Holzbeton-Betonverbunddecken“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2012.
- [27] P. Krabbe und M. Schluder. *Möglichkeiten eines vielgeschossigen Holzbaus im urbanen Raum mit Zielrichtung auf acht oder mehr Geschosse*. Forschungsber. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, 2008. 218 S.
- [28] K. Kudla. „Kernen als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken“. Dissertation. Universität Stuttgart, 2017.
- [29] H. Neuhaus. *Ingenieurholzbau; Grundlagen - Bemessung - Nachweise - Beispiele*. 4. Aufl. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2017. ISBN: 978-3-658-14177-6.
- [30] T. Noack, J. Ruth und U. Müller. „Adaptive Hybrid Structures“. In: *Adaptables 2006: Proceedings of the joint CIB, Tensinet, IASS international conference on adaptability in design and construction, Volume 2* (2006), S. 256–260.
- [31] B. Novak, U. Kuhlmann und M. Euler. *Werkstoffübergreifendes Entwerfen und Konstruieren: Einwirkung, Widerstand, Tragwerk*. 1. Aufl. Stuttgart: Ernst & Sohn, 2012. ISBN: 978-3-433-02917-6.
- [32] A. Pech, A. Kolbitsch und F. Zach. „Decken“. In: *Baukonstruktionen*. Wien: SpringerWien-NewYork, 2006. ISBN: 978-3-211-25250-5.
- [33] *proHolz: Arbeitsgemeinschaft der österreichischen Holzwirtschaft*. 2018. URL: <http://www.proholz.at/holz-hochhaeuser/> (Zugriff am 25.02.2018).
- [34] K. Rautenstrauch, M. Grosse, S. Lehmann und R. Hartnack. „Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken“. In: *6. Informationstag des IKI, Bauhaus-Universität Weimar* (2003).
- [35] F. Riola Parada. „Timber-Steel Hybrid Beams for Multi-Storey Buildings“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2016.
- [36] J. Schänzlin, G. Bosch und P. Hamm. *Ausblick auf die zukünftige Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken*. Forschungsber. Hochschule Biberach, 2017. 45 S.
- [37] J. Schänzlin. „Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken“. Dissertation. Universität Stuttgart, 2003.
- [38] *Schwingungen und Nachweise*. 2015. URL: <http://www.bemessung.at/wordpress/2015/06/23/schwingungen-und-nachweise/> (Zugriff am 03.09.2018).
- [39] K. Tavoussi. „Zwischenbericht von vorgefertigten Rippendeckensystemen in Hybridverbundbauweise (Holz-Beton-Stahl) für das verdichtete Bauen im urbanen Raum“. Technische Universität Wien, (unveröffentlicht). 2016.
- [40] *Tragwerke in Holz-Beton-Verbundbauweise mit eingeklebten HBV-Schubverbindern*. 2017. URL: http://ticomtec.de/wp-content/uploads/2017/09/Technisches_Dossier_HBV-Systems_2017.pdf (Zugriff am 13.04.2018).

-
- [41] S. Winter, H. Kreuzinger und P. Mestek. *Holzbau der Zukunft. Teilprojekt 15. Flächen aus Brettstapeln, Brettsper Holz und Verbundkonstruktionen*. 1. Aufl. München: Fraunhofer IRB Verlag, 2009. ISBN: 978-3-8167-7875-2.
- [42] W. Winter, K. Tavoussi, A. Fadai, F. Riola Parada und I. Prasnjak. „Development of Prefabricated Timber-Steel-Concrete Ribbed Decks“. In: *WCTE 2016: World Conference on Timber Engineering* (2016), S. 2377–2386.
- [43] W. Winter, K. Tavoussi, F. Riola Parada und A. Bradley. „Timber-Steel Hybrid Beams for Multi-Storey Buildings: Final Report“. In: *WCTE 2016: World Conference on Timber Engineering* (2016), S. 4178–4187.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Detail der Holz-Beton-Verbundrippendecke des LCT ONE [6]	3
a	Längsschnitt der Decke	3
b	Querschnitt der Decke	3
2.2	Deckenaufbau des HoHo-Wien, [42]	3
2.3	Stützen und Deckenverbindung des UBC Brock Commons, [3]	4
2.4	Aufbau einer Holzbalkendecke, [32]	5
2.5	Aufbau einer Brettsperrholzdecke, [32]	6
2.6	Beispiel einer Holz-Beton-Verbunddecke, [32]	7
3.1	Drei Arten des Verbundes inklusive Spannungsverteilung; A: Loser Verbund; B: Nachgiebiger Verbund; C: Starrer Verbund [32]	9
3.2	Beispiele für Stahl-Holz Hybridquerschnitte, [43]	9
3.3	Verschiedene stiftförmige Verbindungsmittel, [32]	10
3.4	Anordnungsmöglichkeiten von stiftförmigen Verbindungsmitteln, [1]	11
3.5	Prinzipieller Aufbau einer Kerbe mit stiftförmigen Verbindungsmittel, [28]	12
3.6	Prinzipieller Aufbau einer HBV-Decke, [40]	13
3.7	Gegenüberstellung von Verbundträgern, [19]	14
3.8	Versagensarten bei der Puzzleleiste, [20]	15
3.9	Schematischer Ablauf des Schubanalogieverfahrens [41]	19
a	Aufbau eines beliebigen Verbundquerschnitts	19
b	Transformation des Verbundquerschnitts in einen ideellen Querschnitt	19
c	Eingabe der Ebene A und Ebene B zur Schnittgrößenberechnung mittels Flächen- bzw. Stabelementen	19
d	Nachlaufrechnung: Rücktransformation und Spannungsermittlung in den einzelnen Querschnittsteilen	19
3.10	Skizze eines Stabwerksmodell, [41]	19
3.11	Ermittlung der Biegesteifigkeit des Kragarms [34]	20
a	Biegesteifigkeit des Kragarms ohne Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit	20
b	Biegesteifigkeit des Kragarms mit Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit	20
4.1	Hybridquerschnitt des ersten Forschungsprojektes, [4], [39]	25
4.2	Schematischer Aufbau des entwickelten Rippenelementes, [4]	26
4.3	Regelquerschnitt des Holz-Stahl-Beton-Rippenelementes, [4]	27
4.4	Regelquerschnitt des Langzeitträgers	27

4.5	Ablauf der geplanten Versuchsreihen	28
5.1	Schematische Darstellung der untersuchten Verbindungsbereiche der Einzelabscherversuche, [4], [24]	29
a	Holz-Beton Schubverbindung	29
b	Stahl-Beton Schubverbindung	29
5.2	Getestete Stahlbleche des Abscherversuchs, [4], [24]	30
a	Puzzleleiste im Steg	30
b	Puzzleleiste im Obergurt	30
c	Lochleiste im Obergurt	30
5.3	Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt des Holz-Beton Probekörpers, Maße in mm, [24], [39]	34
5.4	Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt des Stahl-Beton Probekörpers, Maße in mm, [24], [39]	35
5.5	Messausrüstung ALMEMO [®] , [24], [39]	36
a	Messgerät ALMEMO [®] 5690-2	36
b	Druckkolben	36
5.6	Schalungsaufbau der Holzelemente, [24], [39]	36
5.7	Schalungsaufbau der Stahlelemente, [24], [39]	37
5.8	v.l.n.r.: Styrodurelement, Bewehrungsmatte und Gewindestange, [24], [39]	37
5.9	Versuchsaufbau für den Holz-Beton Probekörper, [4]	38
5.10	Versuchsaufbau für den Stahl-Beton Probekörper, [4]	39
5.11	Scherversagen der Holz-Beton-Verbindung, [4]	40
5.12	Versagen des Betons und Beulen des Stahlblechs bei gerader Puzzleleiste, [4]	41
5.13	Last-Verschiebungsdiagramm der Abscherversuche - gemittelte Werte, [4]	41
5.14	Messergebnisse des Abscherversuches A1b (Beton-Holz), [4]	42
5.15	Messergebnisse des Abscherversuches B2a (Beton-Stahl), [4]	43
5.16	Verwendeter Prüfkörpertyp mit gerader Puzzleleiste und 4 mm Blechstärke, [4]	43
5.17	Linearisierte Last-Verschiebungsbeziehung für die gemittelten Werte von A1b und B2a, [4]	44
6.1	SOFISTIK Modell des Modellierungsschritts 1 von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič, [4]	47
6.2	SOFISTIK Modell des Modellierungsschritts 2 von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič, [4]	48
6.3	SOFISTIK Modell des Modellierungsschritts 3 oben: Originalquerschnitt, unten: Querschnitte der Langzeitversuche mit und ohne Stahl von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič, [4]	50
6.4	Querschnitte für die Berechnung mit SOFISTIK, links: Gesamtquerschnitt, rechts: Stabelemente laut SOFISTIK, [4]	51

6.5	Modellbildung des Rippendeckenelements aus Flächen- und Linienelementen mit Hilfe von SOFIPLUS X von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič, [4]	52
6.6	Eingabewerte für die Bewehrung in SOFISTIK, [4]	54
6.7	SOFISTIK-Modell des Schritts 2 mit generiertem Netz von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič, [4]	54
6.8	Beispiel für die Querschnittseingabe über TEDDY	55
6.9	Modellbildung der Federn des Rippendeckenelements mit Hilfe von TEDDY, von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič	56
	a Verschmierte Federn Beton-Stahl Verbindung	56
	b Diskrete Federn Beton-Holz Verbindung	56
6.10	SOFISTIK Modell des Schritts 3 inklusive Belastungen von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič	57
	a Lastfall Eigengewicht	57
	b Punktlast mit Lasteinleitungsbereich	57
6.11	Modellbildung der Federn des Langzeitträgers mit Hilfe von TEDDY von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič	58
	a Verschmierte Federn Beton-Stahl Verbindung	58
	b Diskrete Federn Beton-Holz Verbindung	58
6.12	Belastung der Langzeitträger von Prof. Dipl. Ing. Dr. Jože Lopatič	59
	a Belastung des Langzeitträgers mit Stahl	59
	b Belastung des Langzeitträger mit Stahl	59
6.13	Arbeitslinien der nicht-linearen Senkfedern	61
	a Arbeitslinie der nicht-linearen Senkfeder Beton-Holz	61
	b Arbeitslinie der nicht-linearen Senkfeder Beton-Stahl	61
6.14	Stabwerkmodell in RSTAB [4]	62
	a Oben: Stabwerkmodell des 6 m Originalträger, Unten: Stabwerkmodell des 4 m Langzeitträger	62
	b Nummerierung der Stäbe des Stabwerkmodells	62
6.15	Querschnitte des Originalträgers in RSTAB, [4]	63
6.16	Querschnitte des Langzeitträgers in RSTAB	64
6.17	Anordnung der Koppelstäbe im 6 m langen Originalträger. Oben: Original Geometrie, unten: Umsetzung des Stabwerkmodells [4]	65
6.18	Anordnung der Koppelstäbe im 4 m langen Langzeitträger. Oben: Original Geometrie, unten: Umsetzung des Stabwerkmodells	65
7.1	Querschnitte der beiden Langzeitträger, Maße in mm	71
	a Querschnitt des Langzeitträgers mit Stahl-Puzzleleiste	71
	b Querschnitt des Langzeitträgers ohne Stahl-Puzzleleiste	71
7.2	Aufbau des Langzeitträgers, Maße in mm	72
7.3	Verwendeter Stahlträger mit Puzzleleiste des Langzeitträgers, Maße in mm	72
7.4	Verwendete Geometrie für das statische Modell des 6 m langen Trägers, Maße in mm	73

7.5	Verwendete Geometrie für das statische Modell des Langzeitträgers, Maße in mm	74
7.6	Schnittgrößen unter dem Lastfall Tragfähigkeit	75
7.7	Spannungsverlauf für den Lastfall Tragfähigkeit des Originalträgers, in [kN/cm ²]	76
7.8	Schnittgrößen unter quasi-ständiger Belastung	77
7.9	Schnittgrößen unter punktueller Belastung	78
7.10	Spannungsverlauf für die punktuelle Belastung des Originalträgers, in [kN/cm ²]	79
7.11	Schnittgrößen für den Langzeitträger mit Stahl	79
7.12	Spannungsverlauf für den Langzeitträger mit Stahl, in [kN/cm ²]	80
7.13	Schnittgrößen für den Langzeitträger ohne Stahl	81
7.14	Spannungsverlauf für den Langzeitträger ohne Stahl, in [kN/cm ²]	82
7.15	Gelieferte Holzteile für die Herstellung der Langzeitträger	83
7.16	Einbohren der Löcher für die Gewindestangen	83
7.17	Versuchsanordnung zur Bestimmung des E-Moduls	84
7.18	Kraft-Weg Diagramme zur Bestimmung des E-Moduls der Träger K1-K4	85
a	Kraft-Weg Diagramm Träger K01	85
b	Kraft-Weg Diagramm Träger K02	85
c	Kraft-Weg Diagramm Träger K03	85
d	Kraft-Weg Diagramm Träger K04	85
7.19	Herstellung der Kerven des Langzeitträgers	86
a	Ausstemmen der Kerne mittels Hammer und Stemmeisen	86
b	Fertiggestellte Kerven	86
7.20	Querschnitte der beiden Langzeitträger nach der Herstellung, Maße in mm	87
a	Veränderter Querschnitt des Langzeitträgers mit Stahl nach der Herstellung	87
b	Veränderter Querschnitt des Langzeitträgers ohne Stahl nach der Herstellung	87
7.21	Schalungsplan des Langzeitträgers	87
7.22	Herstellung der Schalung des Langzeitträgers	88
a	Träger vor Aufbau der Schalung	88
b	Träger mit fertiger Schalung und Bewehrung	88
7.23	Betoniervorgang der Langzeitträger	89
a	Einbringen des Betons	89
b	Ausbetonierte Träger K3 und K4	89
7.24	Fertige Träger K3 und K4	89
7.25	Geplanter Versuchsaufbau der Träger K03 (1540 kg) und K04 (740 kg) inklusive Belastung und Messpunkten	90
7.26	Versuchsaufbau mit aufgelegter Belastung, K3 links und K4 rechts	90
7.27	Lage der Messsensoren an den Trägern K3 und K4	91
7.28	Durchbiegungsverlauf auf Basis der neuen Materialeigenschaften	92
a	Durchbiegung für den Langzeitträger mit Stahl (K3), RSTAB	92

b	Durchbiegung für den Langzeitträger mit Stahl (K3), SOFISTIK	92
7.29	Durchbiegungsverlauf auf Basis der neuen Materialeigenschaften	93
a	Durchbiegung für den Langzeitträger ohne Stahl (K4), RSTAB	93
b	Durchbiegung für den Langzeitträger ohne Stahl (K4), SOFISTIK	93
8.1	Vergleich der Momenten-/Querkraftverläufe bei Viertelpunktbelastung und konti- nuierlicher Belastung	96
a	Gegenüberstellung des Momentenverlaufs	96
b	Gegenüberstellung des Querkraftverlaufs	96
8.2	Versuchsanordnung zur Bestimmung des E-Moduls	97
8.3	Versuchsanordnung zur Bestimmung des E-Moduls	97
8.4	Kraft-Weg Diagramme zur Bestimmung des E-Moduls der Träger T01-T04 in Feldmitte	98
a	Kraft-Weg Diagramm Träger T01	98
b	Kraft-Weg Diagramm Träger T02	98
c	Kraft-Weg Diagramm Träger T03	98
d	Kraft-Weg Diagramm Träger T04	98
8.5	Verwendeter Stahlträger mit Puzzleleiste im Steg, Maße in mm	99
8.6	Montage des 6m-Trägers	100
a	Einlegen der Puzzleleiste	100
b	Montage der Gewindestangen	100
8.7	Schalungsplan des 6m-Trägers, Maße in mm	101
8.8	Überlappung der Bewehrung - untere Lage	102
a	Überlappungsstoß 1	102
b	Überlappungsstoß 2	102
8.9	Betoniervorgang des 6m-Trägers	103
a	Einbringen des Betons	103
b	Ausbetonierter Träger	103
8.10	Schematischer Versuchsaufbau	103
8.11	Belastungsverfahren der 6m-Träger	104
8.12	Versuchsanordnung Träger T01	105
8.13	Messpunktanordnung Träger T01	105
8.14	Ansicht Stirnseite Träger T03	106
8.15	Messpunktanordnung Träger T03	107
8.16	Versuchsanordnung Träger T04	108
8.17	Messpunktanordnung Träger T04	108
8.18	Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - T01	109
8.19	Kraft-Verformungsdiagramm der Messfühler	110
8.20	Holzbruch in Feldmitte	110
8.21	Kraft-Verformungsdiagramm im Viertelpunkt T01	112
8.22	Kraft-Verformungsdiagramm in Feldmitte T01	112

8.23 Kraft-Verformungsdiagramm für das Abheben der Betonplatte von den Kerven - T01	113
8.24 Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - T03	114
8.25 Kraft-Verformungsdiagramm der Messfühler - T03	115
8.26 Holzbruch in Feldmitte	116
8.27 Kraft-Verformungsdiagramm im Viertelpunkt T03	117
8.28 Kraft-Verformungsdiagramm in Feldmitte T03	118
8.29 Kraft-Verformungsdiagramm für das Abheben der Betonplatte von der Kerne - T03	119
8.30 Kraft-Verformungsdiagramm der Relativverschiebung an den Stirnseiten des Trägers T03	119
8.31 Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - T04	120
8.32 Kraft-Verformungsdiagramm der Messfühler - T04	121
8.33 Holzbruch in Feldmitte	122
8.34 Kraft-Verformungsdiagramm im Viertelpunkt T04	124
8.35 Kraft-Verformungsdiagramm in Feldmitte T04	124
8.36 Kraft-Verformungsdiagramm für das Abheben der Betonplatte von der Kerne - T04	125
8.37 Kraft-Verformungsdiagramm der Relativverschiebung an den Stirnseiten des Trägers T04	126
8.38 Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - Zusammenfassung	126
8.39 Kraft-Verformungsdiagramm Feldmitte - Zusammenfassung	127
8.40 Normalspannungsverlauf des Trägers T01 beim ersten Bruch	129
8.41 Normalspannungsverlauf des Trägers T03 beim ersten Bruch	129
8.42 Normalspannungsverlauf des Trägers T04 beim ersten Bruch	129
9.1 Durchbiegung der Langzeitträger mit Anfangsdurchbiegung	132
9.2 Durchbiegung der Langzeitträger ohne Anfangsdurchbiegung	132
9.3 Resultierende Belastung in der Betonplatte auf Basis der Versuchsergebnisse . .	134
a Resultierende Belastung für den Langzeitträger mit Stahl (K03)	134
b Resultierende Belastung für den Langzeitträger ohne Stahl (K04)	134
9.4 Schematischer Versuchsaufbau inklusive Messpunktanordnung der Träger K03 und K04	137
9.5 Belastungsverfahren des Trägers K03	137
9.6 Belastungsverfahren des Trägers K04	138
9.7 Versuchsanordnung Träger K03	139
9.8 Versuchsanordnung Träger K04	140
9.9 Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - K03	141
9.10 Kraft-Verformungsdiagramm der Messfühler - K03	142
9.11 Kraft-Verformungsdiagramm im Viertelpunkt K03	143
9.12 Kraft-Verformungsdiagramm in Feldmitte K03	144
9.13 Kraft-Verformungsdiagramm Kolben - K04	146
9.14 Kraft-Verformungsdiagramm der Messfühler - K04	147

9.15	Kraft-Verformungsdiagramm im Viertelpunkt K04	148
9.16	Kraft-Verformungsdiagramm in Feldmitte K04	149
9.17	Abscheren des Holzes im Bereich der Stirnseite aufgrund des Schubversagens der Kerven	151
9.18	Normalspannungsverlauf der Träger K03 und K04 beim ersten Bruch	152
10.1	Gegenüberstellung der Belastung und Grenzdurchbiegung mit den Versuchen . .	154
10.2	Untersuchtes Teilstück für die Berechnung der Schubspannungen	161
10.3	Normalspannungen aufgrund Normalkraft und Moment in den Schnittflächen . .	162
10.4	Grenzwerte der jeweiligen Deckenklassen lt. ÖNORM B 1995-1-1, [38]	164
10.5	Schnittgrößen und daraus resultierende Normalspannungen im betrachteten Teil- stück des Holzes mit $\Delta x = 50 \text{ cm}$, Nutzungskategorie B	169
10.6	Beispielhafte Ermittlung der Schubkraft im betrachteten Teilstück des Holzes mit $\Delta x = 50 \text{ cm}$, Nutzungskategorie B	169
a	Ermittlung der Schubkraft in der ersten Lamelle	169
b	Ermittlung der Schubkraft in der zweiten Lamelle	169
10.7	Schubspannungsverlauf inklusive Maximalwerte für die Nutzungskategorie B, $\Delta l = 50 \text{ cm}$	170
10.8	Vergleich der Flächen der Schubspannungsverläufe	171

Tabellenverzeichnis

5.1	Überblick der Probekörper für den Ausziehversuch, Maße in [mm], [24], [39] . . .	31
5.2	Einteilung der vier Versuchsgruppen, [39], [24]	34
5.3	Zusammensetzung des Betons, [24], [39]	37
6.1	Modelvarianten des Modellierungsschritts 1, [4]	46
6.2	Modelvarianten des Modellierungsschritts 2, [4]	48
6.3	Lastvarianten der beiden Modelle für den Schritt 2, [4]	53
6.4	Verwendete Materialien im SOFISTIK Modell, [4]	53
6.5	Materialien und Querschnitte für die Modellierung des Langzeitträgers in SOFISTIK	58
6.6	Verwendete Stabtypen und Querschnitte des RSTAB-Modells des Originalträgers gemäß Nummerierung aus Abb. 6.14b, [4]	63
6.7	Verwendete Stabtypen und Querschnitte des RSTAB Modells des Langzeitträgers gemäß Nummerierung aus Abb. 6.14b, [4]	64
6.8	Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Originalträgers	66
6.9	Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Langzeitträgers	66
6.10	Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Originalträgers	67
6.11	Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Langzeitträgers	67
6.12	Ergebnisse der Berechnungen der 6 m Träger und der Langzeitträger mit RSTAB	68
6.13	Ergebnisse der Berechnungen der 6 m Träger und der Langzeitträger mit SOFISTIK	68
6.14	Vergleich der Ergebnisse der SOFISTIK und RSTAB Berechnung für den 6 m Träger	69
6.15	Vergleich der Ergebnisse der SOFISTIK und RSTAB Berechnung für den Lang- zeitträger mit Stahl	69
6.16	Vergleich der Ergebnisse der SOFISTIK und RSTAB Berechnung für den Lang- zeitträger ohne Stahl	69
7.1	Materialkennwerte der beiden Trägertypen	73
7.2	Prozentuale Verhältnisse der Materialkennwerte	73
7.3	Lasten des Original Trägers	74
7.4	Querschnittswerte für die Normalspannungsberechnung für den Lastfall Tragfähig- keit des Originalträgers	76
7.5	Normalspannungen für den Lastfall Tragfähigkeit des Originalträgers	76
7.6	Lasten für den quasi-ständigen Lastfall des Originalträgers	76
7.7	Lasten für die punktuelle Belastung des Originalträgers	77

7.8	Querschnittswerte für die Normalspannungsberechnung der punktuellen Belastung des Originalträgers	78
7.9	Normalspannungen für die punktuelle Belastung des Originalträgers	78
7.10	Lasten für den Langzeitträger mit Stahl	79
7.11	Querschnittswerte für die Normalspannungsberechnung des Langzeitträgers mit Stahl	80
7.12	Normalspannungen für den Langzeitträger mit Stahl	80
7.13	Lasten für den Langzeitträger ohne Stahl	81
7.14	Querschnittswerte für die Normalspannungsberechnung des Langzeitträgers ohne Stahl	81
7.15	Normalspannungen für den Langzeitträger ohne Stahl	82
7.16	Belastungen für beide Langzeitträger	82
7.17	Ermittelte E-Moduln der Träger K1-K4	85
7.18	Ergebnisse des Betonwürfels	91
7.19	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz der Träger K03 und K04	92
7.20	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Trägers K03	92
7.21	Versuchsergebnisse des Langzeitversuches der Träger K03 und K04	94
8.1	Prüfkörper der Großversuche	95
8.2	Ermittelte globale Elastizitätsmoduln der BSH-Prüfkörper	99
8.3	Ergebnisse der Betonwürfel Träger T01	106
8.4	Ergebnisse der Betonwürfel Träger T03	107
8.5	Ergebnisse der Betonwürfel Träger T04	108
8.6	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers T01	111
8.7	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Trägers T01	111
8.8	Durchbiegungen in Feldmitte und im Viertelpunkt bei Träger T01	111
8.9	Ergebnisse des Trägers T01 in Feldmitte	113
8.10	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers T03	116
8.11	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Trägers T03	116
8.12	Durchbiegungen in Feldmitte und im Viertelpunkt bei Träger T03	117
8.13	Ergebnisse des Trägers T03 in Feldmitte	118
8.14	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers T04	122
8.15	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Trägers T04	123
8.16	Durchbiegungen in Feldmitte und im Viertelpunkt bei Träger T04	123
8.17	Ergebnisse des Trägers T04 in Feldmitte	125
8.18	Ergebnisse der 6 m-Träger in Feldmitte	127
8.19	Materialien der Versuchsträger	128
8.20	Normalspannungen in den Trägern bei der ersten Bruchlast	128
9.1	Versuchsergebnisse des Langzeitversuches der Träger K03 und K04	133

9.2	Normalspannungen des Langzeitträgers mit Stahl auf Basis des Versuchsträgers zum Zeitpunkt $t=0$	133
9.3	Normalspannungen des Langzeitträgers ohne Stahl auf Basis des Versuchsträgers zum Zeitpunkt $t=0$	134
9.4	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz auf Basis der Berechnung nach Norm	135
9.5	Vergleich der Durchbiegungen	136
9.6	Durchbiegungen in Feldmitte und im Viertelpunkt bei Träger K03	143
9.7	Ergebnisse des Trägers K03 in Feldmitte	144
9.8	Abhebungen der Betonplatte des Trägers K03	145
9.9	Relativverschiebung der Betonplatte zum Brettschichtholzträger des Trägers K03	145
9.10	Durchbiegungen in Feldmitte und im Viertelpunkt bei Träger K04	147
9.11	Ergebnisse des Trägers K04 in Feldmitte	149
9.12	Abhebungen der Betonplatte des Trägers K04	150
9.13	Relativverschiebung der Betonplatte zum Brettschichtholzträger des Trägers K04	150
9.14	Materialien der Versuchsträger	151
9.15	Normalspannungen in den Langzeitträgern bei der ersten Bruchlast	152
10.1	Belastung des Trägers für den Grenzzustand der Tragfähigkeit	157
10.2	Belastung des Trägers für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Charakteristische Lastkombination)	157
10.3	Belastung des Trägers für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Quasi-Ständige Belastung)	157
10.4	Zusammenfassung der Material- und Verbundkennwerte der Decke	158
10.5	Querschnittswerte für die Ermittlung der Normalspannungen des Trägers	158
10.6	Grenzwerte des Frequenz- und Steifigkeitskriteriums für Deckenklassen 1 und 2, lt. [15]	164
10.7	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers mit sechs Kerven den GZT und GZG	165
10.8	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Stahl des Trägers mit sechs Kerven für den GZT und GZG	165
10.9	Schnittgrößen des Trägers mit sechs Kerven	166
10.10	Normalspannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Träger mit sechs Kerven	166
10.11	Maximale Kervenkraft R_d für den Träger mit sechs Kerven	168
10.12	Schnittgrößen und Normalspannungen zur Ermittlung der Schubspannungen im Holz des Trägers mit sechs Kerven	168
10.13	Schubspannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Träger mit sechs Kerven	171
10.14	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers mit vier Kerven	173

10.15	Schnittgrößen des Trägers mit vier Kerven	173
10.16	Normalspannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Träger mit vier Kerven	174
10.17	Maximale Kervenkraft R_d für den Träger mit vier Kerven	175
10.18	Schnittgrößen und Normalspannungen zur Ermittlung der Schubspannungen des Trägers mit vier Kerven	175
10.19	Schubspannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Träger mit vier Kerven	176
10.20	Neue Verbindungssteifigkeiten der Koppelstäbe Beton-Holz des Trägers mit zwei Kerven	177
10.21	Schnittgrößen des Trägers mit zwei Kerven	177
10.22	Normalspannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Träger mit zwei Kerven	178
10.23	Maximale Kervenkraft R_d für den Träger mit zwei Kerven	179

Anhang A

Schnittgrößen im GZT zum Zeitpunkt $t=0$ in kN bzw. kNm

A.1 Schnittgrößen des Trägers mit sechs Kernen

A.1.1 Nutzungskategorie B

A.1.1.1 Schnittgrößen Beton

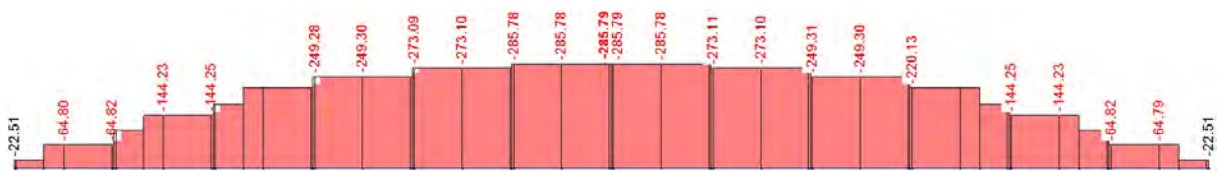


Abb. A.1: Normalkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit sechs Kernen Nutzungskategorie B

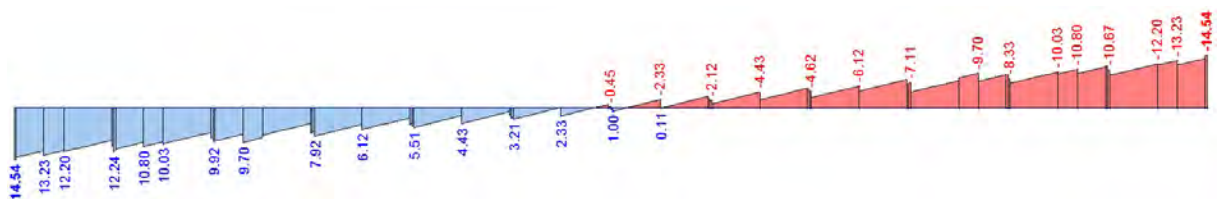


Abb. A.2: Querkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit sechs Kernen Nutzungskategorie B

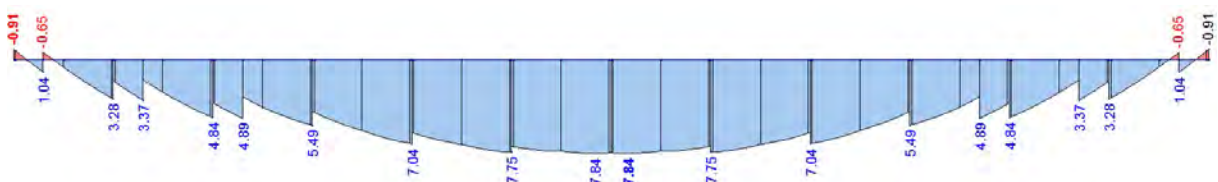


Abb. A.3: Momentenverlauf in der Betonplatte beim Träger mit sechs Kernen Nutzungskategorie B

A.1.1.2 Schnittgrößen Stahl

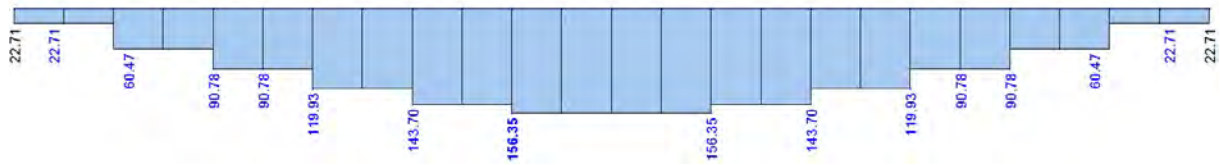


Abb. A.4: Normkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit sechs Kerben Nutzungskategorie B

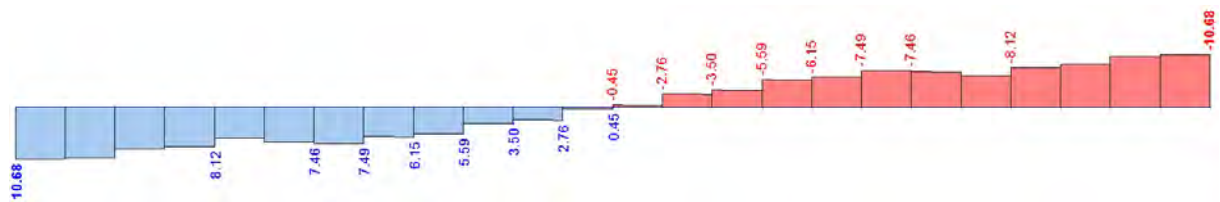


Abb. A.5: Querkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit sechs Kerben Nutzungskategorie B

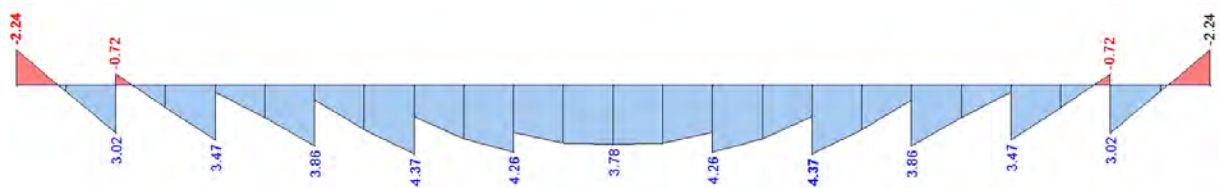


Abb. A.6: Momentenverlauf im Stahlträger beim Träger mit sechs Kerben Nutzungskategorie B

A.1.1.3 Schnittgrößen Holz



Abb. A.7: Normalkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit sechs Kernen Nutzungskategorie B

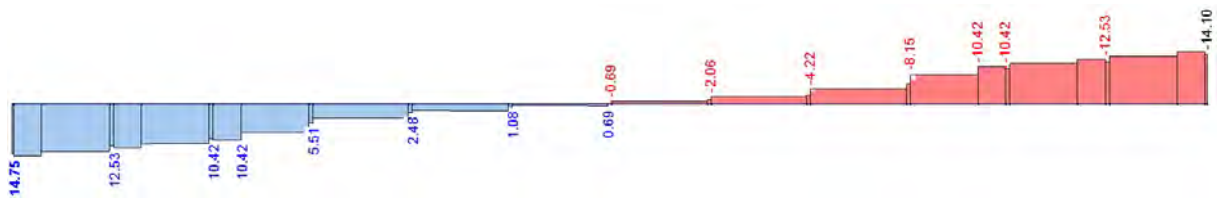


Abb. A.8: Querkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit sechs Kernen Nutzungskategorie B

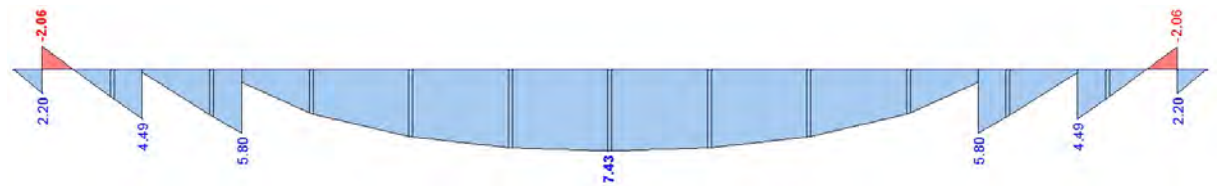


Abb. A.9: Momentenverlauf im Holzträger beim Träger mit sechs Kernen Nutzungskategorie B

A.1.2 Nutzungskategorie C5

A.1.2.1 Schnittgrößen Beton



Abb. A.10: Normalkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit sechs Kerven Nutzungskategorie C5

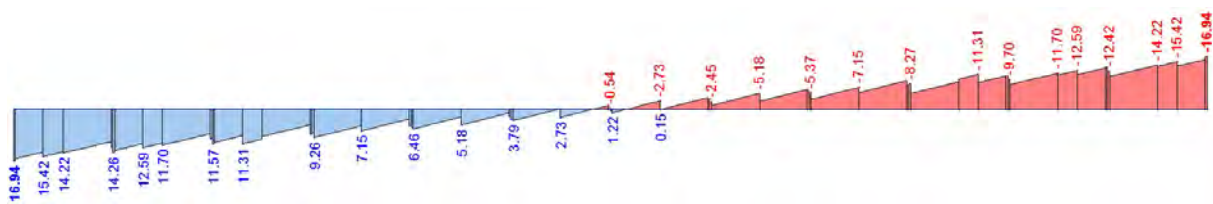


Abb. A.11: Querkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit sechs Kerven Nutzungskategorie C5

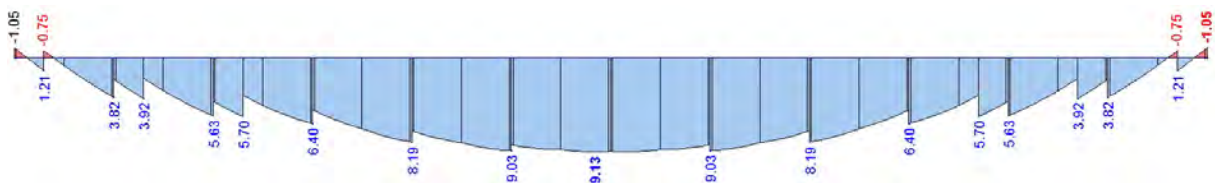


Abb. A.12: Momentenverlauf in der Betonplatte beim Träger mit sechs Kerven Nutzungskategorie C5

A.1.2.2 Schnittgrößen Stahl

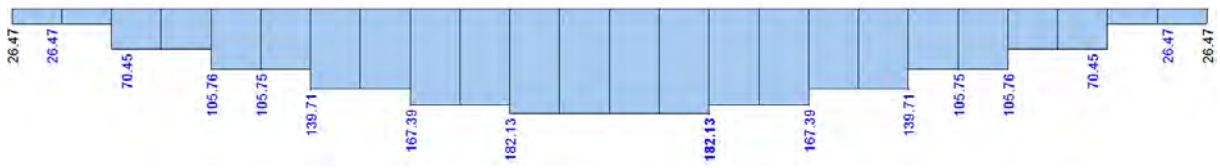


Abb. A.13: Normalkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit sechs Kerven Nutzungskategorie C5

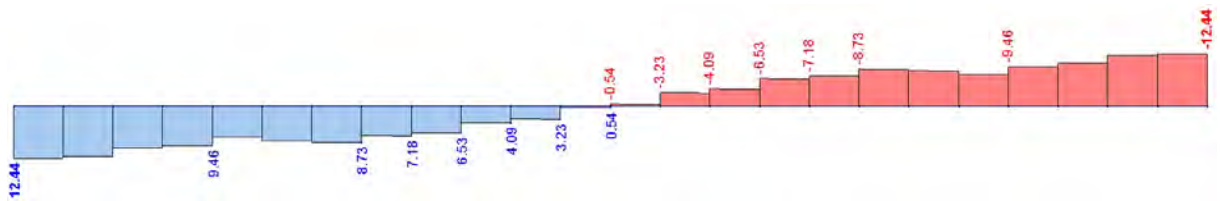


Abb. A.14: Querkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit sechs Kerven Nutzungskategorie C5

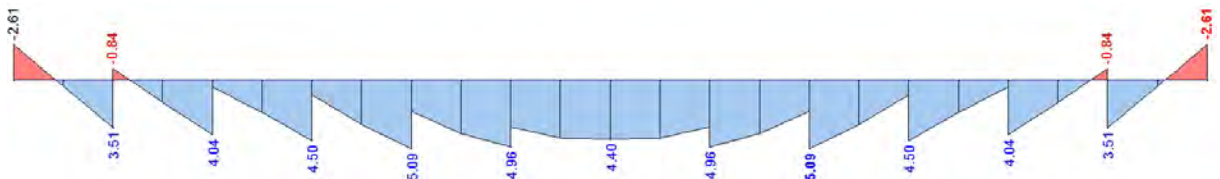


Abb. A.15: Momentenverlauf im Stahlträger beim Träger mit sechs Kerven Nutzungskategorie C5

A.1.2.3 Schnittgrößen Holz

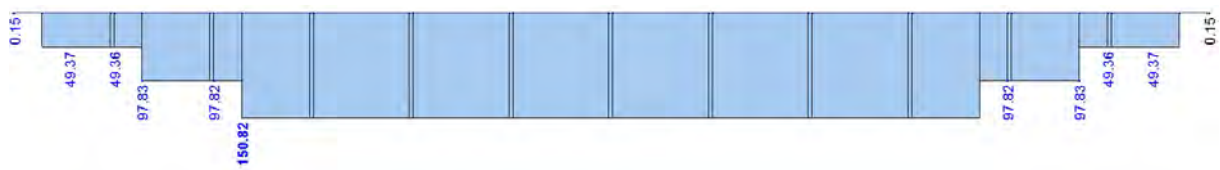


Abb. A.16: Normalkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit sechs Kerven Nutzungskategorie C5

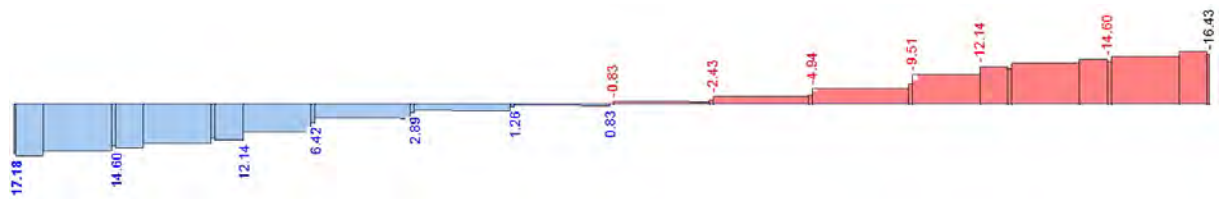


Abb. A.17: Querkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit sechs Kerven Nutzungskategorie C5

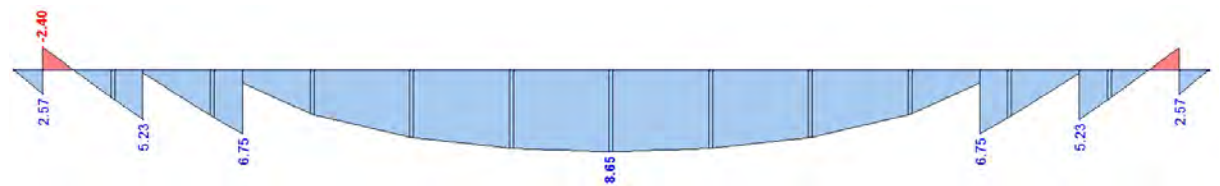


Abb. A.18: Momentenverlauf im Holzträger beim Träger mit sechs Kerven Nutzungskategorie C5

A.2 Schnittgrößen des Trägers mit vier Kernen

A.2.1 Nutzungskategorie B

A.2.1.1 Schnittgrößen Beton

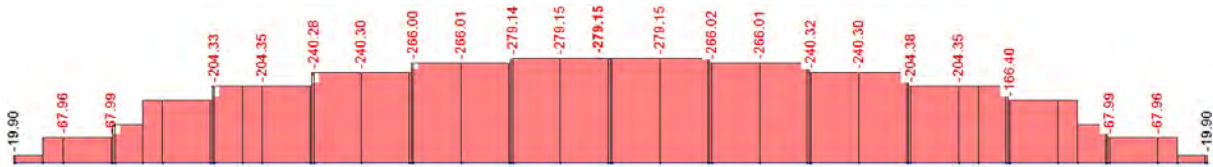


Abb. A.19: Normalkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit vier Kernen Nutzungskategorie B

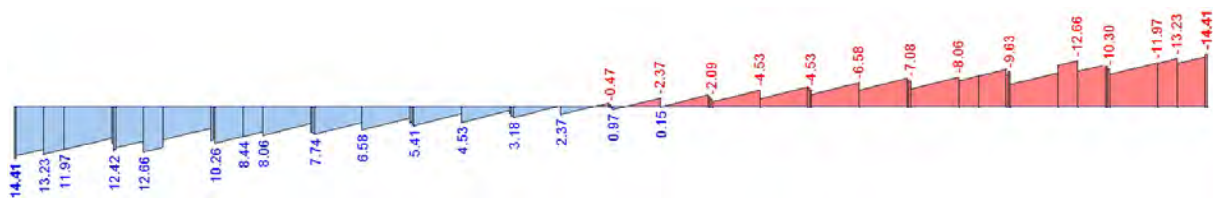


Abb. A.20: Querkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit vier Kernen Nutzungskategorie B

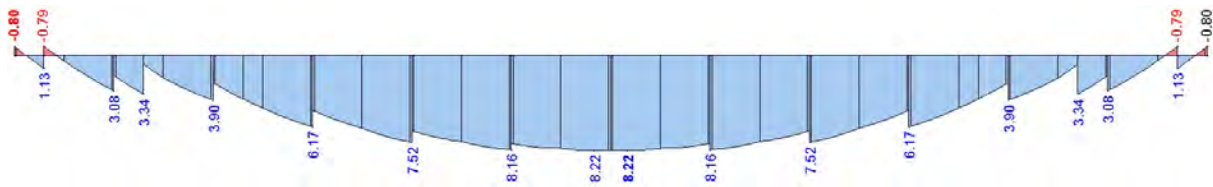


Abb. A.21: Momentenverlauf in der Betonplatte beim Träger mit vier Kernen Nutzungskategorie B

A.2.1.2 Schnittgrößen Stahl

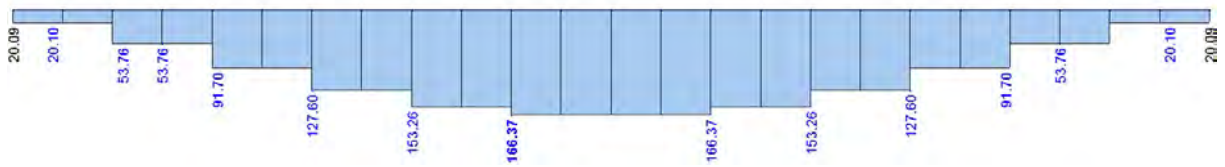


Abb. A.22: Normalkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit vier Kerben Nutzungskategorie B

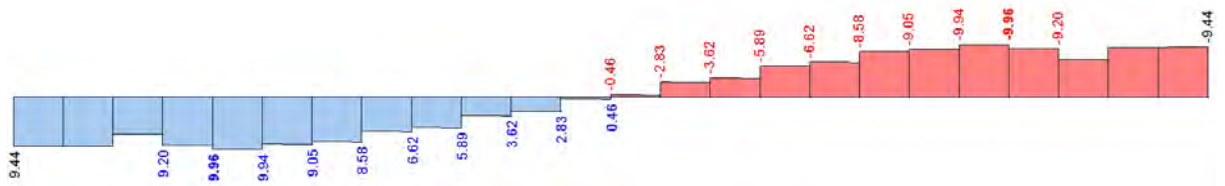


Abb. A.23: Querkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit vier Kerben Nutzungskategorie B

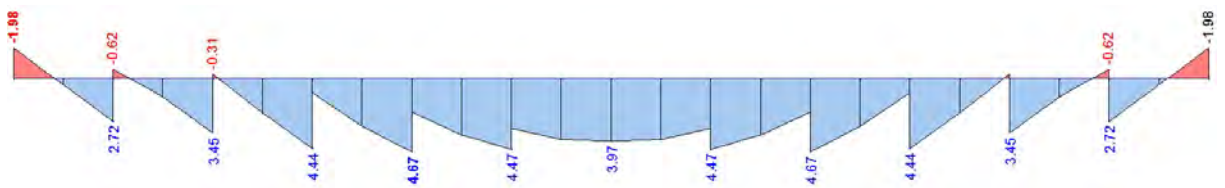


Abb. A.24: Momentenverlauf im Stahlträger beim Träger mit vier Kerben Nutzungskategorie B

A.2.1.3 Schnittgrößen Holz



Abb. A.25: Normalkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit vier Kerven Nutzungskategorie B

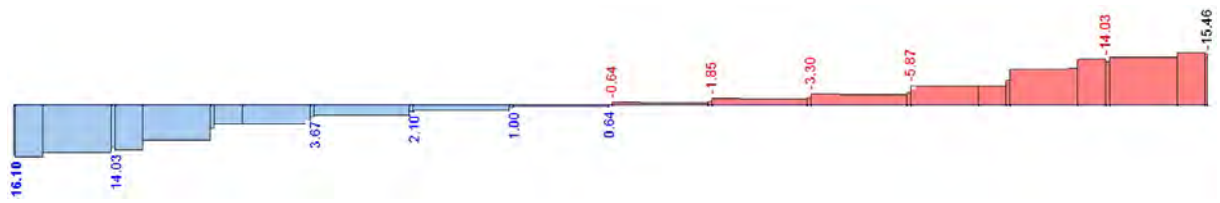


Abb. A.26: Querkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit vier Kerven Nutzungskategorie B

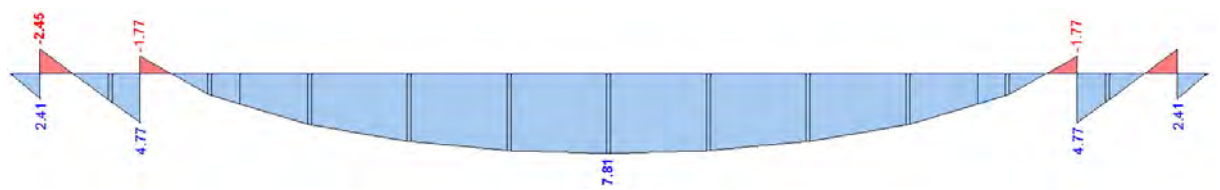


Abb. A.27: Momentenverlauf im Holzträger beim Träger mit vier Kerven Nutzungskategorie B

A.2.2 Nutzungskategorie C5

A.2.2.1 Schnittgrößen Beton

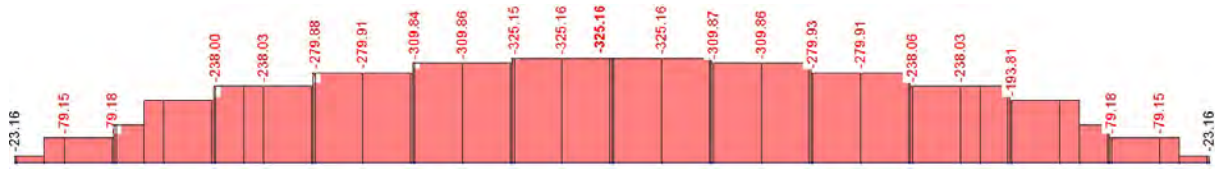


Abb. A.28: Normalkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit vier Kernen Nutzungskategorie C5

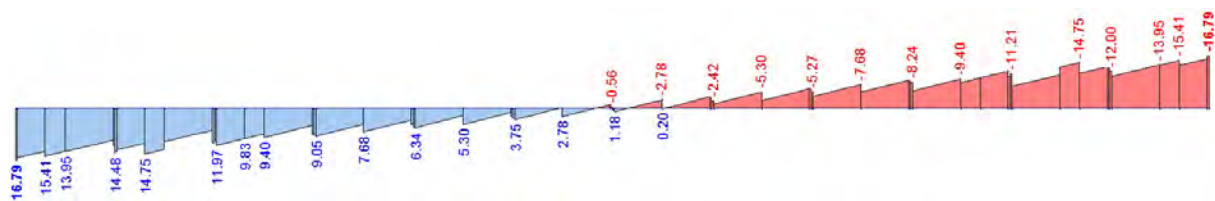


Abb. A.29: Querkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit vier Kernen Nutzungskategorie C5

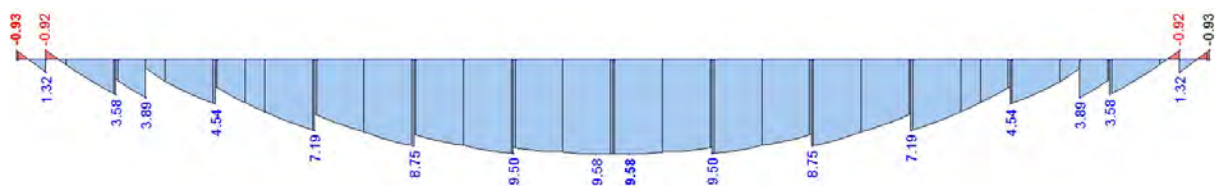


Abb. A.30: Momentenverlauf in der Betonplatte beim Träger mit vier Kernen Nutzungskategorie C5

A.2.2.2 Schnittgrößen Stahl

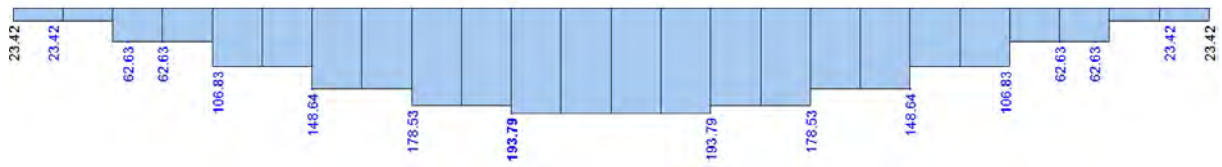


Abb. A.31: Normalkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit vier Kerfen Nutzungskategorie C5

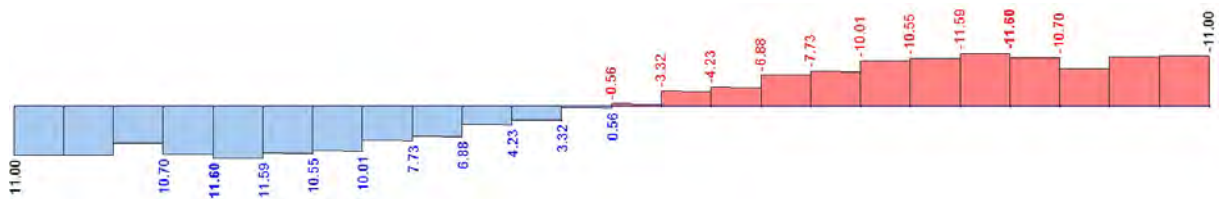


Abb. A.32: Querkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit vier Kerfen Nutzungskategorie C5

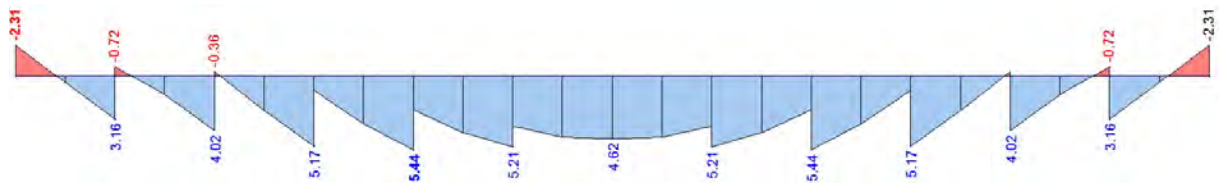


Abb. A.33: Momentenverlauf im Stahlträger beim Träger mit vier Kerfen Nutzungskategorie C5

A.2.2.3 Schnittgrößen Holz



Abb. A.34: Normalkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit vier Kerven Nutzungskategorie C5

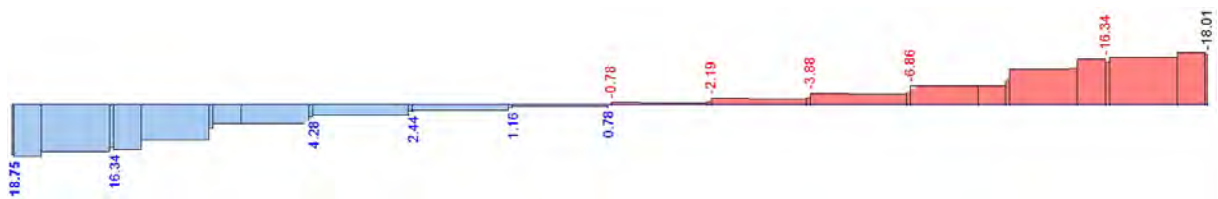


Abb. A.35: Querkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit vier Kerven Nutzungskategorie C5

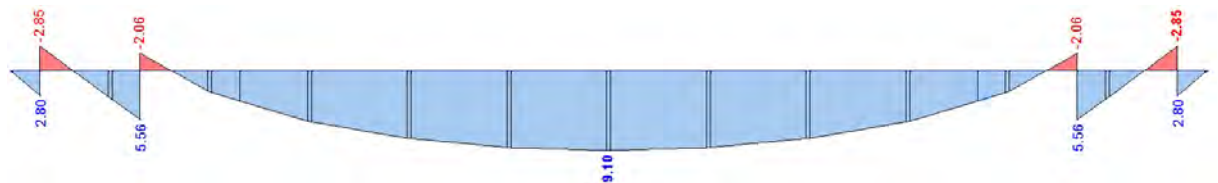


Abb. A.36: Momentenverlauf im Holzträger beim Träger mit vier Kerven Nutzungskategorie C5

A.3 Schnittgrößen des Trägers mit zwei Kerven

A.3.1 Nutzungskategorie B

A.3.1.1 Schnittgrößen Beton

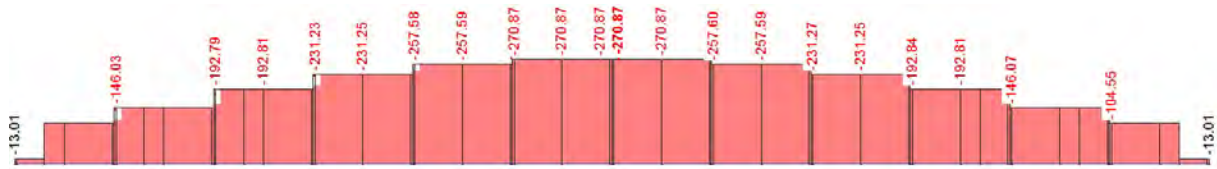


Abb. A.37: Normalkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit zwei Kerven Nutzungskategorie B

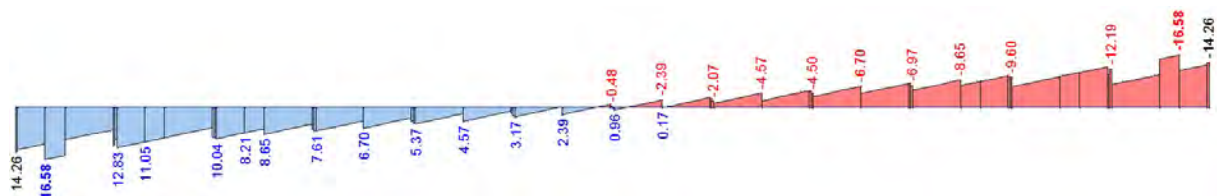


Abb. A.38: Querkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit zwei Kerven Nutzungskategorie B

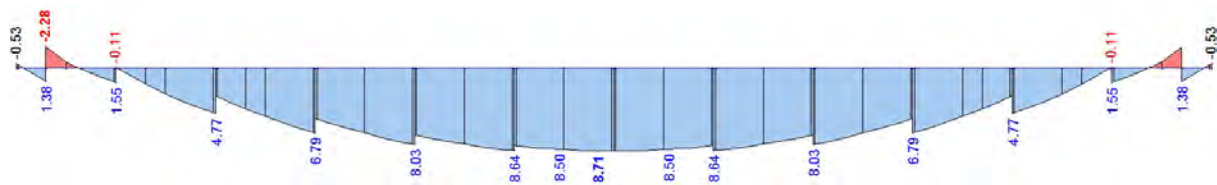


Abb. A.39: Momentenverlauf in der Betonplatte beim Träger mit zwei Kerven Nutzungskategorie B

A.3.1.2 Schnittgrößen Stahl

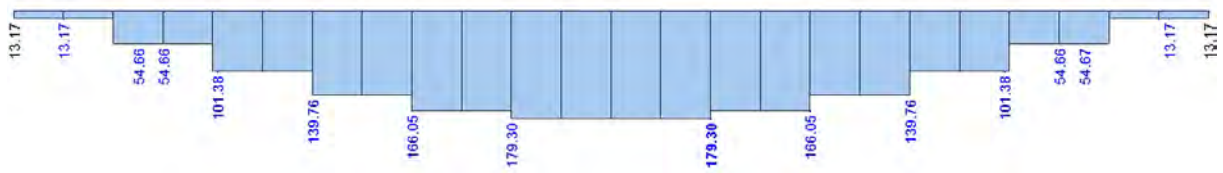


Abb. A.40: Normalkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit zwei Kerben Nutzungskategorie B

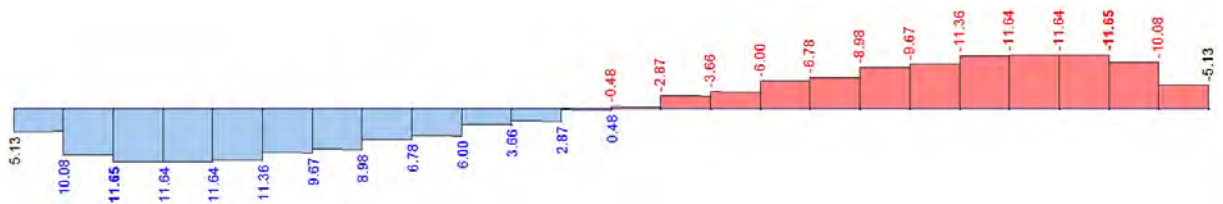


Abb. A.41: Querkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit zwei Kerben Nutzungskategorie B

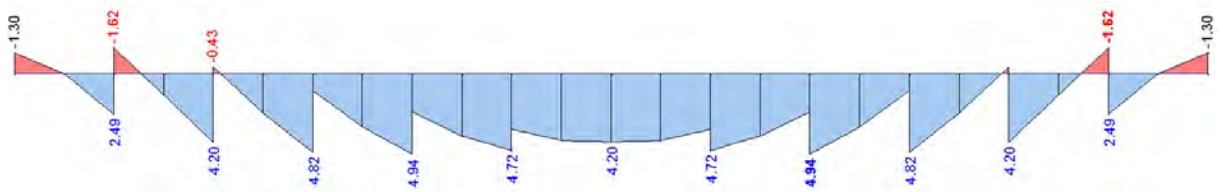


Abb. A.42: Momentenverlauf im Stahlträger beim Träger mit zwei Kerben Nutzungskategorie B

A.3.1.3 Schnittgrößen Holz



Abb. A.43: Normalkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit zwei Kerfen Nutzungskategorie B



Abb. A.44: Querkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit zwei Kerfen Nutzungskategorie B

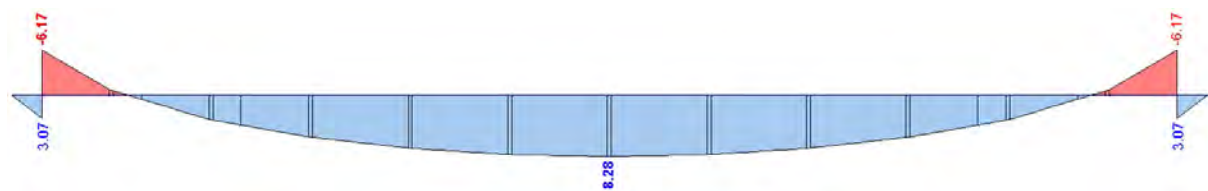


Abb. A.45: Momentenverlauf im Holzträger beim Träger mit zwei Kerfen Nutzungskategorie B

A.3.2 Nutzungskategorie C5

A.3.2.1 Schnittgrößen Beton

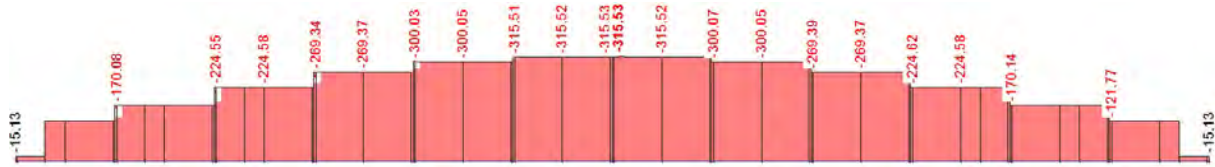


Abb. A.46: Normalkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit zwei Kerven Nutzungskategorie C5

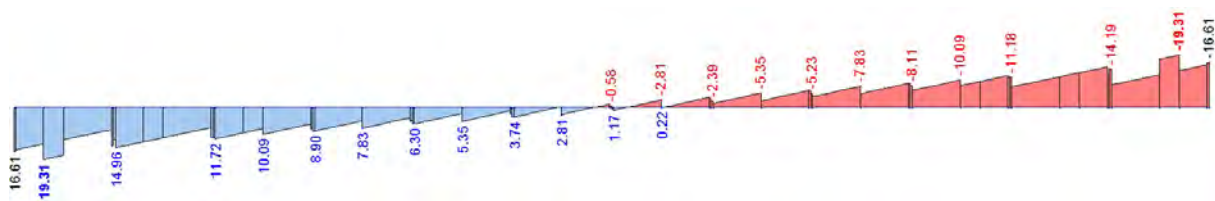


Abb. A.47: Querkraftverlauf in der Betonplatte beim Träger mit zwei Kerven Nutzungskategorie C5

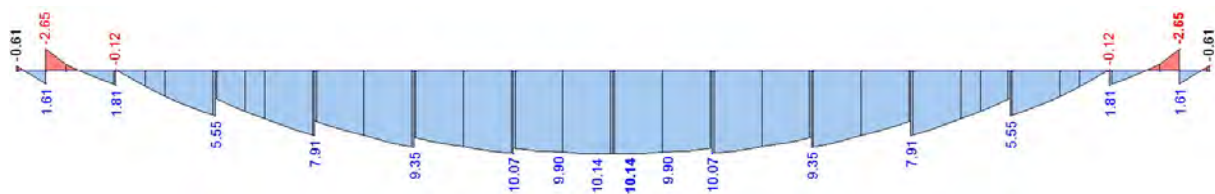


Abb. A.48: Momentenverlauf in der Betonplatte beim Träger mit zwei Kerven Nutzungskategorie C5

A.3.2.2 Schnittgrößen Stahl

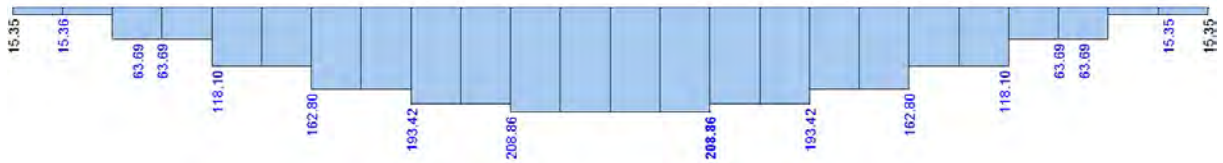


Abb. A.49: Normalkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit zwei Kernen Nutzungskategorie C5

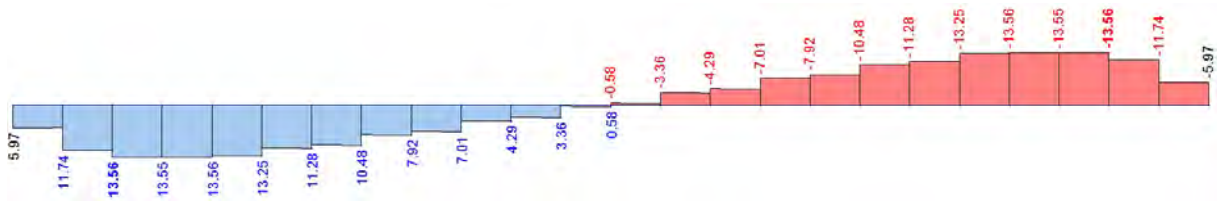


Abb. A.50: Querkraftverlauf im Stahlträger beim Träger mit zwei Kernen Nutzungskategorie C5

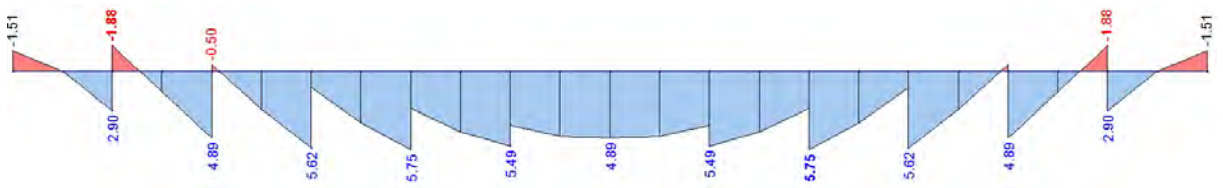


Abb. A.51: Momentenverlauf im Stahlträger beim Träger mit zwei Kernen Nutzungskategorie C5

A.3.2.3 Schnittgrößen Holz



Abb. A.52: Normalkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit zwei Kerven Nutzungskategorie C5



Abb. A.53: Querkraftverlauf im Holzträger beim Träger mit zwei Kerven Nutzungskategorie C5

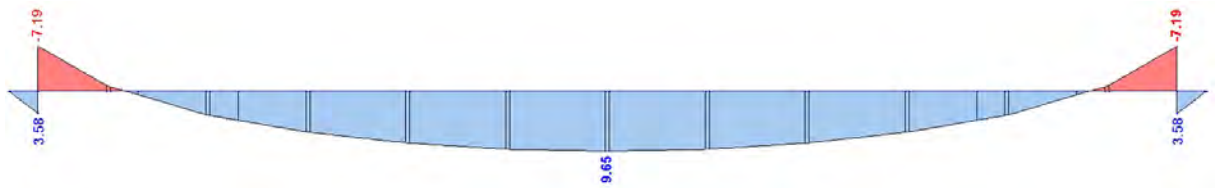


Abb. A.54: Momentenverlauf im Holzträger beim Träger mit zwei Kerven Nutzungskategorie C5

Anhang B

Schubspannungsverläufe

B.1 Schubspannungen im Holz für den Träger mit sechs Kerfen

B.1.1 Nutzungskategorie B

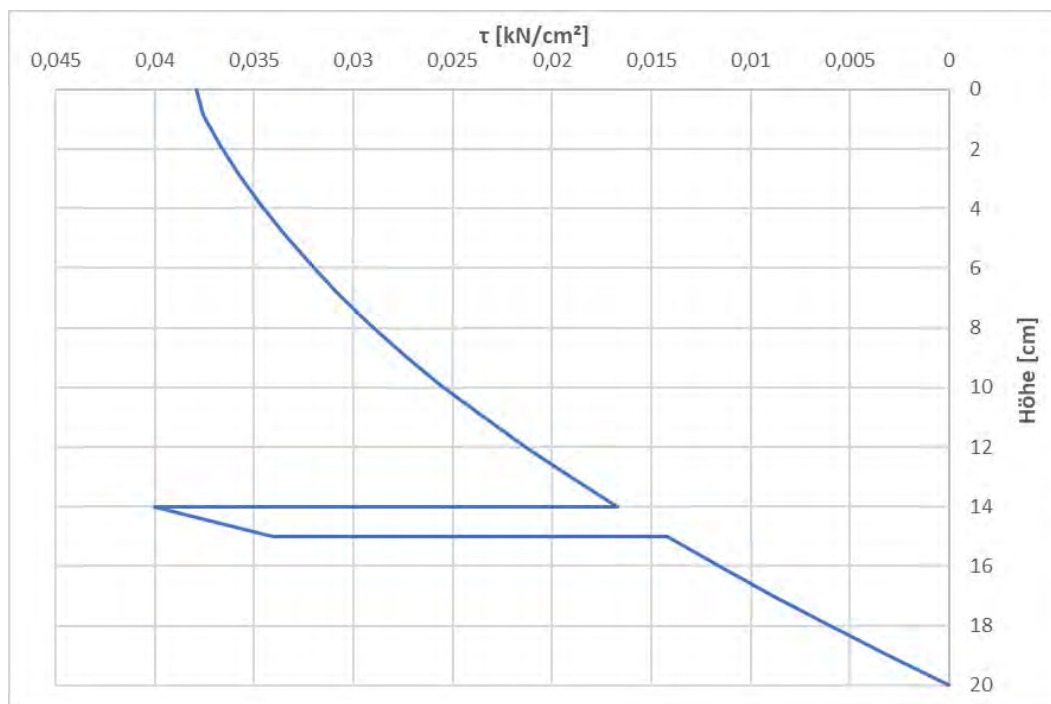


Abb. B.1: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 50$ cm

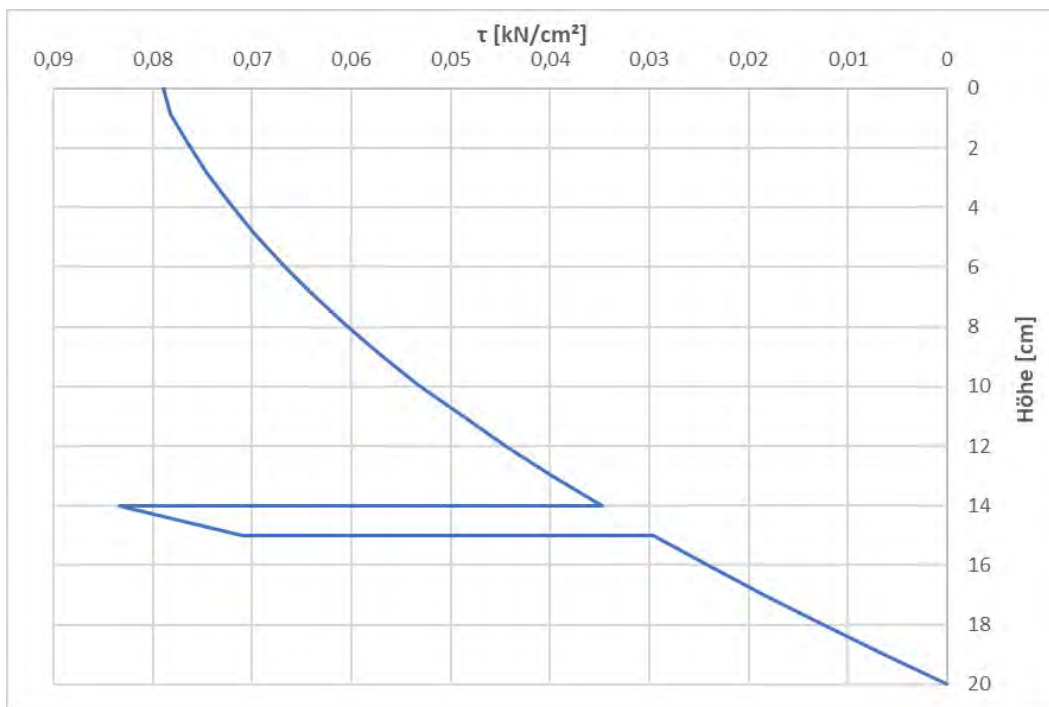


Abb. B.2: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 24 \text{ cm}$

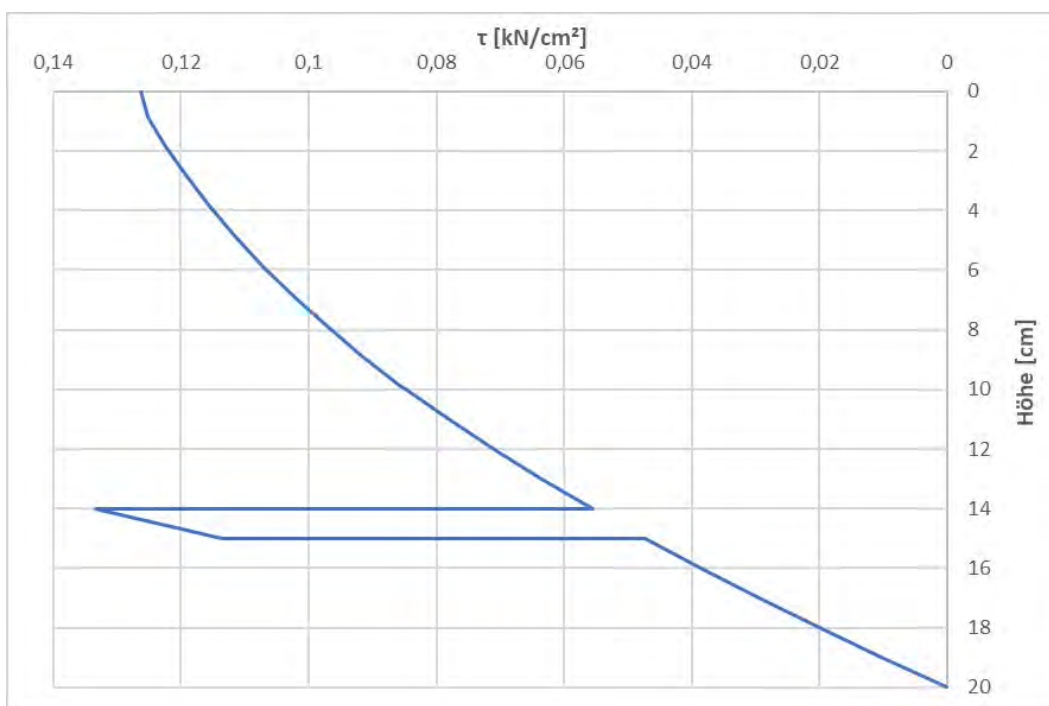


Abb. B.3: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 15 \text{ cm}$

B.1.2 Nutzungskategorie C5

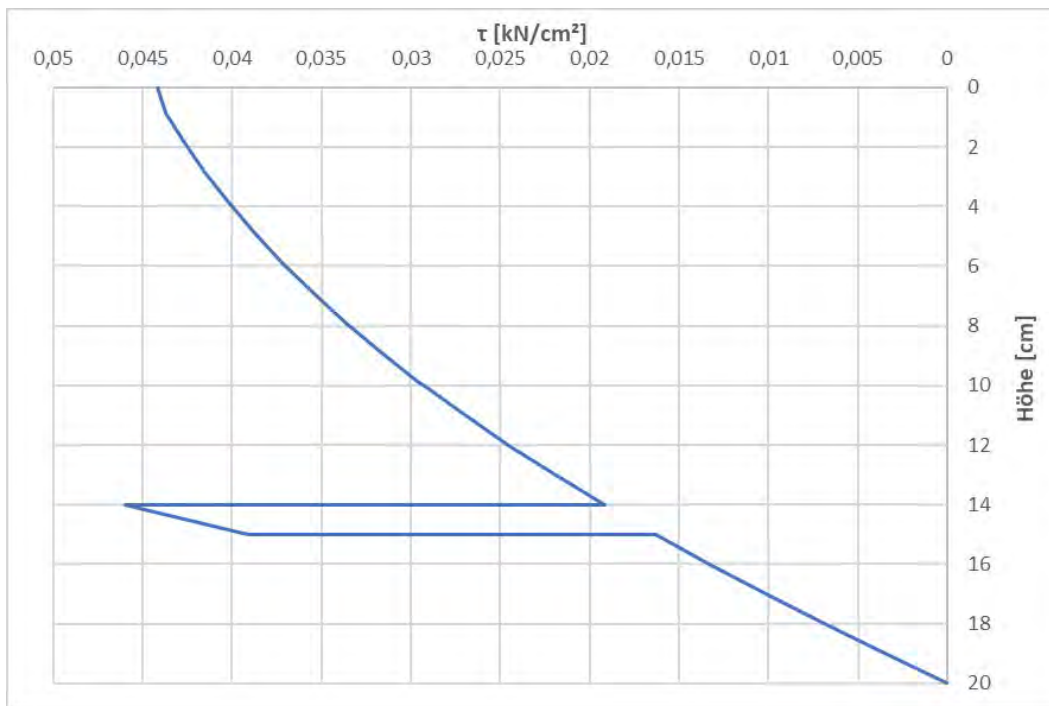


Abb. B.4: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 50 \text{ cm}$

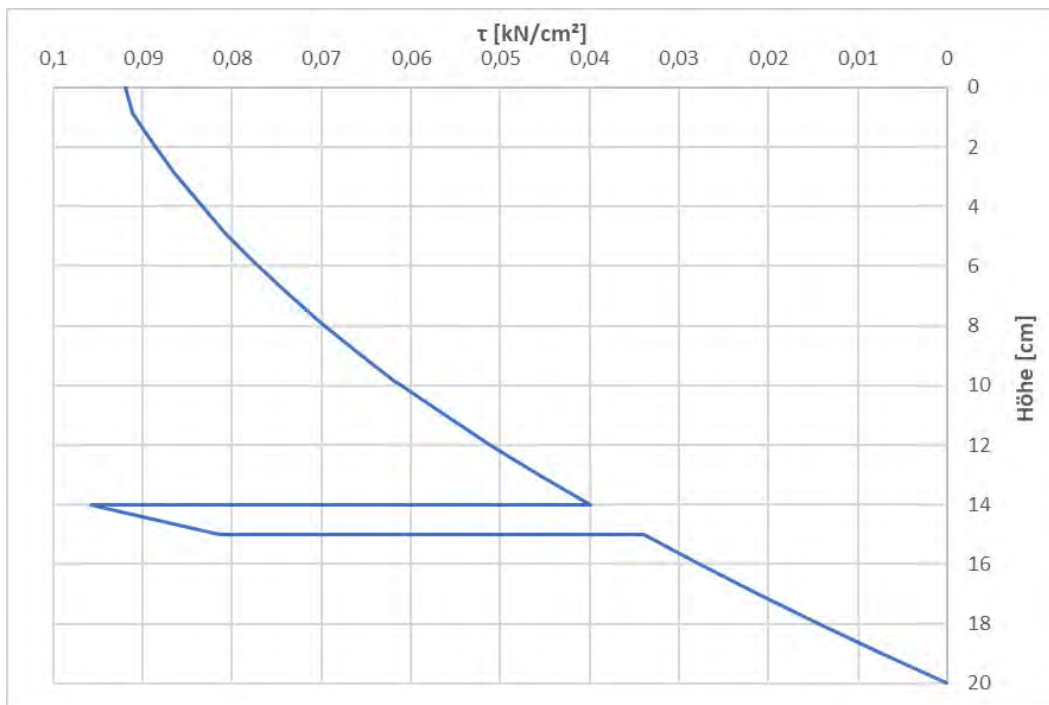


Abb. B.5: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 24 \text{ cm}$

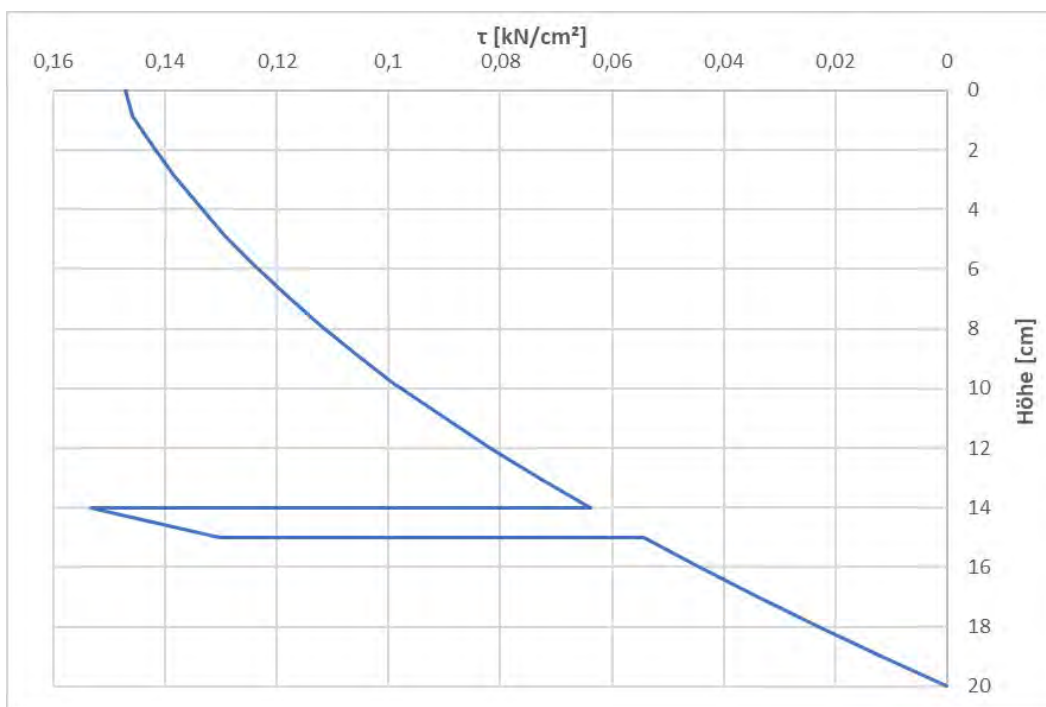


Abb. B.6: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 15 \text{ cm}$

B.2 Schubspannungen im Holz für den Träger mit vier Kerfen

B.2.1 Nutzungskategorie B

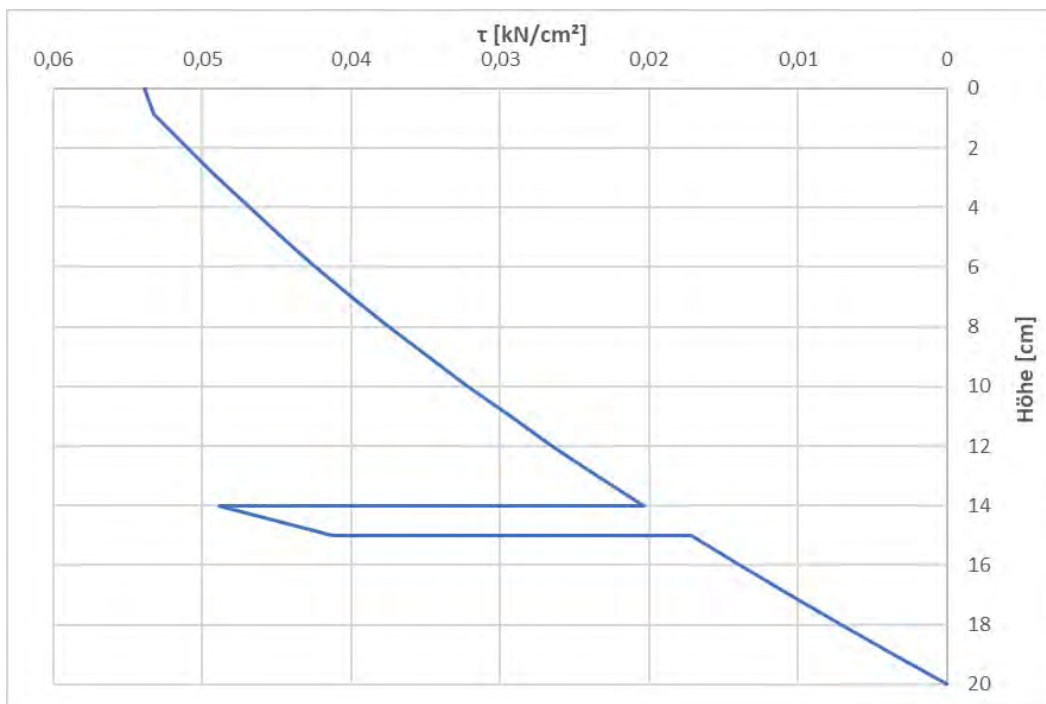


Abb. B.7: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 50 \text{ cm}$

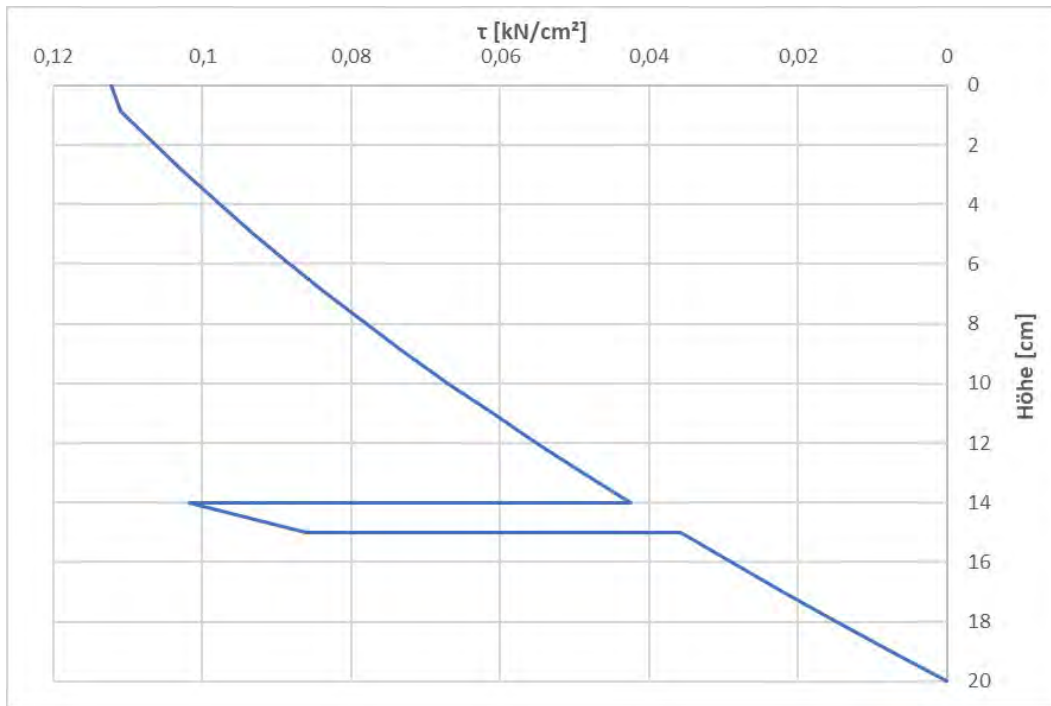


Abb. B.8: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 24 \text{ cm}$

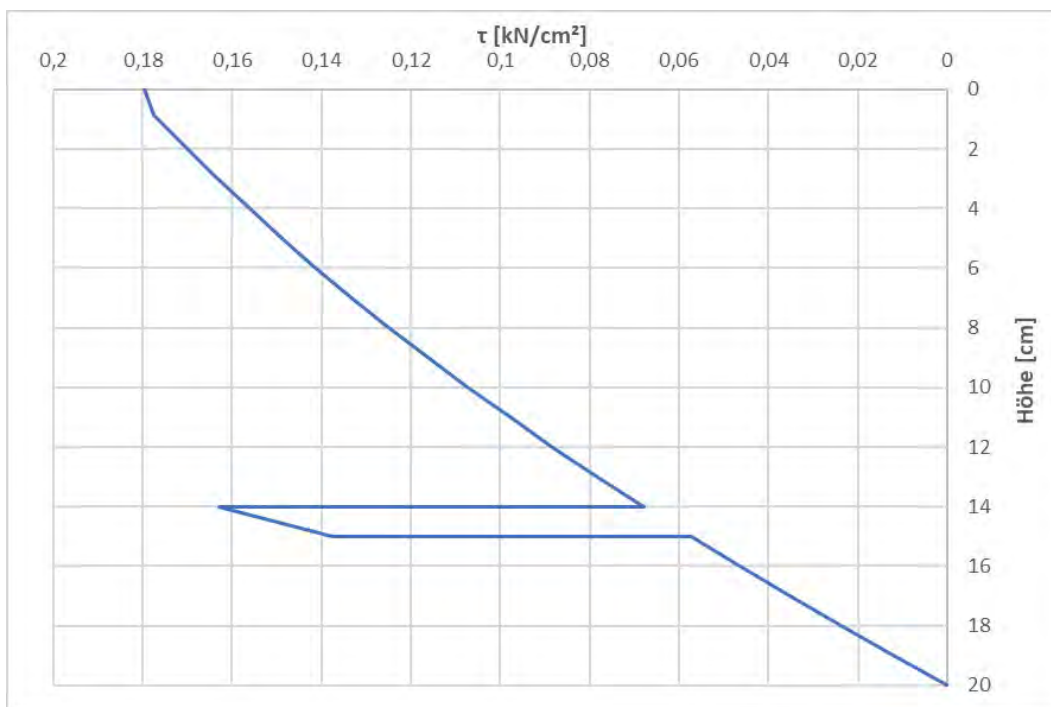
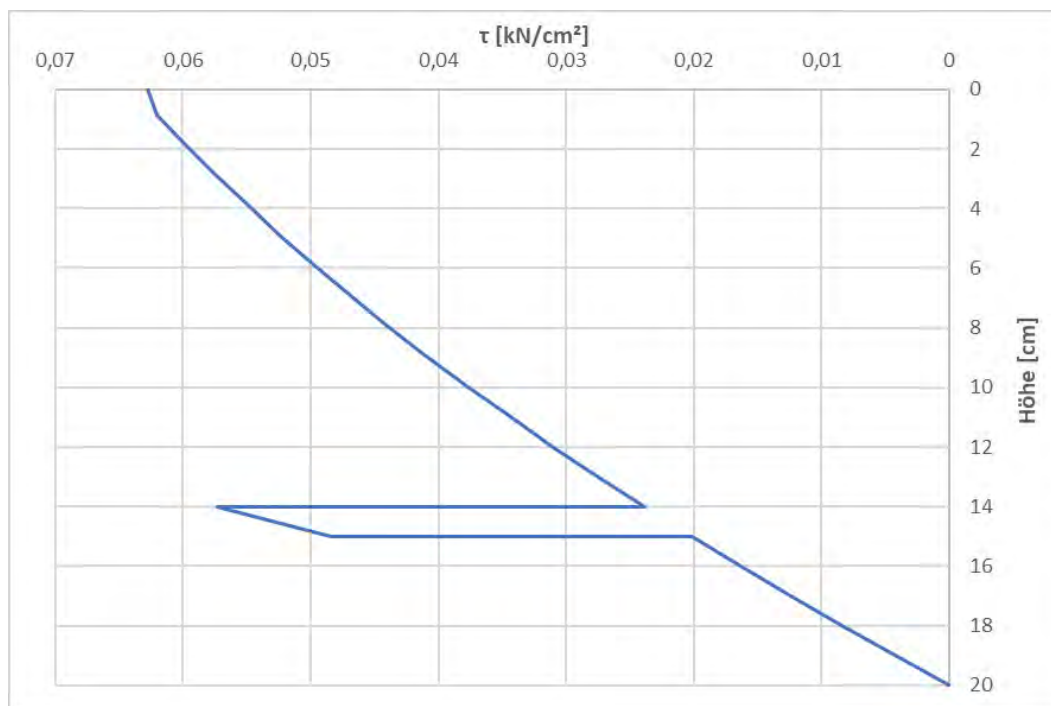
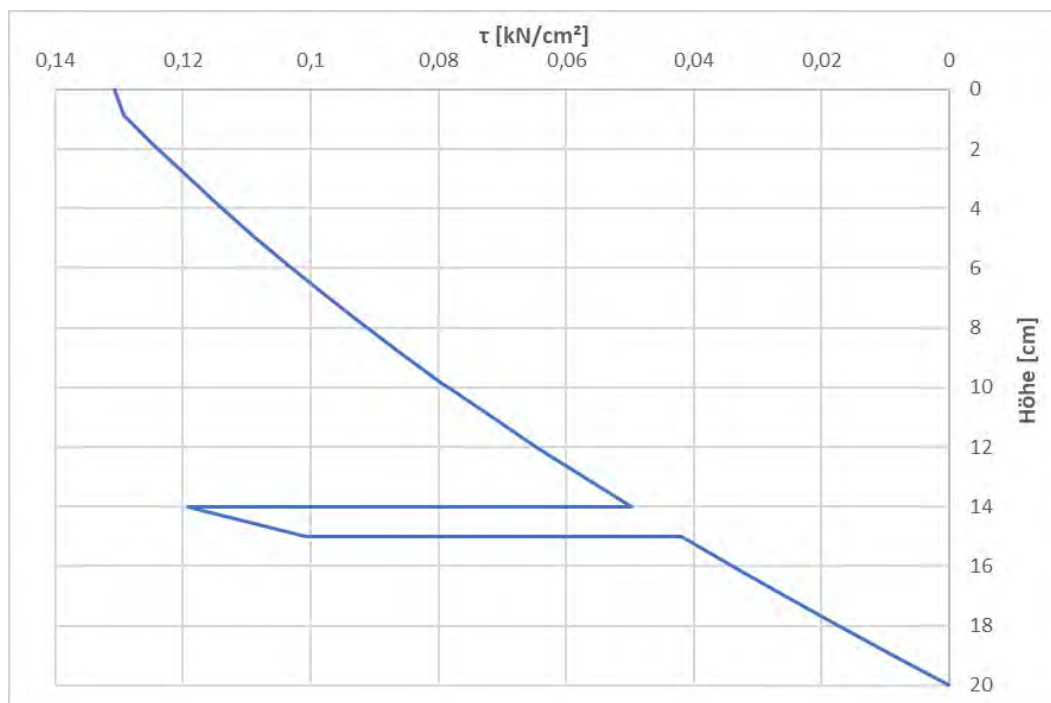


Abb. B.9: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 15 \text{ cm}$

B.2.2 Nutzungskategorie C5

Abb. B.10: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 50 \text{ cm}$ Abb. B.11: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 24 \text{ cm}$

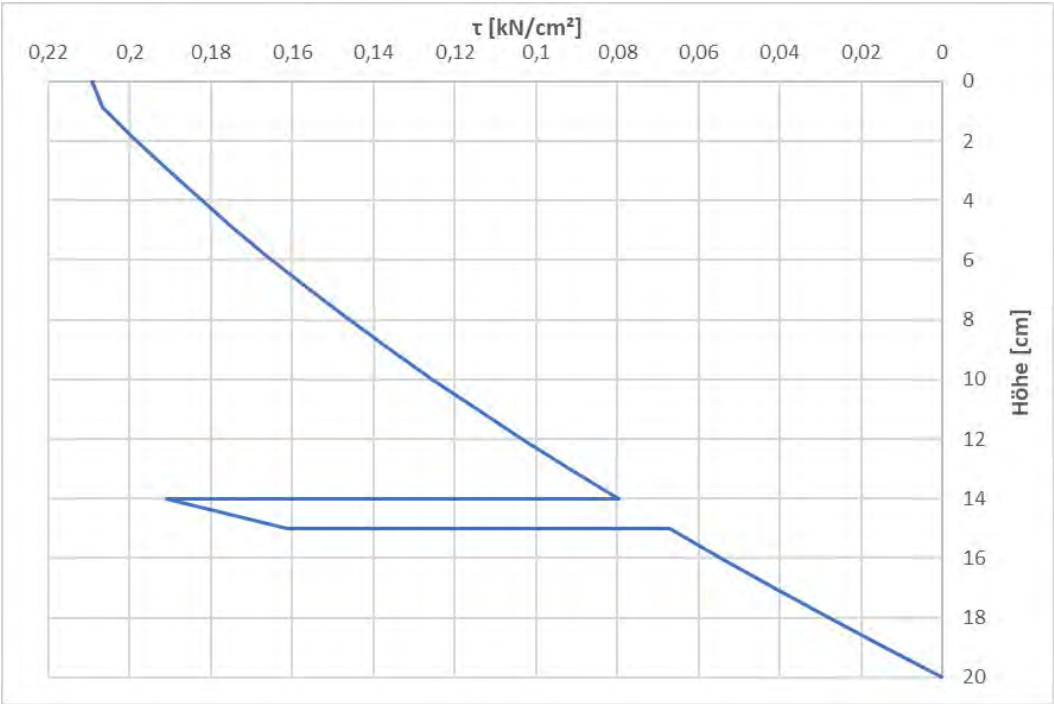


Abb. B.12: Schubverlauf im Holzquerschnitt $\Delta x = 15 \text{ cm}$