



BBSR-
Online-Publikation
04/2025

Durchlaufwirkung von HBV-Decken

von

Prof. Dr. Mike Sieder
Prof. Dr. habil. Jörg Schänzlin
Christian Kaluza
Sebastian Krug

9

Durchlaufwirkung von HBV-Decken

Durchlaufwirkung von Holz-Beton-Verbunddecken für
die Anwendung im Mehrgeschoß- und Bürobau

Gefördert durch:



Bundesministerium
für Wohnen, Stadtentwicklung
und Bauwesen

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

ZUKUNFT BAU
FORSCHUNGSFÖRDERUNG

Dieses Projekt wurde gefördert vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Auftrag des Bundesministeriums für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (BMWSB) aus Mitteln des Innovationsprogramms Zukunft Bau.

Aktenzeichen: 10.08.18.7-20.50

Projektlaufzeit: 03.2021 bis 12.2023

IMPRESSUM

Herausgeber

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR)
im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR)
Deichmanns Aue 31–37
53179 Bonn

Fachbetreuer

Steffen Kisseler, Brüggemann Kisseler Ingenieure
im Auftrag des BBSR, Referat WB 3 „Forschung und Innovation im Bauwesen“
zb@bbr.bund.de

Autorinnen und Autoren

Technische Universität Braunschweig
Institut für Baukonstruktion und Holzbau (iBHolz)
Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder (Projektleitung)

Dipl.-Ing. Christian Kaluza
c.kaluza@tu-braunschweig.de

Hochschule Biberach (HBC)
Institut für Holzbau
Prof. Dr.-Ing. habil. Jörg Schänzlin

Sebastian Krug, M. Eng.
krug@hochschule-bc.de

Redaktion

Technische Universität Braunschweig
Institut für Baukonstruktion und Holzbau (iBHolz)

Stand

März 2024

Gestaltung

Technische Universität Braunschweig
Institut für Baukonstruktion und Holzbau (iBHolz)

Bildnachweis

Titelbild: Institut für Baukonstruktion und Holzbau iBHolz

Vervielfältigung

Alle Rechte vorbehalten

Der Herausgeber übernimmt keine Gewähr für die Richtigkeit, die Genauigkeit und Vollständigkeit der Angaben sowie für die Beachtung privater Rechte Dritter. Die geäußerten Ansichten und Meinungen müssen nicht mit denen des Herausgebers übereinstimmen.

Zitierweise

Sieder, M.; Schänzlin, J.; Kaluza, C.; Krug, S., 2025: Durchlaufwirkung von HBV-Decken: Durchlaufwirkung von Holz-Beton-Verbunddecken für die Anwendung im Mehrgeschoß- und Bürobau. BBSR-Online-Publikation 04/2025, Bonn. <https://doi.org/10.58007/sg48-nj11>

DOI 10.58007/sg48-nj11

ISSN 1868-0097

Bonn 2025

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	7
Abstract	8
Einführung	9
Themenfeld	9
Untersuchungsgegenstand	9
Problemstellung	11
Stand der Forschung/Baupraxis	11
Forschungslücke/Entwicklungsbedarf	11
Zielstellung	12
Konkrete Projektziele	12
Übergeordnete Ziele und der Beitrag des Projekts dazu	12
Forschungsdesign	13
Arbeitshypothesen	13
Methodischer Ansatz	14
Projektteam und Organisation, Kooperationspartner	14
Arbeitspakete und Meilensteine	15
Projektverlauf – Hauptteil, „Beweisführung“	17
Darstellung der durchgeführten Arbeiten und der resultierenden Erkenntnisse	17
Einfluss des Fugensteifigkeit	17
Das nichtlineare Materialverhalten von Beton	17
Das zweiachsige Tragverhalten des Betongurtes von linearen HBV-Systemen	18
1. Numerische Untersuchungen des Verhaltens bei durchlaufendem Holz- und Betonquerschnitt (AP 1)	19
1.1. Numerische Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens (iBHolz)	19
1.2. Systematische Parameterstudie (iBHolz)	21
1.3. Erfassung des Langzeitverhaltens (HBC)	30
2. Experimentelle Untersuchungen (AP 2)	30
2.1. Durchführung von Versuchen mit durchlaufendem Holzträger im Auflagerbereich (iBHolz)	30
2.2. Durchführung von Versuchen mit gestoßenem Holzträger im Auflagerbereich (HBC)	59
3. Modellentwicklung und Bemessungsvorschlag (AP 3)	77
3.1. Verifikation des numerischen Modells (iBHolz)	77
3.2. Bemessungsvorschlag – Überführung der numerischen Ergebnisse in ein mechanisches Modell (iBHolz)	80
3.3. Anpassung von Eingangsgrößen zur Minimierung der Abweichungen zwischen Modell und numerischer Berechnung (iBHolz)	81
4. Zuverlässigkeitssanalyse des vereinfachten Gesamtsystems (AP 4)	82
4.1. Allgemeines (HBC)	82
4.2. Modellbildung (HBC)	84
4.3. System 1: Bemessung des gelenkig gelagerten Einfeldträgers (HBC)	88
4.4. System 2: Zuverlässigkeitssanalyse am gelenkig gelagerten Einfeldträger (HBC)	89
4.5. System 3: Zuverlässigkeitssanalyse am einseitig eingespannten Einfeldträger (HBC)	90
4.6. System 4: Rückrechnung auf gefordertes Zuverlässigkeitseiveau (HBC)	92
4.7. System 5: Bestimmung der ansetzbaren Drehfedersteifigkeit (HBC)	93
4.8. Zusammenfassung (HBC)	96

5. Einfluss Stoß (AP 5)	96
5.1. Allgemeines (HBC)	97
5.2. Modell (HBC)	98
5.3. Komponente: Holz unter exzentrischem Druck (HBC)	100
5.4. Komponente: Beton unter zentrischem Zug (HBC)	102
5.5. Finite-Elemente-Modell zur Verifikation (HBC)	103
5.6. Ergebnisse und Verifikation über FE-Berechnungen (HBC)	106
5.7. Erweiterung des Komponentenmodells für durchlaufende Holzträger (HBC)	108
5.8. Experimentelle Untersuchungen mit durchlaufendem Holzträger – Verifikation mit Komponentenmethode (HBC)	111
5.9. Zusammenfassung (HBC)	116
6. Zuverlässigkeitssanalyse des Verhaltens am Stoß (AP 6)	119
6.1. Allgemeines (HBC)	119
6.2. Probabilistische Materialmodelle (HBC)	119
6.3. Implementierung in das Komponentenmodell und Berechnung (HBC)	124
6.4. Untersuchung des probabilistischen Verhaltens am Stoß (HBC)	126
6.5. Berechnung der Anschlusssteifigkeit (HBC)	128
6.6. Zusammenfassung (HBC)	130
7. Parameterstudie (AP6)	131
7.1. Allgemeines (HBC)	131
7.2. Definition des Parameterbereichs (HBC)	131
7.3. Berechnungsprozess (HBC)	131
7.4. Ergebnisse und Identifikation der einflussgebenden Parameter am vereinfachten Gesamtsystem (HBC)	132
7.5. Zusammenfassung (HBC)	137
8. Bemessungsvorschlag von durchlaufenden HBV-Decken mit gestoßenem Holzträger	138
8.1. Allgemeines (HBC)	138
8.2. Bemessungsvorschlag (HBC)	138
8.3. Validierung und Anpassung des entwickelten Bemessungsvorschlags (HBC)	143
8.4. Berücksichtigung des Langzeitverhaltens (HBC)	148
8.5. Bemessungsablauf (HBC)	155
Ergebnisse	156
Zusammenführung der Zwischenergebnisse zum Endergebnis	156
Bewertung/Diskussion/Zielerreichung – Einordnung in den wissenschaftlichen Kontext inkl. möglicherweise bekannt gewordenen Ergebnissen von dritter Seite	156
Mitwirkende	159
Kurzbiographien	160
Literaturverzeichnis	161
Abbildungsverzeichnis	166
Tabellenverzeichnis	175
Anlagen	177
A.1. Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen	177
A.1.1. Last-Verformungs-Beziehung	177
A.1.2. Verformung-Zeit-Beziehung	181
A.1.3. Zylinderkraft-Zeit-Beziehung	183
A.1.4. Auflagerkraft-Zeit-Beziehung	185

A.1.5. Verteilung des globalen Biegemomentes	187
A.1.6. Kraft-Krümmungs-Beziehung	189
A.1.7. Dehnung-Zeit-Beziehung	193
A.1.8. Normalkraft-Zeit-Beziehung	199
A.1.9. Biegemoment-Zeit-Beziehung	202
A.1.10. Ergebnisse der Modellrechnungen und der experimentellen Untersuchungen	208
A.2. Ausführungsplan - experimentelle Untersuchungen (durchlaufender Holzquerschnitt)	220
A.3. Messtechnikplan - experimentelle Untersuchungen (durchlaufender Holzquerschnitt)	221

Kurzfassung

Ein Ansatz, den Anteil an nachwachsenden Rohstoffen im Bauwesen bei gleichzeitiger Erfüllung verschiedener bauphysikalischer Anforderungen zu erhöhen, ist die Verwendung von Holz-Beton-Verbundbauteilen (HBV). Ein wesentlicher Hinderungsgrund dieser Bauweise ist allerdings, dass ihre Anwendung bisher auf Einfeldsysteme begrenzt ist, während unter Verwendung der einzelnen Werkstoffe die Umsetzung von Mehrfeldsystemen und somit geringere bauliche Einschränkungen möglich sind. Aufgrund fehlender respektive nicht einheitlich formulierten Bemessungsregeln liegt dem Entwurfsverfasser keine ausreichende Planungssicherheit für eine ressourcen- und materialschonende Bauweise vor, sodass die Entscheidung für den Entwurf auf die Limitierungen der Holz-Beton-Verbundbauweise angepasst oder auf eine intensivere CO₂ emittierende Bauweisen zurückgegriffen werden muss.

Die bauliche Durchbildung eines Mehrfeldsystems führt aufgrund der maßgeblichen Momentenbeanspruchung im Feld und der vorteilsbezogenen Materialeigenschaften der Baustoffe zur Verwendung des Betons auf der Oberseite des Holzquerschnittes. Diese Gegebenheit hat innerhalb des negativen Momentenbereichs eine ungünstige Auswirkung auf den Stahlbetonquerschnitt. Die normalkraft- und momenteninduzierte Beanspruchung führt zu einer Rissbildung im Beton. Die Auswirkungen des gerissenen Betons auf das Trag- und Verformungsverhalten von HBV-Bauteilen können aufgrund fehlender Untersuchungen nicht valide bestimmt werden, da eine Vielzahl von Parametern zu einer Umlagerung der Schnittgrößen in den Teilquerschnitten führen. Damit ist es bisher nicht möglich, diese Durchlaufwirkung planmäßig zu berücksichtigen. Gelingt es, diese Forschungslücke im Rahmen dieses Projektes zu schließen, wird erwartet, dass der Materialeinsatz der HBV-Bauteile und die Einschränkungen des HBV-Systems auf die Freiheiten der Architektur reduziert werden können, so dass durch diese HBV-Bauweise der Anteil an regenerativen Werkstoffen gerade im Büro- und Mehrfamilienhausbau deutlich erhöht werden kann.

Im Rahmen dieser Untersuchung sollen die wissenschaftlich-technischen Grundlagen für die Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens der HBV-Bauweise im negativen Biegemomentenbereich ermittelt werden. Daraus können die spezifischen Besonderheiten der Holz-Beton-Verbunddecke bei dieser Beanspruchung mit den maßgebenden Parametern und deren Einflusssignifikanz bestimmt und für die Bemessung detailliert erfasst werden. Im Zusammenspiel mit der bereits europäisch veröffentlichten Technical Specification zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken [CEN/TS 19103, 2022], gilt es mithilfe der Ergebnisse dieser Untersuchungen einen Beitrag zur Lösung der Fragestellung zu erarbeiten, die dann prinzipiell möglichen statischen Systeme über den reinen Einfeldträger hinaus auszuweiten und die Vorteile dieser Bauweise auch im bisher vom reinen Stahlbetonbau dominierten Mehrgeschoss- und Bürobau zu nutzen.

Abstract

One approach to increasing the proportion of renewable raw materials in the construction industry while at the same time achieving various building physics requirements is the use of timber-concrete composite components (TCC). However, a major obstacle to this construction method is that its application has so far been limited to single-span systems, whereas the use of individual materials allows the implementation of multi-span systems and thus less structural restrictions. Due to a lack of or non-uniformly formulated design rules, the structural designer does not have sufficient planning certainty for a resource- and material-saving construction method, so that the decision for the design must be adapted to the limitations of the wood-concrete composite construction method or a more intensive CO₂-emitting construction method must be used.

The structural design of a multi-span system leads to the use of concrete on the upper side of the timber cross-section due to the decisive moment stress in the span and the advantage-related material properties of the building materials. This condition has an unfavorable effect on the reinforced concrete cross-section within the negative moment range. The normal force and moment-induced stress leads to cracking in the concrete. The effects of cracked concrete on the load-bearing and deformation behavior of reinforced concrete components cannot be validly determined due to a lack of investigations, as a large number of parameters lead to a redistribution of the internal forces in the partial cross-sections. This means that it has not yet been possible to take this continuous beam effect into account in the design. If this research gap can be closed as part of this project, it is expected that the use of materials for the TCC components and the limitations of the TCC system can be reduced to the flexibility of the architecture, so that this HBV construction method can significantly increase the proportion of regenerative materials, especially in office and multi-family buildings.

Within the scope of this study, the scientific and technical basis for the description of the load-bearing and deformation behavior of the TCC construction method in the negative bending moment range is to be determined. From this, the specific characteristics of the timber-concrete composite slab under this load with the decisive parameters and their influence significance can be determined and recorded in detail for the design. In conjunction with the Technical Specification for the design of timber-concrete composite floors [CEN/TS 19103, 2022], which has already been published at European level, the task is to use the results of these investigations to contribute to solving the existing problem. The aim here is to extend the static systems that are then possible in principle beyond the pure single-span beam and also to utilize the advantages of this construction method in multi-storey and office buildings, which have been dominated by pure reinforced concrete construction to date.

Einführung

Themenfeld

Holz-Beton-Verbund (HBV) verbindet die Vorteile des Holz- und Stahlbetonbaus. Der Einsatz einer tragenden Betonschicht erhöht die Tragfähigkeit und die Steifigkeit im Vergleich zu einer reinen Holzdecke erheblich [Braun u. a., 1998; Bahmer u. Bathon, 2003; Kuhlmann u. a., 2006]. Darüber hinaus bieten HBV-Systeme bauphysikalische Vorteile wie Schall- und verbesserten Brandschutz [Frangi, 2001]. Außerdem wird der Einsatz von Beton reduziert und durch den nachwachsenden Baustoff Holz ersetzt [Kuhlmann u. Schänzlin, 2002a]. Zusätzlich zu diesen ökologischen Vorteilen benötigen Holz-Beton-Verbunddecken weniger Schalungen und die Bauzeit wird verkürzt, da eine geringere Betonmenge eingebracht werden muss.

Bislang erfolgt die Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauten über bauaufsichtliche Zulassungen, in denen die Verbindungen zwischen Holz und Beton geregelt sind. Für die Zukunft ist ein eigener Teil der europäischen Bemessungsnormen geplant, der die Holz-Beton-Verbundbauweise regeln soll. Dazu wurde auf europäischer Ebene Anfang 2022 eine Technical Specification [CEN/TS 19103, 2022] veröffentlicht, die als möglicher Vorschlag dient.

Die Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken wird oft durch die Anforderungen an den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bestimmt. Es gibt mehrere Möglichkeiten, die Gebrauchstauglichkeit von HBV-Bodensystemen zu verbessern. Die am häufigsten diskutierten sind (i) zweiseitige Deckensysteme, bei denen eine steife Verbindung zwischen einzelnen Holzelementen in Querrichtung erforderlich ist (siehe z.B. [Jaaranen u. Fink, b; Loebus u. a.; Kreis, Benjamin; Jaaranen u. Fink, a]) und (ii) durch den Entwurf von durchgehenden Platten systemen. Die vorliegende Arbeit konzentriert sich auf Letzteres.

In den bestehenden Zulassungen für Holz-Beton-Verbunddecken sind keine Berechnungsmethoden für HBV-Decken in Bereichen mit negativen Biegemomenten gegeben. Auch sind einige Fragen zum Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken im Bereich negativer Momente ungelöst [ETA 13/0029; ETA 18/0264]. Daher werden sie typischerweise als eine Reihe von Einfeldträgern berechnet. Im Gegensatz dazu werden Decken im Stahlbetonbau meist als Durchlaufträger ausgeführt. Dies hat zur Folge, dass mit der Holz-Beton-Verbundkonstruktion nicht die gleichen statischen Systeme realisiert werden können wie mit einer Stahlbetondecke, was gegenüber reinen Betondecken nachteilig ist und ein Hindernis für die Anwendung der Holz-Beton-Verbundbauweise darstellt.

Ein Schlüssel zur wirtschaftlichen Umsetzung der Holz-Beton-Verbundbauweise ist daher, neben der nahezu abgeschlossenen Umsetzung in den allgemein gültigen Bemessungsnormen, die Möglichkeit zu schaffen, Holz-Beton-Verbunddecken als Zwei- und Mehrfeldträger zu bemessen. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen in [Müller, 2020; Sebastian u. a., 2016; Marschall, 2018; Adema u. a., 2022; Sülzle, 2023; Kaluza, 2019] zeigen die mögliche Erhöhung der Steifigkeit und die damit verbundene Verringerung der Verformungen bei durchgehenden Holz-Beton-Verbundsystemen. Allerdings wurde in den genannten Studien kein praktisch anwendbarer Berechnungsansatz für Bereiche mit negativen Biegemomenten entwickelt.

Untersuchungsgegenstand

Im Rahmen der gegenständlichen Untersuchung sollen die wissenschaftlich-technischen Grundlagen für die Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens der HBV-Bauweise im negativen Biegemomentenbereich ermittelt werden. Daraus können die spezifischen Besonderheiten der Holz-Beton-Verbunddecke bei dieser Beanspruchung mit den maßgebenden Parametern und deren Einfluss signifikanz bestimmt und für die Bemessung detailliert erfasst werden.

Im Zusammenspiel mit der erarbeiteten Technical Specification zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken als Vorschlag für die zukünftige Normengeneration des Eurocode 5 – Holzbau wird es durch die Ergebnisse dieser Untersuchungen gelingen, die dann prinzipiell möglichen statischen Systeme über den reinen Einfeldträger hinaus auszuweiten und die Vorteile dieser Bauweise auch im bisher vom reinen Stahlbetonbau dominierten Mehrgeschoß- und Bürobau zu nutzen.

Die Inhalte der Arbeitspakete wurden innerhalb des Verbundprojektes federführend zwischen den wissenschaftlichen Einrichtung (iBHolz und HBC) aufgeteilt. Eine Kurzdarstellung zu den durchgeführten Schritten ist nachfolgend institutsbezogen aufgeführt. Eine Zuweisung ist ebenfalls anhand Unterkapitel im Abschnitt Projektverlauf – Hauptteil, „Beweisführung“ möglich.

Kurzbeschreibung der Untersuchungen iBHolz

Im Rahmen des Projektes erfolgte im Vorfeld eine Parameterstudie mit Hilfe eines numerischen Modells. Gegenstand dieser Betrachtungen war die Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens und damit der Einfluss des Rissverhaltens im Stahlbetonquerschnitt auf das Trag- und Verformungsverhalten des HBV-Durchlaufträgers. Daraus war eine Extraktion der integralen Einflussparameter möglich, um auf dieser Basis die Randbedingungen für die nachgeschalteten experimentellen Untersuchungen zu formulieren. Die aus den großmaßstäblichen Versuchen gewonnenen Datenbasis ermöglichte die Validierung des eingangs vorgestellten numerischen Modells. Sowohl bei den experimentellen als auch bei den numerischen Untersuchungen wurde das Augenmerk auf die Verifizierung der Gesamtsteifigkeit und der internen Schnittgrößenverteilung an charakteristischen Stellen des Durchlaufträgers gelegt. Für eine praxistaugliche Bemessung von HBV-Durchlaufträgern wurde ein gesamtheitliches Modell vorgestellt, dass auf eine Bemessungssoftware zurückgreifen kann, in der kein nichtlineares Materialverhalten für die Betonseite implementiert sein muss. Daraus erschließt sich für den Tragwerksplaner ein breiter Zugang zur EDV-gestützten Nachweisführung.

Kurzbeschreibung der Untersuchungen HBC

Mit diesem Projekt wird ein auf der Komponentenmethode basierendes Berechnungsmodell zur Bestimmung der Anschlusssteifigkeit von durchgehenden HBV-Decken in Bereichen mit negativen Biegemomenten vorgestellt. Zunächst wurde ein deterministisches Modell entwickelt und mittels Finite-Elemente-Berechnungen erfolgreich verifiziert. Anschließend wurde das entwickelte deterministische Modell um eine probabilistische Ein- und Ausgabe erweitert, um den Einfluss von statistisch streuenden Materialkennwerten zu untersuchen. Auf Grundlage der probabilistischen Analyse wurde ein Berechnungsansatz zur Bestimmung der Verdrehfedersteifigkeit von durchlaufenden Holz-Beton-Verbunddecken vorgestellt. Um Grenzen für die Anwendbarkeit der Modelle zu definieren und einflussgebende Parameter zu identifizieren, wurde anschließend eine Parameterstudie durchgeführt. Um die entwickelten Modelle gesamtheitlich zu verifizieren, wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt und mit Vergleichsberechnung mit Hilfe der Komponentenmethode und Finiter-Elemente-Berechnungen verglichen. Mit Hilfe eines vereinfachten Gesamtsystems wurden abschließend eine Zuverlässigkeitsanalyse durchgeführt und eigene Teilsicherheitsbeiwerte für die Berücksichtigung der Durchlaufwirkung ermittelt. Das Hauptziel dieser Projektinhalte war die Untersuchung des Kurzzeitverhaltens von durchlaufenden Holz-Beton-Verbundsystemen, um die Anschlusssteifigkeit über dem Mittelauflager zu bestimmen, sodass in der zukünftigen Bemessung lediglich ein Einfeldträger mit einer einseitigen Drehfeder betrachtet werden kann.

In Kapitel 3 wird ein Vorschlag für die Bemessung von durchlaufenden HBV-Decken mit durchlaufendem Holzträger und in Kapitel 8 ein Vorschlag für die Bemessung von durchlaufenden HBV-Decken mit gestoßenem Holzträger angegeben.

Problemstellung

Stand der Forschung/Baupraxis

Bis heute wird die Holz-Beton-Verbunddecke im Wesentlichen durch bauaufsichtliche Zulassungen einzelner Verbindungsmitte geregelt. In diesen Zulassungen ist bisher geregelt, dass die Holz-Beton-Verbunddecke nur als Einfeldträger ausgeführt werden darf. Mit der neuen Normengeneration des Eurocodes 5 – Holzbau wird diese Begrenzung aufgehoben, wobei die Technical Specification (siehe [DIN CEN/TS 19103 2022]) zur Bemessung der Holz-Beton-Verbundbauweise allerdings eine genauere Modellierung vorschreibt. Damit existiert eine essentielle Wissenslücke, da mit bauaufsichtlicher Einführung der Norm die Bemessung von Durchlaufsystemen hier prinzipiell möglich wird. Die notwendigen Untersuchungen zur Identifikation der wesentlichen Parameter fehlen dagegen. Somit soll im Rahmen dieses angedachten Projekts diese Wissenslücke geschlossen werden, indem diese Einflüsse methodisch untersucht werden.

Diese Wissenslücken des Holz-Beton-Verbundbaus können nicht durch die Übertragung der Regelungen in [DIN EN 1994-1-1: 2010 2010] für den negativen Biegemomentenbereich ohne weitere Überprüfung geschlossen werden, da wesentliche Unterschiede zwischen der Holz-Beton-Verbundbauweise und der Stahl-Beton-Verbundbauweise, wie z.B. die Nachgiebigkeit der Verbindungsmitte, die geringere Steifigkeit des Holzes im Vergleich zum Stahl, das tendenziell spröde Verhalten des Holzes, der Einfluss des Langzeitverhaltens aller am Verbund beteiligten Baugruppen zwischen Holz-Beton-Verbunddecken und Stahl-Beton-Verbunddecken, vorhanden sind. Dieses unterschiedliche Tragverhalten wird durch die ersten numerischen Untersuchungen in [Kaluza 2019] bestätigt, so dass hier Handlungsbedarf besteht, sollte das Potential von Systemen mit Bereichen mit negativem Biegebeanspruchungen genutzt werden können.

Forschungslücke/Entwicklungsbedarf

Ein Ansatz, den Anteil an nachwachsenden Rohstoffen im Bauwesen bei gleichzeitiger Erfüllung verschiedener bauphysikalischer Anforderungen zu erhöhen, ist die Verwendung von HBV-Bauteilen. Ein wesentlicher Hinderungsgrund dieser Bauweise ist allerdings, dass ihre Anwendung bisher auf Einfeldsysteme begrenzt ist, während mit anderen Werkstoffen Mehrfeldersysteme und damit auch eine freiere Wahl des Grundrisses und geringere bauliche Einschränkungen möglich ist. Somit stehen die Entwurfsverfasser*innen vor der Entscheidung, ob der Entwurf auf die Limitierungen der HBV-Bauweise angepasst oder ob auf diese ressourcenschonende Bauweise verzichtet und auf intensiver CO₂ emittierende Bauweisen zurückgegriffen werden muss. Auch wird durch das statisch ungünstigere System eines Einfeldträgers mehr Material notwendig, als bei der Ausbildung einer Durchlaufwirkung. Es ist davon auszugehen, dass bereits heute diese Durchlaufwirkung durch Zulage der Schwindbewehrung zu einem gewissen Grad ausgebildet wird. Eine Verstärkung dieser Durchlaufwirkung ist prinzipiell durch das gezielte Einlegen von Bewehrung steuerbar. Allerdings wird diese Durchlaufwirkung nicht in der Bemessung berücksichtigt, da der Beton unter einer Zugbeanspruchung planmäßig reißt und damit einen wesentlichen Teil seiner Steifigkeit verliert. Die Auswirkungen des Reißens des Betons auf das Trag- und Verformungsverhalten von HBV-Bauteilen können aufgrund fehlender Untersuchungen nicht bestimmt werden, da eine Vielzahl an Parametern diese Umlagerungen beeinflussen. Damit ist es bisher nicht möglich, diese Durchlaufwirkung planmäßig zu berücksichtigen.

Gelingt es, diese Forschungslücke im Rahmen dieses Projektes zu schließen, wird erwartet, dass der Materialeinsatz der HBV-Bauteile und die Einschränkungen des HBV-Systems auf die Freiheiten der Architektur reduziert werden können, so dass durch diese HBV-Bauweise der Anteil an regenerativen Werkstoffen gerade im Büro- und Mehrfamilienhausbau deutlich erhöht werden kann.

Zielstellung

Konkrete Projektziele

Ziel des Forschungsprojekts ist es, das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken im negativen Biegemomentenbereich zu untersuchen. Mit einer methodischen Kombination aus numerischen und experimentellen Untersuchungen werden die signifikanten Parameter systematisch untersucht und darauf aufbauend ein Modell zur ingenieurmäßigen Behandlung erstellt. Damit wird die Grundlage für die tragwerkstechnische Bemessung gelegt, sodass die Ergebnisse in die praktische Anwendung, z.B. bei der Realisierung von Durchlaufträger-Systemen, einfließen können. Als Ergebnis wird prognostiziert, dass sich Holz-Beton-Verbunddecken schlanker als bisher ausführen lassen und dadurch in der Konsequenz die wirtschaftlich optimierte Anwendung dieser Bauweise im Mehrgeschoss- und Bürobau ermöglicht wird.

Übergeordnete Ziele und der Beitrag des Projekts dazu

Um die Anforderungen des Pariser Klimaschutz-Abkommens zu erreichen, ist die konsequente Verwendung von Holz als Baumaterial unabdingbar. Ebenfalls ist eine der heutigen Herausforderungen, kostengünstig Wohnraum zu schaffen. Da die Materialkosten einen wesentlichen Kostenfaktor darstellen, gelingt die Schaffung von kostengünstigen Wohnraum durch eine Optimierung der Bauteile und damit einer verbundenen Ressourcenschonung. Diese Ziele können erfüllt werden, wenn die Anwendung von Holz als Baumaterial im Büro- und Mehrgeschossbau erweitert wird, indem die Bauteile als optimierte Verbundbauteile ausgeführt werden. Die Anwendung dieser Bauweise kann bisher nicht vollumfänglich genutzt werden, da aufgrund des bisher möglichen Systems des Einfeldträgers bei HBV-Deckenkonstruktionen Einschränkungen im Grundriss und der Gestaltungsqualität vorliegen. Gelingt das Projektziel, können auch mehrgeschossige Bauten mit großem Anteil an regenerativen Werkstoffen ausgeführt werden, so dass durch diesen Projektantrag die Zielerreichung der Bundesinteressen „CO2-Reduktion“, „bezahlbarer Wohnungsraum“ und „Ressourcenschonung“ und damit die Stärkung der Bau- und Wohnungswirtschaft zu einer nachhaltigen Entwicklung im Gebäudesektor unterstützt wird. Zeitgleich wird aufgrund der Reduktion der Einschränkungen in der Architektur die Möglichkeiten der Gestaltungsqualitäten erhöht. Im Hinblick auf die Bundesinteressen ist darüber hinaus zu erwähnen, dass prinzipiell die gesamte Wertschöpfung des Holzes in der Bundesrepublik erbracht werden kann. Dies betrifft dabei sowohl die Materialerzeugung, die verarbeitenden Betriebe als auch die Werkzeughersteller, sodass aufgrund der vermehrten Verwendung des Holzes der Mittelstand – dem oft zitierten Rückgrat der deutschen Wirtschaft – gestärkt wird. Das Projekt greift mit den genannten Aspekten direkt in die proklamierten Forschungsschwerpunkte „Senkung von Bau- und Lebenszykluskosten“ und „Etablierung klima- und umweltfreundlicher Bauweisen“ ein.

Forschungsdesign

Arbeitshypothesen

Im Rahmen der Fragestellungen zur Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen im negativen Biegemomentenbereich sind die Einflüsse verschiedener Parameter unbekannt, da diese Einflüsse sich per se nicht durch die Übertragung des bisherigen Wissens im Wesentlichen des Bereichs des Stahl-Beton-Verbundbaus bestimmen lassen. Hierzu zählen u.a.:

- Länge des gerissenen Bereichs des Betons und damit verbunden der Einfluss des nachgiebigeren Holzes auf diesen gerissenen Bereich,
- Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge und damit der Einfluss der je nach Anzahl der Verbindungsmittel unterschiedlichen Normalkraftbeanspruchung im Beton,
- Auswirkungen verschiedener Parameter, wie z.B. Steifigkeitsverteilung durch Rissausbildung im Beton, Aktivierung der Bewehrung und Kompatibilität der am Verbund beteiligten Elemente, auf die Umlagerungen der Schnittgrößen vom Stützbereich in den Feldbereich infolge der Rissausbildung im Beton,
- Auswirkungen des Langzeitverhalten auf die Schnittgrößenverteilung,
- Spannungslose Dehnungen infolge Schwinden des Betons, Schwinden und Quellen des Holzes und der unterschiedlichen Temperaturausdehnungen und deren Auswirkungen auf die Beanspruchungen des tendenziell spröden Holzes,
- Beanspruchung der Verbindungsmittel infolge der unterschiedlichen Steifigkeit zwischen Holz und Beton und damit die Auswirkungen der Möglichkeit zu Beanspruchungen rechtwinklig zur Fuge,
- Auswirkungen von Stößen im Bereich der Auflager,
- Kompatibilität zwischen Schnittgrößenermittlung mit elastisch ermittelten Schnittgrößen und der üblicherweise plastisch ermittelten Querschnittstragfähigkeit im Beton.

Aufgrund dieser Vielzahl an offenen Punkten ist es momentan nicht möglich, zuverlässig das Trag- und Verformungsverhalten dieser Bauteile zu bestimmen. Durch die im Rahmen dieses Projekts angedachten Untersuchungen wird die Grundlage für diese Beschreibung in der Bemessung ermöglicht.

Methodischer Ansatz

Für Klärung der offenen Fragen soll die Fragestellung des Trag- und Verformungsverhalten im negativen Biegemomentenbereich in mehrere Teilespekte unterteilt werden, die sukzessive aufeinander aufbauend zur Klärung beitragen:

- Schritt 1: Numerische Untersuchungen des Verhaltens im negativen Biegemomentenbereich mit durchlaufenden Holz- und Betonquerschnitt
- Schritt 2: Experimentelle Untersuchungen zur Verifikation der numerischen Untersuchungen
- Schritt 3: Modellentwicklung zur ingenieurmäßigen Erfassung der wesentlichen Einflussparameter auf das Verhalten im negativen Biegemomentenbereich
- Schritt 4: Zuverlässigkeitsanalyse des vereinfachten Gesamtsystems
- Schritt 5: Einfluss des Stoßes des Holzes im negativen Biegemomentenbereich durch Abbildung der lokalen Bereiche mit Hilfe der Komponentenmethode
- Schritt 6: Zuverlässigkeitsanalyse des Verhaltens bei überdrücktem Stoß des Holzquerschnitts
- Schritt 7: Aufbereitung der Ergebnisse & Abschlussbericht

Im Schritt 1 werden verschiedene Systeme mit Hilfe der Finite-Element-Methode (FEM) untersucht. Die dabei entstehende Datenbasis wird im Hinblick auf die bisherigen Bemessungsregeln ausgewertet und die Abweichungen dokumentiert. Mit Hilfe dieser Datenbasis werden die für die weiteren Untersuchungen signifikanten Parameter der experimentellen Untersuchungen bestimmt (Schritt 2). Diese Untersuchungen umfassen dabei sowohl den Fall des durchgehenden Holzträgers und der Fall des gestoßenen aber überdrückten Holzträgers im negativen Biegemomentenbereich. Die Ergebnisse dieser beiden Schritte werden in einer Modellbildung zusammengefasst (Schritte 3 und 5), mit deren Hilfe eine Zuverlässigkeitsanalyse durchgeführt werden kann (Schritte 4 und 6). Somit kann z.B. die Frage geklärt werden, ob der Beton stets reißt oder ob bei der Bemessung auch der z.B. für die Auflagerlast ungünstige Fall einer Durchlaufwirkung der Betonplatte erfasst werden muss. Abschließend werden die Ergebnisse aufbereitet und zusammengefasst (Schritt 7).

Projektteam und Organisation, Kooperationspartner

1. Technische Universität Braunschweig (TUBS)
Institut für Baukonstruktion und Holzbau (iBHolz)
Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder
Schleinitzstraße 21A
38106 Braunschweig
2. Hochschule Biberach (HBC)
Institut für Holzbau
Prof. Dr.-Ing. habil. Jörg Schänzlin
Karlstraße 11
88400 Biberach a.d.R.
3. Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen Leipzig GmbH (MFPA)
Geschäftsbereiche Tragkonstruktionen und Schallschutz
Hans-Weigel-Straße 2B
D-04319 Leipzig
4. Elascon GmbH
Im Erzenbach 17
79297 Winden im Elztal

Arbeitspakete und Meilensteine

1. Arbeitspakete:

- AP1: Numerische Untersuchungen des Verhaltens bei durchlaufendem Holz- und Betonquerschnitt
 - Inhalte
 - Numerische Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens
 - Systematische Parameterstudie
 - Erfassung des Langzeitverhaltens
 - Ergebnisse
 - Datenbasis
 - Identifikation der wesentlichen Einflussfaktoren und der Abweichungen zu EN 1994-1-1
- AP 2: Experimentelle Untersuchungen
 - Inhalte
 - Durchführung von Versuchen mit durchlaufendem Holzträger und gestoßenem Holzträger
 - Ergebnisse
 - Grundlage zur Verifikation der Modelle
 - Identifikation von bisher nicht berücksichtigten Einflussparametern
- AP 3: Modellentwicklung
 - Inhalte
 - Überführung der numerischen Ergebnisse in ein mechanisches Modell
 - Anpassung von Eingangsgrößen zur Minimierung der Abweichungen zwischen Modell und numerischer Berechnung
 - Ergebnisse
 - Verifiziertes Berechnungsmodell
 - Übertragung der wesentlichen Einflussfaktoren in ein mechanisches Modell
- AP 4: Zuverlässigkeitsanalyse bei durchlaufendem Holz- bzw. Betonquerschnitt
 - Inhalte
 - Zuverlässigkeitsanalyse
 - Ergebnisse
 - Definition der unteren und oberen Grenze der relevanten Größen für die Bemessung der Decke und der lastabtragenden Konstruktion
- AP 5: Einfluss Stoßausbildung
 - Inhalte
 - Modellierung des Stoßes mit Hilfe der Komponentenmethode
 - Verifikation mit Hilfe der experimentellen Untersuchungen
 - Ergebnisse
 - Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens
- AP 6: Zuverlässigkeitsanalyse des Verhaltens am Stoß
 - Inhalte
 - Zuverlässigkeitsanalyse des Stoßes
 - Ergebnisse
 - Obere und untere Grenze der Steifigkeit des Anschlusses als Eingangswert für die Bemessung der Decken mit im Auflagerbereich gestoßenem Holz

- AP 7: Aufbereitung der Ergebnisse & Abschlussbericht
 - Inhalt
 - Zusammenfassung der Ergebnisse und Erstellung des Schlussberichts
 - Ergebnisse
 - Aufbereitung der Ergebnisse für eine praktische Anwendung.
- 2. Meilensteine
 - Meilenstein 1:
Numerische Untersuchungen abgeschlossen inkl. Trag-/Verformungsverhalten, Parametrisierung und Langzeitverhalten (nach 6 Monaten).
 - Meilenstein 2:
Experimentelle Untersuchungen mit durchlaufendem und gestoßenem Holzträger abgeschlossen (nach 15 Monaten).
 - Meilenstein 3:
Modellentwicklung unter Berücksichtigung aller Eingangsgrößen und Anpassung (nach 23 Monaten).
 - Meilenstein 4:
Ergebnisse für Berichterstattung und Verwendung in Normungsarbeit aufbereitet und dokumentiert, Abschlussbericht erstellt (nach 24 Monaten).

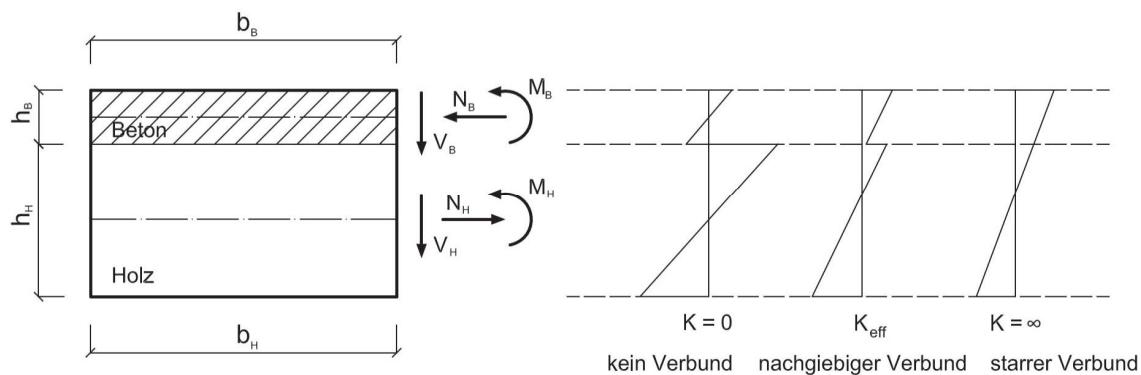
Projektverlauf – Hauptteil, „Beweisführung“

Darstellung der durchgeführten Arbeiten und der resultierenden Erkenntnisse

Einfluss des Fugensteifigkeit

Um das Trag- und Verformungsverhalten der beiden Teilquerschnitte positiv beeinflussen zu können und nicht nur zwei übereinander liegende verbundlose Querschnitte abzubilden, werden zwischen den Verbundpartnern kraftschlüssige Verbundmittel eingebaut. Der Verbund lässt sich mithilfe mechanischer (z.B. Schrauben) oder formschlüssiger (z.B. Kerven) Verbundmittel realisieren. Bis auf vollflächige Klebeverbindungen stellt sich bei den vorgenannten Verbundmitteln eine Nachgiebigkeit in der Verbundfuge ein, die somit Auswirkungen auf das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundträgers hat. Die Abbildung 0.1 verdeutlicht diesen Einfluss auf die Dehnungsverteilung im Verbundquerschnitt exemplarisch.

Abbildung 0.1
Dehnungsverteilung in einem Holz-Beton-Verbundquerschnitt für verschiedene Zustände der Nachgiebigkeiten in der Verbundfuge



Quelle: [Kudla 2017]

Aus Verträglichkeitsgründen beschreiben beide Teilquerschnitte die gleichen Biegelinien, was wiederum an jeder Stelle des Trägers sowohl in den Teilquerschnitten als auch für den Verbundquerschnitt identische Krümmungen hervorrufen muss.

Das nichtlineare Materialverhalten von Beton

Die Schnittgrößenermittlung kann gemäß [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] auf Grundlage eines linear-elastischen Materialverhaltens durchgeführt werden. Hierzu darf der Verbundbaustoff Stahlbeton als ungerissener Querschnitt betrachtet und eine lineare Spannungs-Dehnungs-Linie (Mittelwertes des Elastizitätsmoduls) für die Baustoffe Beton und Betonstahl unterstellt werden. Somit verhalten sich Spannungen und Dehnungen proportional zueinander, die eingebrachten Dehnungen sind demzufolge reversibel. Bis zur Erstrissbildung trifft dieses Verhalten auch zu, führt jedoch bei sukzessiver Laststeigerung und dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit zu einer nennenswerten Reduzierung der für die Schnittgrößenermittlung relevanten Steifigkeiten. Die vor der Erstrissbildung im Beton wirkenden Zugkräfte gehen auf den Wert Null zurück und lagern sich unter Anpassung der Dehnungsnulllinie auf den Betonstahl um. Danach liefern nur die unter Druckbeanspruchung stehende Betonfläche und der Bewehrungsstahl einen Beitrag zur Biegesteifigkeit und zur Erfüllung des inneren Gleichgewichtes. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit stellt sich im Hinblick auf die Verformung eine zusätzliche Diskrepanz ein, sofern die Schnittgrößenermittlung auf Grundlage eines linear-elastischen Materialverhaltens erfolgte, jedoch für den Nachweis der Biegung der Dehnungszustand mithilfe von nichtlinearen Spannungs-Dehnung-Linien für die Werkstoffe Beton und Betonstahl bestimmt wurde.

Diese getrennten Betrachtungsweisen führen zu unterschiedlichen Dehnungen sowohl am gedrückten Betonrand als auch in der zugbeanspruchten Bewehrungslage und verursachen demnach im Querschnitt abweichende Krümmungen bzw. Differenzen zwischen den berechneten und tatsächlichen Schnittgrößen.

Das nichtlineare Materialverhalten bedeutet im Zusammenhang des Forschungsprojektes, dass neben der Erfassung der Rissbildung im Beton auch das mögliche Plastifizieren des Betonstahls und die nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Linien der Verbundstoffe (Beton und Betonstahl) Eingang finden, sofern keine anderweitig Aussagen getroffen werden. Nicht gemeint ist, dass der nach [DIN EN 1995-1-1:2010-12 2010] denkbare Ansatz einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Linie für Bereiche im druckbeanspruchten Holzquerschnitt und das nicht-lineare Tragverhalten der Verbundmittel ihre Anwendung finden.

Das zweiachsig Tragverhalten des Betongurtes von linearen HBV-Systemen

Die Belastung einer HBV-Decke erfolgt vornehmlich als Flächenlast und nicht ausschließlich in der Achse des Holzträgers, sodass das Tragverhalten des Betongurtes orthogonal zur Systemachse (zwischen den Verbundträgern) dem einer Platte entspricht. In Längsrichtung der Trägerachse wirkt der Betongurt vorzugsweise als Druckgurt, für den Fall eines Durchlaufträgersystems auch als Zuggurt, wobei je nach Aufteilung der Steifigkeitsverhältnisse innerhalb des Verbundquerschnittes auch Biegemomente resultieren.

Das Tragverhalten in Längsrichtung (Systemachse) des Verbundträgers setzt sich für die Betrachtung des Betongurtes aus den Bestandteilen der Membran- und Plattentragwirkung zusammen. Der Scheibenzustand (Membran) führt demnach in den Teilquerschnitten zu den Normalkräften N_B und N_H , die aufgrund der Verbundmittel miteinander korrespondieren. Der Biegezustand (Platte) ist auf die Präsenz der Biegesteifigkeit EI_B des Betongurtes zurückzuführen. Aus Gründen der Verträglichkeit ergeben sich aufgrund der gekoppelten Teilquerschnitte in der Systemachse identische Vertikalverformungen für den Betongurt und dem Holzträger, die somit für ihren Beitrag an der Biegesteifigkeit des Verbundquerschnittes einen Anteil am Gesamtbiegemoment M_{Gesamt} , die Eigenbiegemomente M_H und M_B , erfahren. Die Dehn- und Schubsteifigkeit EA_B und GA_B in Plattenebene des Betongurtes führen zu einer über die Querschnittshöhe h_B konstant verlaufenden, aber über die Breite b_B des Betongurtes ungleichmäßigen Querverteilung der Längsdehnungen, die wiederum im direkten Zusammenhang mit den Längsspannungen stehen. Sowohl das isotrope Materialverhalten im ungerissen Betonquerschnitt als auch das orthotrope Materialverhalten im gerissenen Zustand führen im Betongurt zu einem zweiachsigem Tragverhalten, wobei sich die lastfreien Bereiche am freien Rand (Längsrichtung) der Beanspruchung entziehen möchten und lediglich aufgrund der orthogonal zur Systemachse vorhandenen Biegesteifigkeit EI_B (Plattenquerbiegung) und Drillsteifigkeit mitwirken.

Die Einführung einer fiktiven Kenngröße der sogenannten mittragenden Breite b_m ($= b_{eff}$ nach [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] und [DIN EN 1994-1-1:2010 2010]) dient zur Vereinfachung, um für die Bemessung von Bauteilen das Tragverhalten von Plattenbalken vereinfachen zu können. Die mitwirkende Plattenbreite b_{eff} ist diejenige Breite, die sich unter der Annahme einer konstanten Spannungsverteilung in Querrichtung mit derselben maximalen Randspannung wie bei der tatsächlichen Spannungsverteilung ergibt, wenn in beiden Fällen die innere Betondruckkraft gleich bleibt.

1. Numerische Untersuchungen des Verhaltens bei durchlaufendem Holz- und Betonquerschnitt (AP 1)

1.1. Numerische Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens (iBHolz)

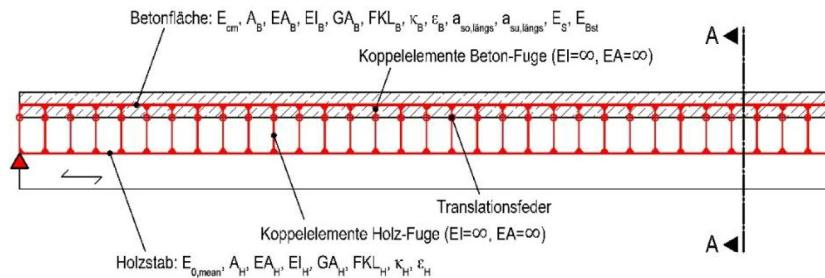
Der Einfluss der Durchlaufwirkung wird an einem Zweifeldträger mit gleichen Stützweiten unter Volllast numerisch untersucht. Für das beschriebene System tritt betragsmäßig das größte Stützmoment in Kombination mit der größten Querkraft bezogen auf den Gesamtquerschnitt am Zwischenauflager auf. Die vertikale Lagerung des Systems erfolgt am Holzträger. Das lineare HBV-System wird mit rechteckigen Balken abgebildet, die im Falle einer Decke in regelmäßigen Abständen angeordnet sind. Das HBV-System in Form eines nachgiebig verbundenen Plattenbalkenquerschnitts setzt sich aus dem Holzträger und der oberhalb angeordneten mineralischen Deckschicht aus Beton zusammen, sodass ein einfacher symmetrischer Querschnitt entsteht. Für den kraftschlüssigen Verbund beider Teilquerschnitte wird in Längsrichtung des Systems von einer konstanten Fugensteifigkeit ohne Staffelung ausgegangen und unterstellt demnach eine über die ganze Trägerlänge äquidistante Verbindung. Eine Zwischenschicht wird nicht berücksichtigt. Der Betongurt ist im Hinblick auf den Querschnitt symmetrisch bewehrt. Zudem wird ein orthogonales Bewehrungsnetz generiert. Von einer Staffelung der Längsbewehrung wird abgesehen. Um das grundsätzliche Tragverhalten analysieren zu können, würden Einflüsse aus der Querbiegung des Betongurtes zu einer möglichen Fehlinterpretation führen. Dies begründet vorerst die ersatzweise Einführung einer der Stabachse des Holzträgers folgenden Linienlast. Die in der Systemachse resultierende Linienlast entspricht vorrangig der Auflagerkraft aus der Plattentragwirkung des Betongurtes in Querrichtung, kann jedoch näherungsweise auch über die auf den Betongurt einwirkende Flächenlast mithilfe der Einflussbreite b_B bestimmt werden.

Für die numerischen Untersuchungen wird der nachgiebig zusammengesetzte Verbundträger in ein Stabwerk (Zweistabmodell) zerlegt, sodass im Anschluss der Modellierung direkt die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten zur Verfügung stehen. Der Vorteil dieser Methode liegt zudem in der Abbildungsmöglichkeit von diversen statischen Systemen und Belastungszuständen. Hierzu werden die Teilquerschnitte in linien- oder flächenförmige Tragelemente diskretisiert und mithilfe geeigneter Koppelemente im Abstand von 10 cm die Verformungsgleichheit der Biegelinien sichergestellt. Diese können in Abhängigkeit des gewählten Modells gleichzeitig den nachgiebigen Fugenverbund, auch diskontinuierlich, abbilden oder werden mithilfe von zusätzlichen Stäben simuliert. Die einzelnen Stäbe des Betongurtes und des Holzträgers sind in den jeweiligen Schwerachsen angeordnet. Um die identischen vertikalen Verformungen für die Biegelinien der Teilquerschnitte zu erzwingen, werden diese vorzugsweise mit den dehnstarren Pendel- bzw. Koppelstäben, aber auch mit den biegesteifen Stäben (Kragarme) verbunden. Letztere idealisieren die nachgiebigen Verbundmittel und schließen biegesteif an die Teilquerschnitte an. Auf Höhe der Verbundfuge stellt das Momentengelenk die Exzentrizität der auf die Teilquerschnitte einwirkenden Schubkraft sicher. Unter gewissen Umständen können auch Zugkräfte rechtwinklig zur Fuge entstehen. In Abhängigkeit der unterstellten Berechnungsmethode führt das zu einer klaffenden Fuge, die es zu verhindern oder zu berücksichtigen gilt.

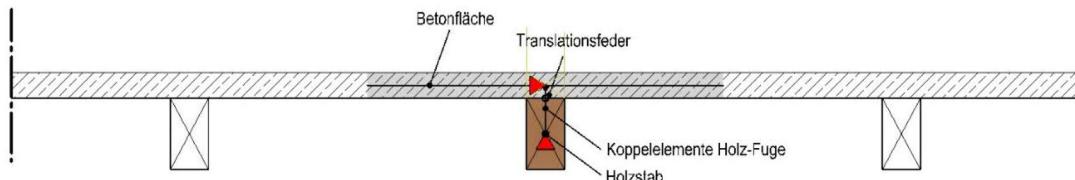
Die Generierung der Struktur und ihre Berechnung erfolgte mit den Modulen AQUA, SOFIMSHC und ASE des Softwarepaketes Sofistik. Die nichtlineare Schnittgrößenermittlung basiert auf den in [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] Abschnitt 5.7 genannten Verfahren, jedoch ohne die Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes für den Systemwiderstand und auf Gebrauchslastniveau (1,0-fache Last). Die Elastizitätsmoduli der Verbundwerkstoffe werden demnach anhand der Mittelwerte der Werkstofffestigkeiten bestimmt. Die Verbindung zwischen dem Betongurt und dem Holzträger erfolgt über kinematische Koppelbedingungen. Die Modellierung der dehnstarren Pendelstäbe (Koppelstäbe) entfällt gänzlich, sodass mithilfe der Koppelbedingung ein kontinuierlicher Fugenverbund abgebildet werden kann. Der Gurt wird als Fläche idealisiert, der Holzträger als Stabelement, siehe Abbildung 1.1

Abbildung 1.1
Ausschnitt des idealisierten Stabwerkmodells - nichtlineare Berechnungsmodell

Längsansicht



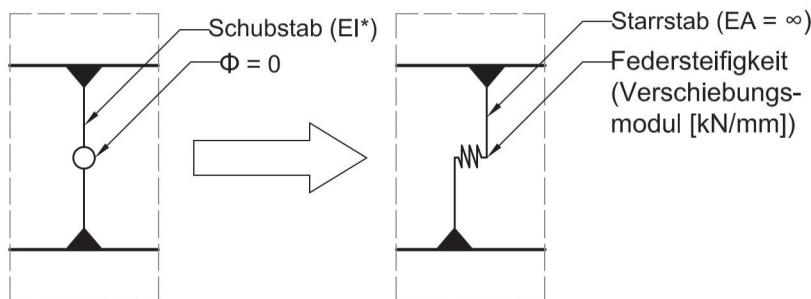
Schnitt A-A



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Für die Zuweisung der kinematischen Koppelbedingungen werden im Vorfeld Knoten in Systemlängsrichtung auf Höhe der Schwerachse des Holzträgers, der Verbundfuge und in der Verschneidungslinie mit der Betongurtfläche definiert. Für den Knoten in der Verbundfuge wird der Freiheitsgrad für die Verdrehung freigegeben, sodass dort ein Momentengelenk vorliegt. Der Freiheitsgrad für die Sperrung der horizontalen Verformung wird entsprechend der Abbildung 1.2 durch eine horizontale Translationsfeder (linear-elastisch) ersetzt und bildet die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge ab, der Freiheitsgrad für die vertikale Verformung (zug- und druckfest) bleibt weiterhin gesperrt.

Abbildung 1.2
Modellierung der Fugensteifigkeit: links mithilfe eines Biegestabes und Ersatzbiegesteifigkeit EI^* , rechts mit der Einführung einer horizontalen Translationsfeder



Quelle: [Kudla 2017]

Die Diskretisierung des Betongurtes erfolgt mithilfe des Moduls SOFIMSHC und den sogenannten ebenen Schalenelementen (Quad-Elemente). Das allgemeine Viereckelement verfügt über eine Membran- und Plattentragwirkung und setzt auf eine nichtkonforme quadratische Ansatzfunktion, die gegenüber dem konformen linearen Ansatz wirklichkeitsnahe Steifigkeiten abbildet. Mit dem Quad-Element wird ein Werkzeug zur Lösung von geometrischer und materieller Nichtlinearitäten angeboten. Die im Element implementierten Layer-Modellierung erlaubt, ähnlich der Laminattheorie, eine über die Querschnittshöhe variierende Materialbeschreibung und kann demnach auch bei homogenem Material

das Plastifizieren einzelner Schichten (Layer) erfassen. Somit lässt sich eine über die Querschnittshöhe nichtlineare Dehnungsverteilung abbilden, die mithilfe einer Momenten-Krümmungs-Beziehung aufgrund der im Vorfeld getroffenen Annahme eines linearen Dehnungszustands derart nicht zu realisieren ist. Grundsätzlich greift Sofistik auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] zurück. Aufbauend auf der bilinearen Spannungs-Dehnungslinie gemäß [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] wird zur Berücksichtigung des „tension-stiffening“ Effektes die modifizierte Stahlkennlinie nach Heft 525 respektive Heft 600 angesetzt [Sofistik – ASE 2018]. Eine mögliche Erhöhung der maximalen Betondruckspannungen aufgrund des zweiachsigen Spannungszustands wird nicht angesetzt. Die Aufnahme von Betonzugkräften im Rahmen der Erstrissbildung wird unterbunden, jedoch für einen stabileren Rechenlauf mit $f_{ctk} = 0,01 \text{ N/mm}^2$ festgelegt.

Holz ist ein anisotroper Werkstoff. Bis zum Erreichen der Festigkeiten ist dieser durch ein linear-elastisches Materialverhalten geprägt. Unter Zugbeanspruchung versagt es spröde, unter Druckbeanspruchung zeichnet es sich nach dem Erreichen der maximalen Druckfestigkeit durch ein plastisches und duktile Verhalten aus. Normativ (DIN EN 1995-1-1:2010-12 2010) darf dieses Verhalten berücksichtigt werden, was jedoch im Zuge der Betrachtungen vorerst nicht berücksichtigt wird. Die Schubsteifigkeit des Holzquerschnittes wird in der Berechnung erfasst.

Neben dem Konvergenzkriterium, dass sich die potentielle Energie einem Grenzwert asymptotisch annähern muss, dürfen ebenfalls die programmintern ermittelten Restkräfte eine vorgegebene Toleranzgrenze nicht überschreiten. Diese wird auf 1% der im System größten vorhandenen Knotenlast beschränkt.

1.2. Systematische Parameterstudie (iBHolz)

1.2.1. Definition des Parameterbereichs

In Form einer Parameterstudie werden mehrere Rechenläufe unter Variation der in diesem Abschnitt genannten Kenngrößen durchgeführt. Für die Vielzahl der nachfolgend aufgeführten Parameter führt eine vollständige Variation sämtlicher Werte zu einer erheblichen Anzahl an Berechnungssätzen. Um die anfallende Datenmenge und die Rechenzeiten im Rahmen dieses Projektes einzuschränken, wird der Focus auf prägnante Werte und Korrelationen gelegt, um eine Schnittmenge zwischen praxistauglichen und theoretischen Grenzwertbetrachtungen abilden zu können.

Tabelle 1.1
Definition des Parameterbereichs

Beschreibung	Parameter	Einheit	Bereich	
Spannweite	$L_1 = L_2$	[m]	5,0 / 7,5 / 10,0	
Querschnittsbreite Holz	b_H	[cm]	10 / 15 / 20	
Querschnittshöhe Holz	h_H	[cm]	22 / 28	
Querschnittshöhe Beton	h_B	[cm]	0,5 h_H / 1,0 h_H	
Querschnittsbreite Beton	b_B	[m]	1,0 / 2,0 / 3,0 / 4,0 / 4,5 / 5,0 / 6,0	
Bewehrung (je o+u Lage)	$a_{s,\text{längs}} / a_{s,\text{quer}}$	[cm ² /m]	1,88 8,50 15,13	1,13 1,70 3,03

Beschreibung	Parameter	Einheit	Bereich
Fugensteifigkeit	γ	[-]	21,75 4,35 0,033 / 0,092 / 0,233 / 0,25 / 0,477 / 0,50 / 0,75 / 0,90
Festigkeitsklasse Holz	$f_{m,k}$	[N/mm ²]	C24 / C40 / D60
Festigkeitsklasse Beton	$f_{c,k}$	[N/mm ²]	C20/25 / C30/37 / C45/55
Festigkeitsklasse Betonstahl	$f_{y,k}$	[N/mm ²]	B500A

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Der untere Startwert für die Linienlast wird bei jedem System auf 10 kN/m festgelegt. Die Laststufen werden bis zum oberen Grenzwert schrittweise um 10 kN/m, im oberen Lastbereich um 5 kN/m erhöht. Der obere Grenzwert für die Linienlast wird unabhängig von der gewählten Betongurtbreite b_B auch für kleinere Breiten herangezogen. Als Orientierung dient eine auf den Betongurt einwirkende Flächenlast und für den konventionellen Wohnungs- und Bürobau möglicher Lastansatz ($g_{k,Ausbau} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ für den Deckenaufbau, $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ für die Nutzlast und $\Delta q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$ für den Trennwandzuschlag).

Bei der Wahl des Bewehrungsgehaltes wird für den oberen Grenzwert von dem nach [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] festgelegten Höchstbewehrungsgrad für Platten von 8% ausgegangen. Wird ein Übergreifungsstoß ohne Längsversatz mit einem Stoßanteil von 100% unterstellt, reduziert sich diese Grenze auf 4%. Bezogen auf die kleinste Betongurthöhe $h_B = 11 \text{ cm}$ ergeben sich demnach jeweils in der oberen und unteren Bewehrungslage für den Betonstahl eine Querschnittsfläche von ca. 21,75 cm²/m. Dieser Wert wird für alle Betongurthöhen als Grenzwert angenommen, da bereits dieser Wert für den baupraktischen Anwendungsfall eher als unwahrscheinlich zu betrachten ist, für den Erkenntnisgewinn des Einflusses aber einen möglichen Beitrag liefern kann. Der untere Grenzwert stellt, unabhängig von geltenden Konstruktionsregeln, eine Lagermatte des Typs R 188A dar. Zusätzlich werden die vorgenannten Grenzen noch um zwei weitere Bewehrungsstufen erweitert. Die Querbewehrung wird nach [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] auf 20% der Längsbewehrung festgelegt. Ergänzend sei angemerkt, dass die Nachweise des Betongurtes in Querrichtung sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die geringen Bewehrungsgehalter unter Umständen nicht erbracht werden kann.

Die Kennwerte für die gewählten Baustoffe (Holz, Beton, Betonstahl) werden innerhalb des nichtlinearen Berechnungsmodells der Materialbibliothek von Sofistik entnommen.

Zur weiteren Verwendung im Berechnungsmodell ist der γ -Wert nicht dienlich, sodass die Gleichung (B.5) in [DIN EN 1995-1-1:2010-12 2010] nach dem Verschiebungsmodul k umgestellt wird. Gemäß [DIN EN 1995-1-1:2010-12 2010] darf für durchlaufende Biegestäbe die Stützweite mit dem Faktor 4/5 reduziert werden. Diese Abminderung wurde für die Umrechnung in Ansatz gebracht.

1.2.2. Identifikation der wesentlichen Einflussfaktoren

Der Begriff der mittragenden Breite b_m wurde bereits im Kapitel „Das zweiachsige Tragverhalten des Betongurtes von linearen HBV-Systemen“ vorgestellt. Untersuchungen von [Rieg 2006] für niedrige Stahl-Beton-Verbundträger zeigen, dass der bestehende normative Ansatz in DIN EN 1994 zur mittragenden Breite für die Berechnung der Trägerverformung zu ungünstig gewählt ist. Aus diesem Grund wird in [Rieg 2006] der Ansatz für eine sogenannte „verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V}$ “ eingeführt, die sich ausschließlich auf die Verformung des Verbundträgers bezieht und wie folgt definiert wird: „Die Durchbiegung am Ersatzbalken unter Annahme der in Trägerlängsrichtung

konstanten Breite, die gleich der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,v}$ ist, ergibt die gleiche Durchbiegung wie beim realen Plattenbalken.“ Im Rahmen der Voruntersuchungen erfolgt an den entsprechenden Stellen eine differenzierte Betrachtung zwischen einer verformungs- und spannungsbezogenen mittragenden Breite, da die Durchbiegungsbeschränkungen im Rahmen der zu erbringenden Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für Träger mit großen Stützweiten häufig bemessungsrelevant werden. Für die Auswertung der verformungsbezogenen mittragenden Plattenbreite $b_{m,v}$ werden zwei unterschiedliche Betrachtungsweisen etabliert. Die „Methode I“ unterstellt über die gesamte Länge des Verbundträgers eine konstante Dehn- und Biegesteifigkeit, da von einer gleichbleibenden Betongurtbreite $b_{m,v-I}$ und einem ungerissenen Betonquerschnitt (Zustand I) ausgegangen wird. Mit der „Methode II“ wird die Auswirkung einer vereinfachten Implementierung der Rissbildung gegenüber der „Methode I“ überprüft und quantifiziert, um für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine wirtschaftlichere Möglichkeit bzw. Lösung aufzuzeigen. Für die Verformungsberechnung respektive die Ermittlung der Betongurtbreite $b_{m,v-II}$ wird weiterhin die im γ -Verfahren integrierte wirksame Biegesteifigkeit (EI_{ef}) herangezogen, und durch das in [DIN EN 1994-1-1:2010 2010] geregelte Näherungsverfahren erweitert. Der einseitig eingespannte Einfeldträger wird für das erste Feld in zwei Trägerabschnitte (Stab 1 und Stab 2) unterteilt. Demnach führt die Festlegung eines gerissenen Trägerbereichs, ausgehend vom Zwischenauflager in die angrenzenden Felder, zu einer Berücksichtigung der Rissbildung im Betongurt. Innerhalb des genannten Trägerabschnittes wird nur die Dehnsteifigkeit des Betonquerschnittes durch die des Betonstahls ersetzt und berücksichtigt.

Die linear-elastische Berechnung (Zustand I) führt gegenüber einer nichtlinearen Betrachtung (Zustand II) nur dann zu realistischen Schnittgrößen, sofern die Rechenannahmen (linear-elastisches Baustoffverhalten, ungerissener Zustand bzw. keine nennenswerte Rissbildung, gleich bleibende Verteilung der Querschnittssteifigkeiten über das Tragwerk) als zutreffend unterstellt werden können. Eine Möglichkeit, einerseits der Vereinfachung bei der Schnittgrößenermittlung durch den Ansatz eines linear-elastischen Materialverhaltens und andererseits der Auswirkung der Rissbildung durch den Beton Rechnung tragen zu können, wird mit den Verfahren in [DIN EN 1994-1-1:2010 2010] und [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] gegeben. Unter Einhaltung vorgegebener Grenzwerte können durch eine pauschale Abminderung z.B. des Stützmomentes diese Effekte berücksichtigt werden. In Anlehnung an [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] wird nachfolgend der Umlagerungsfaktor δ gemäß Gleichung (1-1) eingeführt, der das Verhältnis von nichtlinearer Zustandsgröße (z.B. Schnittgrößen, Verformung) zur linear-elastisch ermittelten Zustandsgröße darstellt

$$\delta = \frac{\text{Zustandsgröße (Zustand II)}}{\text{Zustandsgröße (Zustand I)}} \quad (1-1)$$

Werte größer „1“ unterschätzen demnach die realistische Zustandsgröße, die auf Grundlage eines linearen Materialverhaltens ermittelt wurde. Für Werte kleiner „1“ werden diese konservativ, auf der „sicheren“ Seite liegend, abgeschätzt.

Das Gesamtbiegemoment M_{gesamt} im HBV-Querschnitt setzt sich aus drei inneren Traganteilen zusammen, den beiden Eigenbiegemomenten M_H (δ_{Holz}) und M_B (δ_{Beton}) in den Teilquerschnitten und aus dem Moment $M_{Steiner} = N_H \cdot a (\delta_{Steiner})$, welches aus dem in den Teilquerschnitten alternierenden Kräftepaar N_H und N_B resultiert. Diese Differenzierung wird in nachfolgend Betrachtung stellenweise aufgegriffen.

- Verhältnis Querschnittshöhe Beton/Holz

In Abbildung 1.3 sind für ein exemplarisch Modell die Verhältnisse von Gurtdicke zu Trägerhöhe für die Werte 0,33 und 0,50 mittels der nachfolgend gewählten Parameter gegenübergestellt. Der Vergleich stellt den Einfluss der Eigenbiegesteifigkeit EI_B des Betongurtes auf die mittragenden Breiten dar. Die

Grafen für das Verhältnis von 0,50 fallen ausgedehnter aus, da aufgrund der größeren Betongurthöhe h_B auch eine ansteigende Einflussbreite bzw. Betongurtschlankheit einhergeht.

gewählte Systemparameter:

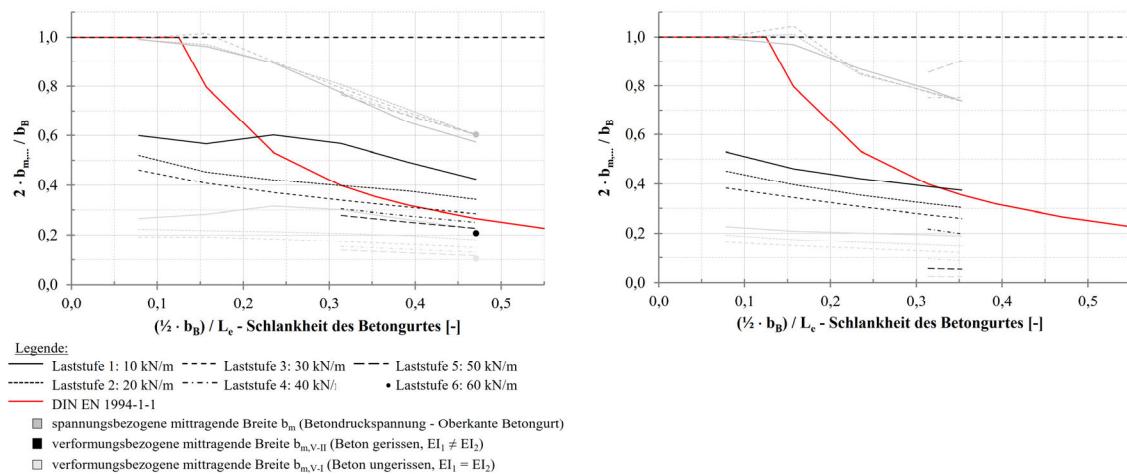
System: $L_1 = L_2 = 7,50 \text{ m}$ ■ $\gamma = 0,233$

Holzträger: $h_H = 22 \text{ cm}$ ■ $b_H = 15 \text{ cm}$ ■ $\text{FKL}_H = \text{C}24$

Betongurt: $a_{o,\text{längs}} = a_{su,\text{längs}} = 8,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ ■ $\text{FKL}_B = \text{C} 20/25$

Abbildung 1.3

bezogene mittragende Plattenbreiten b_m im Feldbereich bei max. N_H für die Verhältnisse $h_B / h = 0,50$ (links) und $h_B / h = 0,333$ (rechts)



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

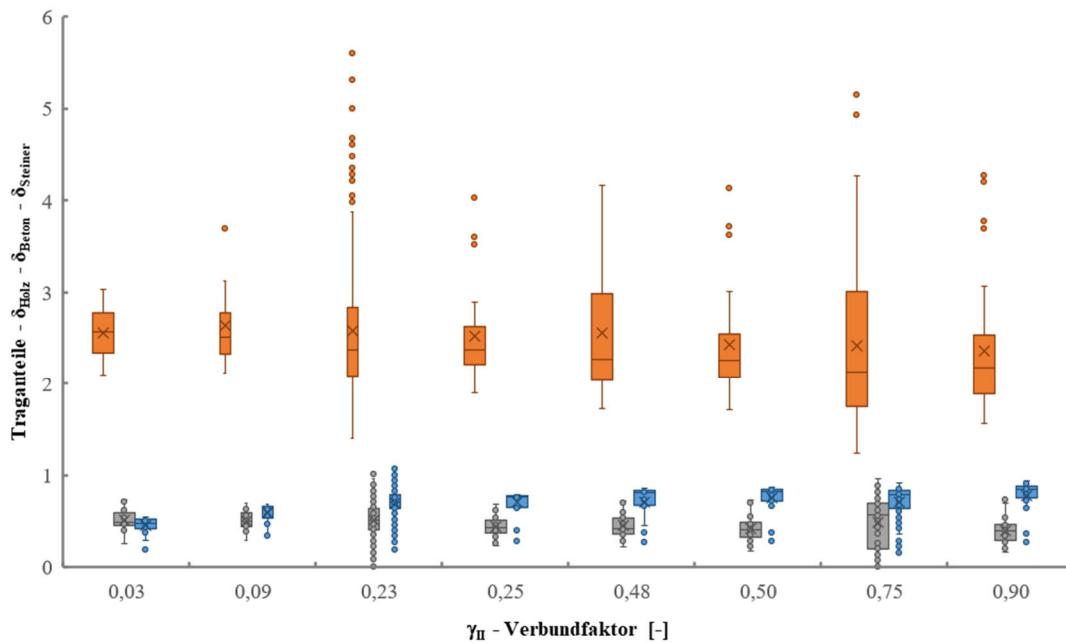
Die normative Regelung zur mittragenden Plattenbreite nach [DIN EN 1994-1-1:2010 2010] bildet der rote Graf ab. Die gelben Grafen liefern die Ergebnisse für die Methode I, die grünen Grafen für die Methode II und geben somit eine Einschätzung zur verformungsbezogenen mittragenden Plattenbreite ab. Die spannungsbezogene mittragende Plattenbreite wird mithilfe der blauen Grafen beschrieben. Nahezu alle Grafen fallen mit dem Anstieg der Betongurtschlankheit ab. Für das h_B/h Verhältnis von 0,50 stellen sich größere verformungsbezogene mittragende Plattenbreiten ein. Mit stetiger Laststeigerung nehmen beide Plattenbreiten $b_{m,V-I}$ und $b_{m,V-II}$ ab, für das Verhältnis h_B/h von 0,33 jedoch stärker. Im Gegensatz dazu zeigt sich für das Verhältnis h_B/h von 0,50 zu Lastbeginn ein stärkerer Einfluss des Betongurtes, da mit zunehmender Betongurtschlankheit im Bereich zwischen 0,15 und 0,45 ein ungewöhnlicher Anstieg der Plattenbreiten zu verzeichnen ist. Auffällig ist bei dem Verhältnis h_B/h von 0,33, dass die Differenz der Plattenbreiten zwischen der Laststufe 4 und 5 nicht proportional zur Differenz der Laststufen 1 bis 4 untereinander ist. Die Grafen zur spannungsbezogenen mittragenden Plattenbreite b_m sind nahezu deckungsgleich, fallen für das Verhältnis h_B/h von 0,50 minimal größer aus. Während für das Verhältnis h_B/h von 0,50 keine Veränderung für unterschiedliche Laststufen beobachtet wurde, scheint sich für das Verhältnis h_B/h von 0,33 bei höheren Laststufen ein Zuwachs für die Plattenbreite b_m abzuzeichnen. Während für die spannungsbezogene mittragende Plattenbreite die Regelungen nach [DIN EN 1994-1-1:2010 2010] eher konservativ erscheinen, ergeben sich im Hinblick auf die verformungsbezogenen mittragenden Plattenbreiten aufgrund der zahlreichen Unterschreitungen gewisse Diskrepanzen.

▪ Fugensteifigkeit respektive Verbundfaktor γ

Der Umlagerungsfaktor für das Gesamtmoment gemäß Abbildung 1.4 verläuft nahezu konstant, weist jedoch bei den Verbundfaktoren von 0,233 und 0,75 eine größere Streuung auf, die in den übrigen Bereichen aufgrund der geringeren Anzahl an Einzelwerten geringer ausfällt. Der Betongurt und der Steineranteil zeigen kaum qualitativ und quantitativ Abweichungen im Verlauf. Lediglich bei einem

Verbundfaktor von 0,233 und 0,75 erscheint die Streuung etwas ausgeprägter, was vermutlich auf die zuvor genannte Erläuterung schließen lässt.

Abbildung 1.4
auf den Verbundfaktor bezogene Umlagerungsverhältnisse für die inneren Traganteile des Verbundquerschnittes am Zwischenauflager



Legende:



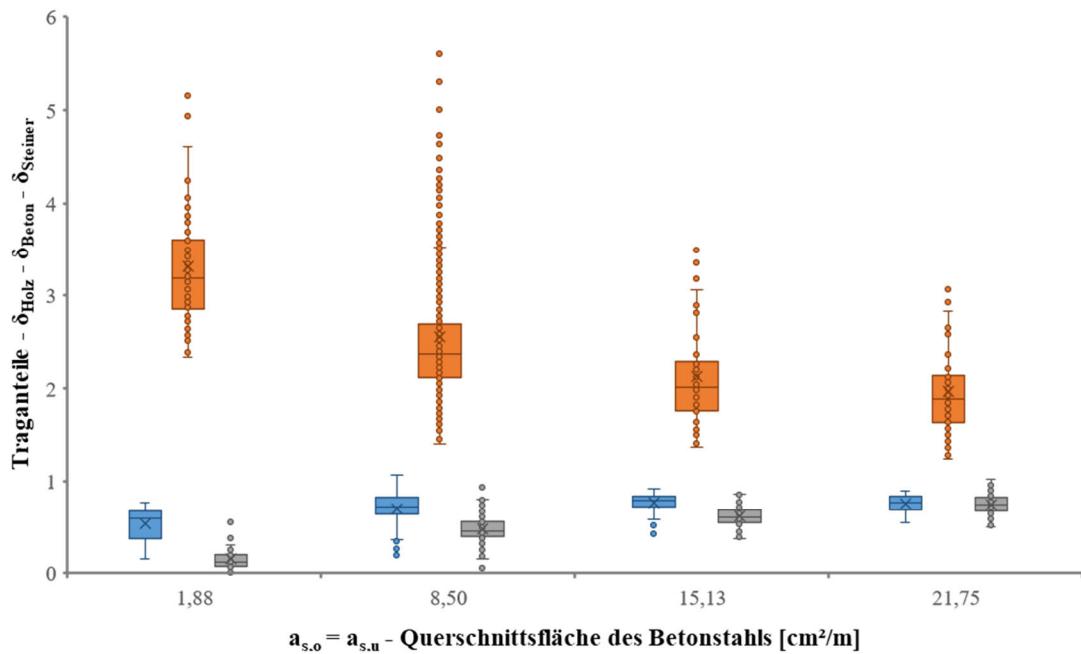
Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Der Umlagerungsfaktor δ_{Holz} zeigt für alle Verbundfaktoren, dass die Hälfte der Einzelwerte verstärkt zwischen einem Wert von ca. 2,50 bis 4,10 streut. Ausgehend von der 5% und 50% Quantile ist mit zunehmendem Verbundfaktor eine geringe Abnahme des Umlagerungsfaktors δ_{Holz} zu beobachten. Für den Holzträger bleibt allgemein anzumerken, dass die Eigenbiegemomente M_H des Holzgurtes, vermutlich aufgrund der abfallenden Betongurtsteifigkeit, über ein großes Spektrum streuen und deshalb deutlich unterschätzt werden.

■ Bewehrungsgehalt im Betongurt

Der Umlagerungsfaktor für das Gesamtmoment in Abbildung 1.5 zeigt einen harmonischen Anstieg (für den Mittelwert von ca. 0,70 auf fast 0,90) und lässt demnach auf einen prägnanten Einfluss der Bewehrungsmenge auf das Tragverhalten des Verbundträgers schließen.

Abbildung 1.5
auf die Querschnittsfläche des Betonstahls bezogene Umlagerungsverhältnisse für die inneren Traganteile des Verbundquerschnittes am Zwischenauflager



Legende:

■ δ_{Steiner} ■ δ_{Holz} ■ δ_{Beton}

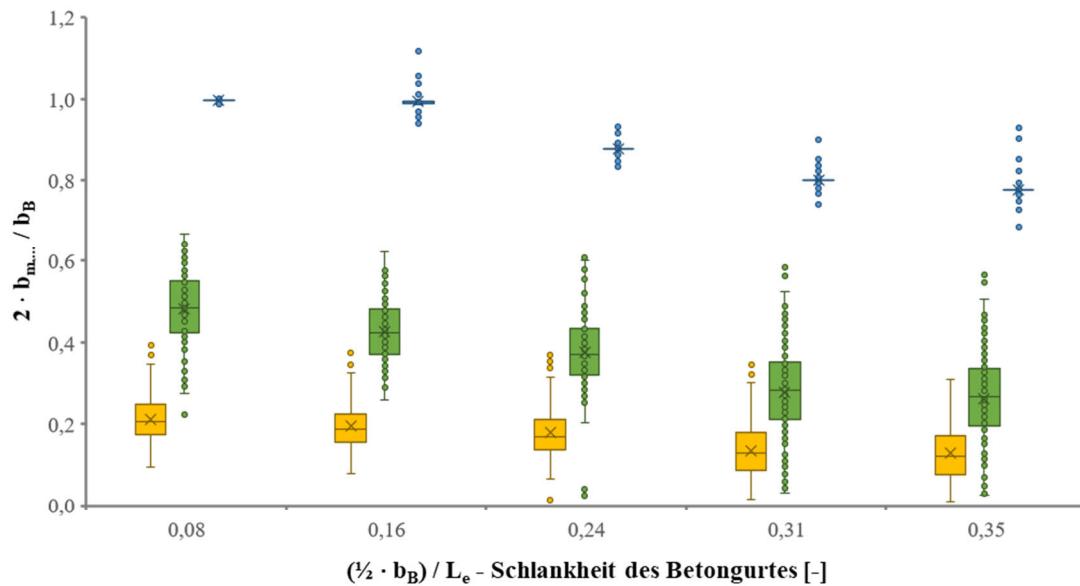
Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Im Gegensatz zur Ausprägung des Umlagerungsfaktors des Steineranteils legt der Traganteil des Betongurtes im Durchschnitt von ca. 0,20 bis auf 0,70 zu. Beide Faktoren streuen geringfügig. Der Umlagerungsfaktor des Holzträgers reagiert mit einem Abfall des Mittelwertes von ca. 3,20 auf 1,80 verstärkt auf die Erhöhung der Bewehrungsmenge, ungeachtet dessen, dass die auf Grundlage der Methode I ermittelten Eigenbiegemomente M_H deutlich unterschätzt werden. Der Umlagerungsfaktor δ_{Holz} zeigt für alle Bewehrungsmengen, dass die Hälfte der Einzelwerte im oberen Bereich verstärkt streuen.

■ Mittragende Betongurtbreite

Die nachfolgende Auswertung der Einzelwerte erfolgt unter der Annahme einer Normalverteilung. Die Berechnungssätze liefern die zugehörigen Daten und stellen demnach die Stichprobenmenge der Grundgesamtheit dar. Die Ergebnisse sind in der Abbildung 1.6 dargestellt. Die Streuung der Einzelwerte ist auf die vorgegebenen Unterschiede der Querschnitte, Materialgüten und Systemabmessungen zurückzuführen.

Abbildung 1.6
statistische Auswertung (Normalverteilung) der Berechnungsergebnisse für die bezogene mittragende Plattenbreite im Feldbereich bei max. N_H



Legende:

- spannungsbezogene mittragende Breite b_m (Betondruckspannung - Oberkante Betongurt)
- verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,II}$ (Beton gerissen, $EI_1 \neq EI_2$)
- verformungsbezogene mittragende Breite $b_{m,V,I}$ (Beton ungerissen, $EI_1 = EI_2$)

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Allgemein kann festgehalten werden, dass die verformungsbezogenen mittragenden Plattenbreiten stärker vom Fortschritt der Rissbildung abhängen und demnach mit der Belastungshöhe korrespondieren. Dieser Zusammenhang könnte mit der Reduzierung der Biegesteifigkeit EI_B des Betongurtes erklärt werden. Dies ist wiederum auf den deutlich größeren Teil der mittragenden Breite des reinen Biegezustands $b_{m,B}$ zurückzuführen. Die Vergrößerung der spannungsbezogenen mittragenden Plattenbreite mit zunehmender Betongurtbeanspruchung wird in [Grünberg 1978], [Kommentierte Fassung EC 2 2016] und [Stegbauer 1978] mit dem Anstieg der Rissbildung und dem Plastifizieren des Betonstahls begründet. Dieser Sachverhalt konnte teilweise auch im Rahmen dieser Untersuchungen beobachtet werden. Vor der Vergrößerung der Plattenbreite nimmt diese häufig unter Laststeigerung zunächst ab, was auch auf einen sprunghaften und lokal konzentrierten Anstieg der Betondruckspannung am oberen Betongurtrand zurückzuführen ist. Des Weiteren kann sich auch an Längsrändern des Betongurtes ein Anstieg der Betongurtspannungen zeigen. Dieser Umstand kann dazu führen, dass die mittragende Plattenbreite größer als die geometrische Betongurtbreite ausfällt.

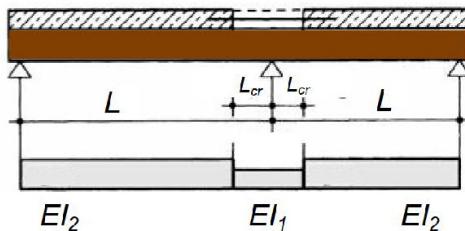
1.2.3. Identifikation der Abweichungen zu DIN EN 1994-1-1

- Gerissene Betongurtlänge

Im Gegensatz zur normativen Regelung wird die Länge L_c für den gerissenen Trägerabschnitt $0,15 \cdot L$ durch den Ausdruck $k_{cr} \cdot L$ ersetzt. Der Faktor k_{cr} wird mithilfe des vorgestellten numerischen Berechnungsmodells und der somit vorliegenden Ergebnisse für jeden Berechnungssatz gesondert bestimmt. Somit wird für den gerissenen Trägerabschnitt (Stab 1) eine wirksame Biegesteifigkeit $(EI)_{1,ef}$ und für den ungerissenen Trägerabschnitt (Stab 2) eine zweite wirksame Biegesteifigkeit $(EI)_{2,ef}$ bestimmt,

sodass auch bei gleichbleibender Betongurtbreite $b_{m,V-II}$ und ohne Staffelung der Fugensteifigkeit k entlang der Systemachse gestaffelte Steifigkeiten vorhanden sind.

Abbildung 1.7
anzusetzende Biegesteifigkeiten bei Verbundträgern unter Berücksichtigung der Rissbildung im Betongurt nach Methode-II

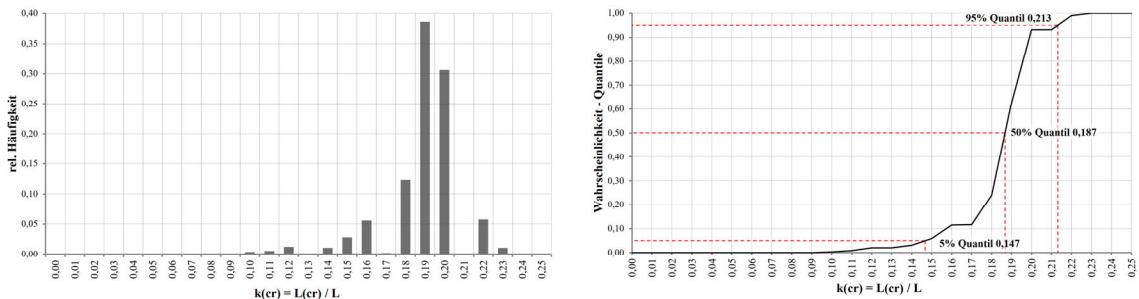


Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Zur Berechnung der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{ef}$ wird für beide Methoden auf die dem nichtlinearen Berechnungsmodell zugrunde liegende Fugensteifigkeit k zurückgegriffen, da der Verbundfaktor γ nicht als eindeutige Kenngröße für beide Berechnungsmodelle (linear-elastische und nichtlinear) herangezogen werden kann.

Der in [DIN EN 1994-1-1:2010 2010] fest definierte Faktor 0,15 wird durch den Ausdruck k_{cr} ersetzt und gibt den feldweisen Faktor von gerissenem Trägerabschnitt L_{cr} zur Feldlänge L_1 wieder. Wird davon ausgegangen, dass die Lage der Nulldurchgänge von Normalkraft und Biegemoment entlang der Systemachse nahezu identisch ausfällt, lässt sich anhand der Normalkraft mit hinreichender Genauigkeit ein gerissener Betongurtbereich L_{cr} bestimmen. Abbildung 1.8 zeigt im Rahmen der Parameterstudie die relative Häufigkeitsverteilung des Faktors k_{cr} . Die Auswertung erfolgte nicht auf Grundlage einer statistischen Auswertung, sodass davon ausgegangen wird, dass die berechneten Einzelwerte einer Grundgesamtheit aller Berechnungssätzen entsprechen und somit nicht als Stichprobe einer Grundgesamtheit dargestellt werden.

Abbildung 1.8
Auswertung Faktor k_{cr} zur Ermittlung der gerissene Betongurtlänge (normalkraftbasiert)
links: Histogramm – rechts: Verteilungsfunktion



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Demnach zeigt sich im Bereich von 0,18 bis 0,20 eine verstärkte Ansammlung der Einzelwerte, die den normativ festgelegten Wert in Höhe von 0,15 überschreiten. Somit ist von einer größeren Länge für den gerissenen Trägerabschnitt auszugehen. Die gekoppelte Verteilungsfunktion liefert auf Grundlage der Häufigkeitsverteilung die charakteristischen Kenngrößen. Für den Mittelwert des k_{cr} Faktors wäre demnach ein Wert in Höhe von 0,187 abzulesen. Die Abschnitte zwischen den Einzelwerten wurden linearisiert angenommen.

- Mittragende Betongurtbreite

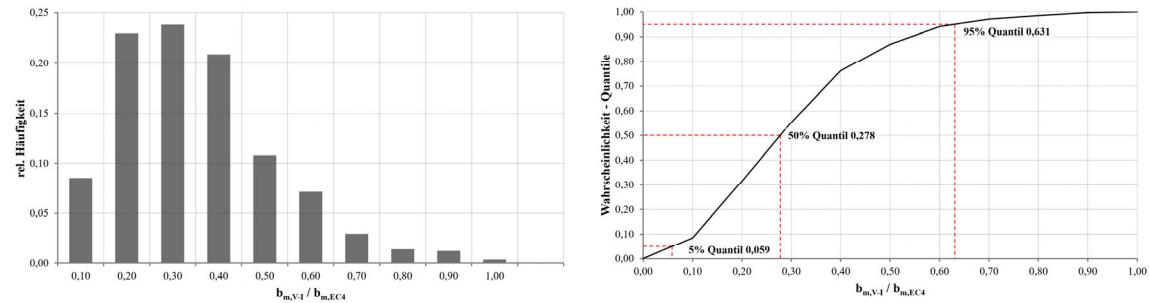
In diesem Abschnitt erfolgt eine Gegenüberstellung der verformungs- und spannungsbezogenen mittragenden Plattenbreiten für die bestehende Regelung der zurzeit geltenden Normung [DIN EN 1994-1-1:2010 2010] nach Gleichung (1-2), die sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit anzuwenden ist.

$$b_{ei} = 1/8 \cdot L_e \leq b_i \quad (1-2)$$

Die Abbildung 1.9 bis Abbildung 1.11 zeigen im Rahmen der Parameterstudie die relativen Häufigkeitsverteilungen für die mittragenden Plattenbreiten $b_{m,V-I}$, $b_{m,V-II}$ und b_m . Die Auswertung erfolgte nicht auf Grundlage einer statistischen Auswertung, sodass davon ausgegangen wird, dass die berechneten Einzelwerte einer Grundgesamtheit der berechneten Berechnungssätze entsprechen und somit nicht als Stichprobe einer Grundgesamtheit dargestellt werden.

Abbildung 1.9

Verhältnis der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V-I}$ des γ -Verfahrens für den ungerissenen Betongurt mit der mittragenden Breite gemäß DIN EN 1994-1-1 links: Histogramm – rechts: Verteilungsfunktion

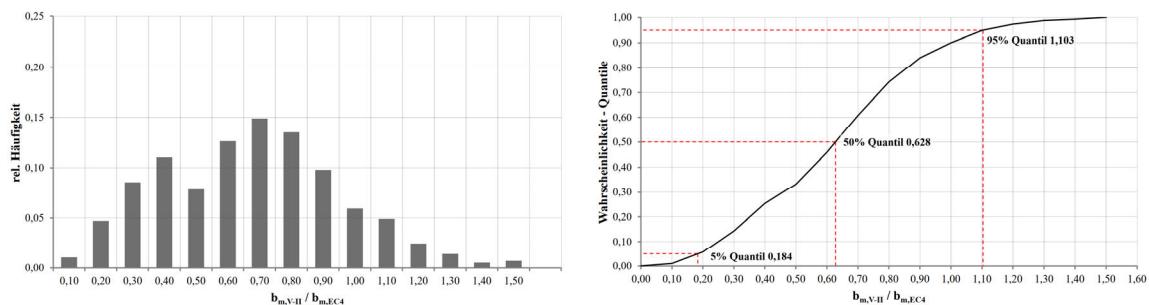


Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

In Abbildung 1.9 ist der Vergleich der auf Grundlage der Trägerverformung des nichtlinearen Berechnungsmodells ermittelten mittragenden Plattenbreite $b_{m,V-I}$ und der nach Gleichung (1-2) dargestellt. Die Berechnung der mittragenden Plattenbreite $b_{m,V-I}$ erfolgte für linear-elastisches Materialverhalten am ungerissenen Betonquerschnitt nach der Methode I. Demnach zeigt sich im Bereich von 0,20 bis 0,40 eine konzentrierte Ansammlung der Einzelwerte, die nahezu vollständig und deutlich unter „1“ ausfallen, sodass davon auszugehen ist, dass die auf Grundlage des Zustands I ermittelten Trägerverformungen unterschätzt werden. Für den Mittelwert betrachtet, wäre demnach die normativ bestimmte mittragende Plattenbreite auf 27,8 % abzumindern.

Abbildung 1.10

Verhältnis der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V-II}$ des γ -Verfahrens, unter Berücksichtigung des gerissenen Betongurtes, mit der mittragenden Breite gemäß DIN EN 1994-1-1, links: Histogramm – rechts: Verteilungsfunktion

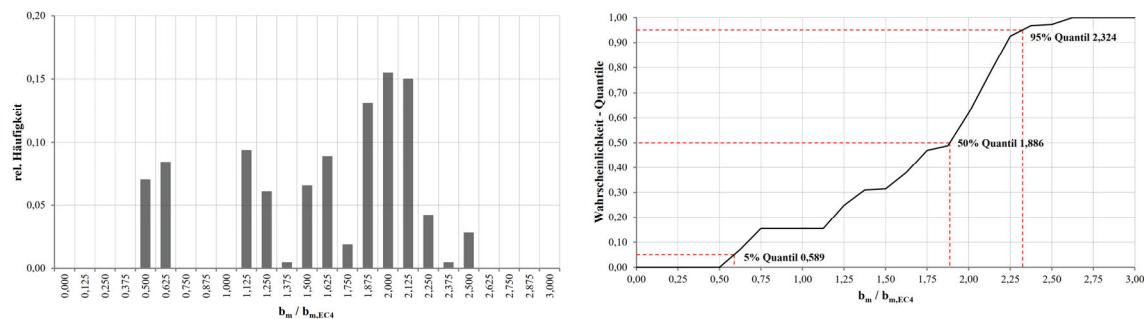


Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Als mögliche Verbesserung zur vorgenannten Methodik wird in Abbildung 1.10 der Vergleich der auf Grundlage der Trägerverformung des nichtlinearen Berechnungsmodells ermittelten mittragenden Plattenbreite $b_{m,V-II}$ und der nach Gleichung (1-2) dargestellt. Die Berechnung der mittragenden Plattenbreite $b_{m,V-II}$ erfolgte ebenfalls für linear-elastisches Materialverhalten jedoch am gerissenen Betonquerschnitt nach dem vereinfachten Ansatz der Methode II. Demnach zeigt sich eine größere Streuung der Einzelwerte, die überwiegend unter „1“ ausfallen, sodass davon auszugehen ist, dass die Methode II gegenüber der konventionellen Methode I realistischere Verformungen abbildet. Die auf Grundlage der Methode II ermittelten Trägerverformungen werden im Durchschnitt jedoch noch immer unterschätzt. Für den Mittelwert betrachtet, wäre somit die normativ bestimmte mittragende Plattenbreite noch auf 62,8 % abzumindern.

Abbildung 1.11

Verhältnis der spannungsbezogenen mittragenden Breite b_m des Berechnungsmodells, unter Berücksichtigung des gerissenen Betongurtes, mit der mittragenden Breite gemäß DIN EN 1994-1-1 für ausgewählte Berechnungssätze
links: Histogramm – rechts: Verteilungsfunktion



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

In Abbildung 1.11 ist der Vergleich der auf Grundlage des nichtlinearen Berechnungsmodells ermittelten mittragenden Plattenbreite b_m und der nach Gleichung (1-2) für stichprobenartig ausgewählte Berechnungssätze dargestellt. Die Berechnung der mittragenden Plattenbreite b_m erfolgte im Feldbereich mithilfe der Betondruckspannungen am oberen Betongurtrand für nichtlineares Materialverhalten. Demnach stellt sich eine unharmonische Streuung der Einzelwerte dar, die fast vollständig größer als „1“ ausfallen, sodass davon auszugehen ist, dass die nach Gleichung (1-2) ermittelten mittragenden Plattenbreiten für die hier genannten Annahmen eher konservativ erscheinen. Für den Mittelwert betrachtet, wäre eine Erhöhung der normativ geregelten mittragende Plattenbreite um 88,6 % theoretisch betrachtet möglich.

1.3. Erfassung des Langzeitverhaltens (HBC)

Auf die Berücksichtigung des Langzeitverhaltens wird bei der Entwicklung des Bemessungsmodells eingegangen (siehe Abs. 8).

2. Experimentelle Untersuchungen (AP 2)

2.1. Durchführung von Versuchen mit durchlaufendem Holzträger im Auflagerbereich (iBHolz)

2.1.1. Versuchsprogramm

Die Untersuchungen des Trag- und Verformungsverhaltens von Durchlaufträgern in HBV-Bauweise wurden an vier Prüfserien mit jeweils zwei identischen Versuchsträgern (insgesamt 8 Stück) mit ungestoßenem Holzquerschnitt an der MFPA Leipzig GmbH durchgeführt, die neben der Durchführung der Versuche auch mit der Umsetzung der geplanten Messapplikation beauftragt wurde. Die Querschnittshöhen der Teilquerschnitte hatten in Anlehnung an einem typischen Aufbau für diese Bauweise ein Verhältnis von 1 : 2 ($h_B : h_H$). Schwerpunkt der Untersuchung war der Einfluss des

Rissverhaltens von Stahlbeton im negativen Momentenbereich auf die Schnittgrößenumlagerung in den Teilquerschnitten und die Verformungen. Dazu wurden die Parameter Querschnittsgehalt der Längsbewehrung, die Fugensteifigkeit sowie die Beanspruchung der Felder variiert (siehe Tabelle 2.1). Das Versagen der Versuchskörper sollte sich nicht in der Fuge resp. den Verbundmittel vielmehr in den Querschnitten bzw. der Bewehrung einstellen. Als Referenz wurden numerische Voruntersuchungen durchgeführt, die ebenfalls für die erwartete Maximallast innerhalb des Lastregimes benötigt wurde.

Tabelle 2.1
Versuchsmatrix

Bezeichnung Versuch	Querschnitte	Schrauben		Längsbewehrung Durchmesser [mm]	Anzahl o+u [Stück]	Bügel Durchmesser [mm]	Last	Prüfdatum
		Reihen [Stück]	Abstand [mm]					
A1-03.01	<u>Aufbau 1:</u>	3	150	$\varnothing 6$	2x4	$\varnothing 6$	LF1	08.12.2022 09.12.2022
A1-03.02								
A1-04.01	Beton: 40/10 cm	3	150	$\varnothing 6$	2x4	$\varnothing 6$	LF2	14.12.2022 15.12.2022
A1-04.02								
A1-05.01	Holz: 40/20 cm	8	95	$\varnothing 10$	2x6	$\varnothing 6$	LF1	07.12.2022 05.12.2022
A1-05.02								
A1-06.01	ohne Stoß	8	95	$\varnothing 10$	2x6	$\varnothing 6$	LF2	12.12.2022 13.12.2022
A1-06.02								

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die Querschnittsabmessungen der Teilquerschnitte sowie die Stützweiten blieben unverändert. Für die Betonfestigkeitsklasse wurde ein C 25/30 gewählt, die bei allen Versuchsträgern beibehalten wurde. Ebenfalls identisch für alle ist die Ausführung einer Querbewehrung in Form von geschlossenen Bügeln und Hutbügeln. Seitens des Lieferanten war die maximale Länge der Längsbewehrung auf 8,0 m beschränkt, sodass mindesten zwei Übergreifungsstöße eingeplant werden mussten.

Die Durchführung der Versuche begann am 05.12.2022 und konnte gemäß der Abfolge nach Tabelle 2.1 am 15.12.2022 finalisiert werden.

Sämtliche für die Ausführung der Versuchsträger relevanten Angaben können der Anlage A.2 entnommen werden.

2.1.2. Versuchsträger

▪ Geometrie und Aufbau

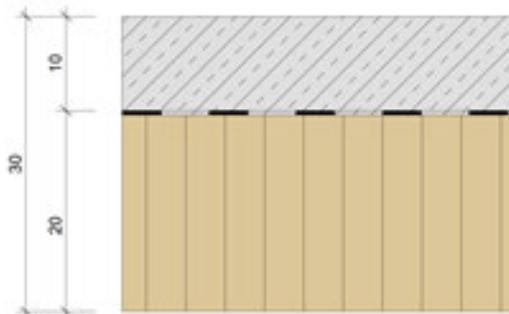
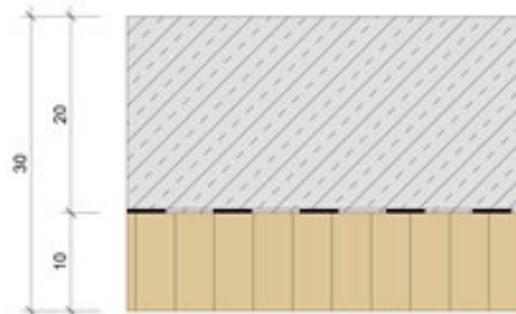
Die numerischen Untersuchungen zur Durchlaufwirkung nach Abschnitt 1 bestimmten sich an einem allgemeingültigen HBV-Querschnitt in Form einer Plattenbalkenstruktur mit linearen Holzbauteilen. Die Auswertung zeigt jedoch, dass somit zusätzliche Einflüsse aus dem Tragverhalten der Platten- und Membranwirkung des Betongurtes in Querrichtung eine nicht unwesentliche Rolle spielen. Um diesen Umstand Rechnung zu tragen, können für eine valide Beurteilung der Durchlaufwirkung die fortführenden Untersuchungen nur an einem flächigen HBV-Element durchgeführt werden. Damit wird ein eindimensionales Tragverhalten sichergestellt. Beide Teilquerschnitte verfügen demnach über identische Breiten und aufgrund der gleichmäßigen Verteilung der Verbundmittel auch über eine konstante Fugensteifigkeit entlang der Querschnittsbreite.

Im Abschnitt 1.2.2 wurde unter anderem das Verhältnis von Holz- zu Betonhöhe als ein Einflussfaktor für das Trag- und Verformungsverhalten von Durchlaufträgern in HBV-Bauweise benannt. Weitergehende

orientierende Untersuchungen bestätigten im Hinblick auf den Querschnittsaufbau, in einer numerischen Gegenüberstellung der Ergebnisse, für die Verhältnisse der Querschnittshöhen ($h_B : h_H$) von 1:2 bzw. 2:1 (Abbildung 2.1) diesen Zusammenhang am flächigen Verbundelement.

Abbildung 2.1

Querschnittsaufbau: [cm]

links: Aufbau 1 mit $h_B:h_H = 1:2$; rechts: Aufbau 2 mit $h_B:h_H = 2:1$ **Querschnitt - Aufbau 1****Querschnitt - Aufbau 2**

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Im Rahmen der bewilligten Mittel war die Anzahl der Versuchsträger auf acht Stück beschränkt. Darüber hinaus müssen mögliche Streuungen der Materialkennwerte (Steifigkeiten, Festigkeiten, usw.) sowie herstellungsbedingte Toleranzen innerhalb der Ausführung und der damit einhergehenden Variation der Messergebnisse eine Ergebnisinterpretation ermöglichen.

Diese Gesichtspunkte führten zu der Entscheidung, die Versuche an vier Prüfserien mit jeweils zwei identischen Versuchsträgern durchzuführen. Die experimentellen Untersuchungen erfolgten für den Querschnittsaufbau 1 mit einem Verhältnis der Querschnittshöhen von $h_B:h_H = 1:2$, da dieser den Großteil der baupraktischen Anwendungsfälle abdeckt.

Aufgrund der Handhabbarkeit und örtlichen bzw. baulichen Gegebenheiten sowie der Länge des an der MFPA Leipzig GmbH vorhandenen Spannfeldes wurde die Länge des Versuchsträgers auf 18,0 m festgesetzt.

Die Dimension der Querschnittshöhe des Verbundquerschnittes soll einer materialübergreifenden Bauweise adäquat sein. [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] für Stahlbetondecken Vorgaben zur Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Die häufig bemessungsrelevanten Verformungsnachweise für überwiegend biegebeanspruchte Bauteile können entweder durch eine explizite Durchbiegungsberechnung ([DIN EN 1992-1-1: 2010 2010], Kap. 7.4.3 bzw. [DAfStb Heft 600 2020] oder, wie in der Praxis im allgemeinen bekannt, als vereinfachte indirekte Nachweise durch die Begrenzung der sogenannten Biegeschlankheit L/d (= Verhältnis von Stützweite zu statischer Nutzhöhe) geführt werden. Neben dem Bewehrungsgrad, der Ausnutzung des Betonstahls, der Betonfestigkeitsklasse hängt diese auch vom statischen Modell der Decke (z.B. Einfeld- oder Durchlaufträger) ab. [Göttlich u. Fleckenstein 2015] haben den normativen Berechnungsalgorithmus aufbereitet und leiten daraus eine grafische Lösung mithilfe von Diagrammen für einfache und praxisnahe Anwendung ab. Ausgehend von einem etwas höheren, jedoch nicht unüblichen, Lastniveau (Ausbaulast $g_{k,2} = 2,50 \text{ kN/m}^2$ und Nutzlast $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$) ergibt sich mit den nachfolgenden Parametern eine Stahlbetondeckenhöhe von ca. 30 cm. Demnach kann eine Durchbiegungsbeschränkung von $L/250$ gewährleistet werden, sofern kein erhöhte Anforderungen hinsichtlich der Verformung an die Decke gestellt werden müssen.

Eingangsparameter:

$K = 1,3$ für Endfelder von Durchlaufträgern (Beiwert zur Bestimmung der Ersatzstützweite nach EC2)

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ für C25/30 (Betondruckfestigkeit)

$\bar{q}_k = 3,45 \text{ kN/m}^2$ (Eingangswert Diagramm nach Bild 1 [Göttlich u. Fleckenstein 2015])

$L_{eff} / K = 8,90 \text{ m} / 1,3 = 6,85 \text{ m}$ (Eingangswert Diagramm nach Bild 1 [Göttlich u. Fleckenstein 2015])

Ausgangsparameter:

$\rightarrow L_{eff} / (K \cdot d) = 25,2$ (Ablesewert Diagramm nach Bild 1 [Göttlich u. Fleckenstein 2015])

$\rightarrow d = 890 \text{ cm} / (1,3 \cdot 25,2) = 27,2 \text{ cm}$

$a_1 = 25 \text{ mm}$ (Achsabstand der Biegezugbewehrung vom Querschnittsrand des Betons)

Ergebnis:

$\rightarrow h = d + a_1 = 27,2 \text{ cm} + 2,5 \text{ cm} = 29,7 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$

Darauf aufbauend lassen sich in den nachfolgenden Abschnitten die Querschnittshöhen für den Beton mit 10 cm und für das Holz mit 20 cm ableiten.

- Holz

Für den Holzquerschnitt wird die Verwendung von geklebten Brettstapelementen (BST) favorisiert, sodass Brettspernholzelemente (BSP) aufgrund der herstellungs- bzw. aufbaubedingten Querlagen und der damit verbundenen zusätzlichen Schubnachgiebigkeit der in Querrichtung verlaufenden Lagen ausscheiden. Im Gegensatz zum geklebten Brettstapelformat müssen gegenüber der gedübelten oder genagelten Variante, Nachgiebigkeiten, die auf die Verbindung vereinzelter Lamellen zurückzuführen sind, nicht in Ansatz gebracht werden. Zudem können die Randabstände der stabförmigen Verbundmittel zum faserparallelen Rand der Lamellen, für die einzelnen Bretter bzw. Bohlen bei geklebten BST-Elementen unbeachtet bleiben. Für die Lamellen des BST-Elementes werden die Festigkeitsklassen von Vollholzprodukten aus Nadelholz in Ansatz gebracht.

Die Verwendung von Brettschichtholz GL 24h eröffnete im Rahmen der experimentellen Untersuchungen einen größeren Markt, sodass auf ein konventionellen Querschnitt zurückgegriffen und dieser liegend verbaut wurde.

Die Bestimmungen der Wichte und der Eigenfrequenz erfolgten am unverbauten Holzträger (01.11.2022). Die Holzfeuchte der Träger wurden an den Trägerenden und -mitte aufgenommen und mit der Gann Hydromette H 35 gemessen. Der ausgewiesene Wert entspricht dem arithmetischen Mittelwert. Zum Zeitpunkt der Prüfung lag die Holzfeuchte im Bereich zwischen 6,5 % und 8,8 %, im Mittel bei 7,8 % bei einem Variationskoeffizienten von 10,1 %.

Tabelle 2.2
Ergebnisse der Holzeigenschaften (Messung an der MFPA Leipzig GmbH)

Bezeichnung Versuch	Masse [kg]	Roh-dichte [kg/m ³]	1. Eigenfrequenz Messung 1 [Hz]	1. Eigenfrequenz Messung 2 [Hz]	1. Eigenfrequenz Mittelwert [Hz]	E-Modul E _{0,i} [N/mm ²]	Holzfeuchte	
							01. Nov. [%]	15. Dez. [%]
A1-03.01	630	437,50	1,458	1,459	1,459	11367	10,8	8,1
A1-03.02	608	422,22	1,472	1,467	1,470	11138	10,9	6,5
A1-05.01	630	437,50	1,481	1,462	1,472	11578	9,9	8,4
A1-05.02	615	427,08	1,486	1,498	1,492	11613	9,9	7,1

Bezeichnung Versuch	Masse	Roh-dichte	1. Eigenfrequenz	1. Eigenfrequenz	1. Eigenfrequenz	E-Modul E _{0,i}	Holzfeuchte	
			Messung 1	Messung 2	Mittelwert		01. Nov.	15. Dez.
A1-04.01	609	422,92	1,414	1,410	1,412	10296	10,7	7,3
A1-04.02	653	453,47	1,499	1,509	1,504	12528	10,3	8,8
A1-06.01	641	445,14	1,475	1,478	1,476	11852	10,1	8,4
A1-06.02	595	413,19	1,414	1,414	1,414	10093	9,6	7,6
Mittelwert:					1,46	11308	10,3	7,8
Standardabweichung (Variationskoeffizient):					0,03 (2,29%)	800,3 (7,08%)	0,48 (4,67%)	0,78 (10,1%)

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die Berechnung des Elastizitätsmoduls (in Faserrichtung) erfolgte in Analogie zur Bestimmung der Eigenfrequenz eines frei schwingenden Stabes. Hierzu wurde der Holzträger als Einfeldträger über Stahlvollprofile mit dreiecksförmigen Querschnitt an den Trägerenden auf dem Hallenboden frei drehbar gelagert und anschließend manuell angeregt. Mit Kenntnis der Frequenz der 1. Biegeschwingung kann nach umstellen der Gleichung (2-1) bei bekannter Prüfkörpergeometrie und Dichte der Elastizitätsmodul eines Stabes berechnet werden.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{(E \cdot I)_l}{m}} \quad (2-1)$$

Verwendet wurden Beschleunigungssensoren KS48C der Firma Metra Mess- und Frequenztechnik sowie SICONN USB 2 Messkarte (Datenraten bis 250 kHz-Summe) der Firma Geitmann Messtechnik mit integrierendem Ladungs-/IEPE-Verstärker CHARGE AMPLIFIER M68D1. Bei Prüfkörpern mit großem l/h-Verhältnis ist der Einfluss des Schubmoduls gering. Das Schubmodul und die Nachgiebigkeiten im Bereich der Lagerungskonstruktion wurden vernachlässigt.

Eine gesteuerte Ausrichtung des Holzquerschnittes für die endgültige Einbausituation durch eine im Vorfeld durchgeführten Sichtprüfung von Fehlstellen, um somit ein verbessertes Tragverhalten zu erzielen, erfolgte bewußt nicht. Dieser Vorgang würde die Datenbasis der experimentellen Untersuchungen verzerren und wäre aufgrund nicht realisierbarer Umsetzung auf den Baustellen auch praxisfremd.

- Beton

Für die Festlegung einer minimalen Betonquerschnittshöhe erwies sich, bei Anordnung einer ober- und unterseitigen Bewehrungslage, ein Maß von 10 cm in bewehrungstechnischer Hinsicht als Grenzwert. Diese bestimmt sich aus den Vorgaben zur Betondeckung nach Eurocode 2 für die Expositionsklasse XC1 sowie einer ober- und unterseitigen Ausführung der Bewehrung

Um die Rissbildung des Betons während der frühen Erhärtungsphase möglichst zu minimieren, wurde ein Beton verwendet, der sich durch eine geringe Schwinddehnung und langsame Festigkeitsentwicklung auszeichnet. In Abstimmung mit dem örtlichen Transportbetonhersteller (GP-Betonwerk) wurde für die Versuchsträger der nachfolgende Beton zur Verfügung bereitgestellt.

C25/30 F4 XC4 XF1 XA1 WA 16 L
(unter Verwendung eines CEM III/A 42,5 N LH/NA)

Für diesen Beton gewährleistet der Hersteller, dass das Verhältnis der Festigkeitsentwicklung des Betons nach 2 und 28 Tagen geringer ausfällt als 0,30 ($r < 0,30$ gemäß DIN 1045-3). Die gewählte Festigkeitsklasse

stellt für den Beton die Einstufung in die Überwachungsklasse 1 sicher, sodass ein Beton verwendet wurde, für den ein geringer Überwachungsaufwand zur Qualitätssicherung durch das ausführende Unternehmen erforderlich wird. Durch den Einsatz des verwendeten Zements kann der Transportbetonhersteller gegenüber einem CEM I 42,5 zudem einen nennenswerten Anteil an CO₂ Emissionen einsparen.

Für die Festigkeitsprüfung der Betone nach 28 Tagen wurden drei Würfel mit der Kantenlänge 150 mm hergestellt und unter Normbedingungen gelagert. Da sich die Durchführung der Versuche über mehrere Tage erstreckte, erfolgte die Herstellung von weiteren Würfeln, um die Druckfestigkeit zu Beginn und am Ende der Versuche einordnen zu können. Die Ergebnisse können Tabelle 2.3 entnommen werden.

Tabelle 2.3
Ergebnisse der Betondruckfestigkeitsprüfung nach DIN EN 12390-3:2019 am Würfel 150mm (MFPA Leipzig GmbH)

Prüfdatum	Alter [d]	Nr. i [-]	Rohdichte [kg/m ³]	f _{ci,cube} [N/mm ²]	
05.12.2022 Prüfung erster Versuchsträger	20	1	2290	35,5	
		2	2290	39,4	
		3	2290	39,4	
Mittelwert:		2290	38,1		
Standardabweichung (Variationskoeffizient):		2,77 (0,10%)	2,25 (5,91%)		
13.12.2022 Druckfestigkeit	28	1	2300	39,8	
		2	2290	40,5	
		3	2300	40,0	
Mittelwert:		2290	40,1		
Standardabweichung (Variationskoeffizient):		5,61 (0,24%)	0,32 (0,80%)		
15.12.2022 Prüfung letzter Versuchsträger	30	1	2290	38,2	
		2	2270	38,9	
		3	2290	41,5	
Mittelwert:		2280	39,5		
Standardabweichung (Variationskoeffizient):		7,90 (0,35%)	1,74 (4,41%)		

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Zusätzlich wurden weitere Betonzyylinder ($\varnothing = 150$ mm, $h = 300$ mm) zur Ermittlung der Druck- und Zugfestigkeiten sowie der E-Moduli am Tag der Betonage hergestellt. Die an der HBC ermittelten Materialeigenschaften der Betone sind in den Tabelle 2.4 bis Tabelle 2.5 zusammengestellt.

Tabelle 2.4
Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen nach DIN EN 12390-3:2019 am Betonzyylinder 150mm (HBC)

Prüfdatum	Alter [d]	Nr. i [-]	Rohdichte [kg/dm ³]	f _{ci,cyl} [N/mm ²]
05.12.2022 Prüfung erster Versuchsträger	20	1	2,32	33,9
		2	2,31	33,3
		3	2,30	32,1

Prüfdatum	Alter	Nr. i	Rohdichte	$f_{ci,cyl}$
		Mittelwert:	2,31	33,1
		Standardabweichung (Variationskoeffizient):	0,01 (0,43%)	0,92 (2,77%)
19.12.2022	34	11	2,33	39,0
		12	2,29	37,8
		13	2,32	38,6
		Mittelwert:	2,31	38,5
		Standardabweichung (Variationskoeffizient):	0,02 (0,90%)	0,61 (1,59%)

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Tabelle 2.5
Ergebnisse der Elastizitätsmodulprüfungen (Sekantenmodul) nach DIN EN 12390-13:2014 am Betonzyylinder 150mm (HBC)

Prüfdatum	Alter [d]	Nr. i [-]	Rohdichte [kg/dm ³]	β_{C28} [N/mm ²]	$E_{ci,s,cyl}$ [N/mm ²]
05.12.2022	20	4	2,31	32,9	28900
Prüfung erster Versuchsträger		5	2,29	34,2	26800
		6	2,32	32,9	29600
		Mittelwert:	2,31	33,3	28433
		Standardabweichung (Variationskoeffizient):	0,02 (0,66%)	0,75 (2,25%)	1457 (5,12%)
19.12.2022	34	4	2,33		30500
		5	2,31	38,6	28800
		6	2,32	40,7	29100
		Mittelwert:	2,32	39,6	29466
		Standardabweichung (Variationskoeffizient):	0,01 (0,43%)	1,05 (2,65%)	907 (3,08%)

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Der Elastizitätsmodul beschreibt den Widerstand des Betons gegenüber einer elastischen Verformung. Die Ermittlung des E-Moduls ist in [DIN EN 12390-1, 2021] geregelt und dort als „Sekantenmodul“ bezeichnet

Tabelle 2.6
Ergebnisse der Spaltzugfestigkeitsprüfung nach DIN EN 12390-6:2010 am Betonzyylinder 150mm (HBC)

Prüfdatum	Alter [d]	Nr. i [-]	Rohdichte [kg/dm ³]	$f_{cti,sp}$ [N/mm ²]
05.12.2022	20	7	2,30	3,23
Prüfung erster Versuchsträger		8	2,31	3,25
		9	2,31	2,76

Prüfdatum	Alter	Nr. i	Rohdichte	$f_{cti,sp}$	
		Mittelwert:	2,31	3,08	
Standardabweichung (Variationskoeffizient):		0,01 (0,25%)	0,28 (9,00%)		
19.12.2022	34	16	2,31	3,17	
		17	2,32	2,99	
		18	2,32	3,05	
Mittelwert:		2,32	3,07		
Standardabweichung (Variationskoeffizient):		0,01 (0,25%)	0,09 (2,99%)		

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Nach [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] Abschnitt 3.1.2 (8) lässt sich die einachsige Zugfestigkeit des Betons über die Beziehung gemäß Gleichung (2-2) ableiten.

$$f_{ct} = 0.90 \cdot f_{ct,sp} \quad (2-2)$$

▪ Bewehrung

Das Rissverhalten des Stahlbetons variiert je nach Lage im Verbundträger. In Abhängigkeit der Fugensteifigkeit kann die Präsenz einer Drucknormalkraft im Feldbereich diesen Umstand begünstigen, während die Anwesenheit einer Zugnormalkraft im Stützbereich dieses deutlich ausgeprägter ausfällt. Die Umsetzung einer mittig oder nur unterseitig angeordneten Bewehrungslage führt je nach Einbauort im Feld- oder Stützbereich des Verbundträgers zu einer bedingt wirksamen Bewehrung. Die alleinige Anordnung einer unterseitigen Bewehrungslage im Stützbereich entspricht, aufgrund des geringen inneren Hebelarms im Querschnitt, nicht dem üblichen Konstruktionsverständnis der Stahlbetonbauweise, sodass eine momenteninduzierte Aktivierung fraglich erscheint. Dieser Zustand verstärkt sich aufgrund der Präsenz einer Zugkraft sowie der exzentrischen Bewehrungsanordnung für den Zustand II und reduziert in Abhängigkeit des anstehenden Zugkraft-Momenten-Verhältnisses die Steifigkeit des Stahlbetonquerschnittes deutlich. Zudem sprechen gegen eine ausschließlich mittige Anordnung der Bewehrungslage die aktuellen Bestimmungen in den Verwendbarkeitsnachweisen der Verbundschrauben, die eine Ausführung unterhalb des Schraubenkopfes fordern.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde eine ober- und unterseitige Bewehrung gewählt, siehe Abbildung 2.2. Die 2. Lage entspricht der Längsbewehrung und ist zum Querschnittskern orientiert. Die Bewehrungsbügel in der 1. Lage übernehmen gleichzeitig die Funktion der Querbewehrung und sichern somit auch die Beanspruchung infolge Querdehnung.

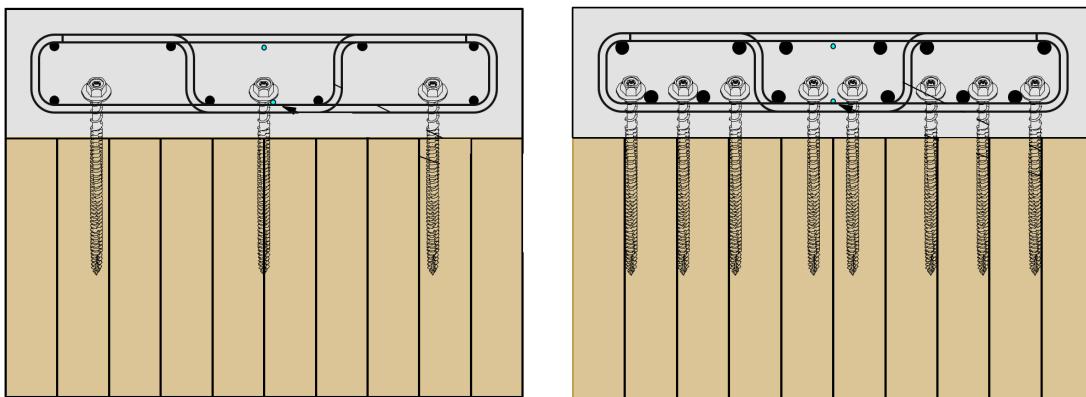
In Bauteilbereichen, in denen die einwirkende Querkraft die Querkrafttragfähigkeit des Betons nicht überschreitet, darf auf eine rechnerische Querkraftbewehrung (z.B. Bügel) verzichtet werden. Dieses Prinzip sollte zukünftig im Rahmen der HBV-Bauweise versucht werden auch anzustreben, da die baupraktische Anwendbarkeit bei dünnen Deckendicken kritisch zu hinterfragen ist (gemäß [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] beträgt $h_{min} = 200\text{mm}$ bei Ausführung mit Bügel). Im Rahmen der in diesem Abschnitt beschriebenen experimentellen Untersuchungen war jedoch eine valide Aussage über die Größe der einwirkenden Querkraft im Beton nicht eindeutig, sodass ein vorzeitiges Versagensszenario des Betonquerschnittes aufgrund von SchubrisSEN unbedingt vermieden werden musste. Im Umkehrschluss wurden somit die Bestimmungen für Betonbauteile mit rechnerischer Querkraftbewehrung nach [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] umgesetzt. Da die Querkrafttragfähigkeit maßgeblich auch von der auf den Betonquerschnitt einwirkenden Normalkraft abhängig ist, wurden je nach Vorzeichendefinition voneinander abweichende Abstände für die Bügelbewehrung in Längsrichtung geplant, sodass versucht

wurde, die Anforderungen der Konstruktionsregeln nach [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010], ebenfalls zu erfüllen.

Zudem sollte die vierschnittige Ausführung der Bügelbewehrung auch die Funktion als Aufhängebewehrung für die durch die Verbundschrauben eingeleiteten Kräfte gewährleisten.

Abbildung 2.2

Querschnittsaufbau mit Bewehrung und Schrauben:
links: geringe Ausführungsdichte; rechts: hohe Ausführungsdichte



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die im Abschnitt 1 als obere Grenze formulierten Werte für die Querschnittsfläche der Bewehrung haben sich in der Praxis des Stahlbetonbaus bewährt. Diese lassen sich unter Wahrung von normativen Konstruktionsregeln für reine Flachdecken ohne die Anwesenheit von zusätzlichen Einbauteilen anwenden, sodass diese Werte im Rahmen der numerischen Untersuchung vorerst theoretisch begründet waren.

Für die experimentellen Untersuchungen müssen die in Abschnitt 1 ausgewiesenen Grenzwerte aufgrund der baulichen Korrelation von Schrauben- und Bewehrungsdichte sowie bewehrungstechnischer Gegebenheiten angeglichen werden. Für den Betongurt wird als unterer Grenzwert sowohl in der oberen als auch in der unteren Bewehrungslage eine Querschnittsfläche von jeweils $a_s = 2,82 \text{ cm}^2/\text{m}$, für den oberen Grenzwert eine Querschnittsfläche von jeweils $a_s = 11,78 \text{ cm}^2/\text{m}$ vorgesehen, was einem Gehalt von ca. 2,4 % der Bruttoquerschnittsfläche des Betons entspricht. Das Heranziehen des maximalen Bewehrungsgehalt in Höhe von 8 Prozent gemäß Eurocode 2 wäre unverhältnismäßig hoch und würde in der Praxis des Wohnungsbaus vermutlich nur eine bedingte Umsetzung erfahren. Zumal sich die Ausführung im Bereich der Übergreifungsstöße (Bewehrungsgrad ≤ 4 Prozent) in der unteren Bewehrungslage für diesen Anwendungsfall bereits als oberer Grenzwert erwies, siehe auch Abbildung 2.2. Eine gestaffelte Ausführung der Bewehrung ist nicht Bestandteil der vorliegenden Untersuchungen.

Aufgrund der gering zu erwartenden Streuungen wurden auf stichprobenartige Zugversuche zur Bestimmung der Materialkennwerte verzichtet.

▪ Verbundmittel

Entlang der Systemachse wird von einer gleichmäßigen Verteilung der Verbundmittel respektive von einer konstanten Fugensteifigkeit (keine Abstufung) ausgegangen. Als Bezugsgröße für die Fugensteifigkeit wird für eine Abschätzung der bekannte Verbundfaktor γ verwendet, da jener die Effektivität des Verbunds mit Werten zwischen 0,0 und 1,0 zum Ausdruck bringt. In diesem Zusammenhang wurde ebenfalls der minimale und maximale Verbundfaktor festgesetzt. Zur Simulation eines möglichst starren Verbunds kann in baupraktischer Hinsicht noch ein Wert in Höhe von ca. 0,75 vertreten werden, für eine repräsentative Nachgiebigkeit im Zusammenhang eines Verbundquerschnittes ein minimaler Wert von ca. 0,40. Zur weiteren Verwendung im

Berechnungsmodell ist der Verbundfaktor nicht dienlich, sodass Gleichung (B.5) in [DIN EN 1995-1-1: 2010-12 2010] zur Berechnung des Verschiebungsmoduls k_u in Analogie zum Abschnitt 1 genutzt wurde.

Das Tragverhalten von stabförmigen Verbundmitteln ist von einer nichtlinearen Charakteristik geprägt, die sich bei geringer Beanspruchung durch das steifere Anfangsverschiebungsmodul auszeichnet und mit steigender Belastung, bis zum Versagen, abflacht. Normativ lässt sich das nichtlineare Verhalten über ein Abminderung des Anfangsverschiebungsmodul K_{ser} auf 2/3 berücksichtigen. Die Betrachtung als linear-elastisches Sekantenmodul k_u stellt somit eine übliche Anwendung dar, die im Rahmen einer vorgelagerten Berechnung ihre Anwendung gefunden hat. Das Federelement lässt sich somit für die aus den Verbundmittel hervorgerufene Nachgiebigkeit durch eine linear-elastische Kraft-Verformungs-Beziehung beschreiben.

Als Verbundmittel wurden Verbundschrauben gemäß des Unternehmens Elascon eingesetzt, deren Verwendung, für den Einsatz in einer HBV-Konstruktion, in Deutschland über die allgemeine Bauartgenehmigung (aBG) [Z-9.1-886] geregelt ist. Die Schraubenkennwerte können der Tabelle 2.7 entnommen werden.

Tabelle 2.7
Kenngrößen Verbundmittel

Typ	Durchmesser	Länge	Steifigkeit		Tragfähigkeit
			K_{ser}	K_u	
Elascon SFix-2	Ø9.5 mm	200 mm	13200 N/mm	8800 N/mm	17100 N

Quelle: aBG Z-9.1-886 bzw. ETA-18/0264

Die Verbundschrauben (Elascon SFix-2) werden unter einem Neigungswinkel von 45° (normal zur Verbundfuge) und mit einer einsinnigen Orientierung eingebaut. Die Neigungsrichtung muss eine Zugbeanspruchung der Schraube sicherstellen und orientiert sich am Schubfluss in der Verbundfuge. Die Übertragung der Schubkräfte zwischen den Teilquerschnitten soll in der Fuge planmäßig mithilfe der Verbundschrauben erfolgen. Im Hinblick auf die Schnittgrößenverteilung innerhalb der Teilquerschnitte stellt dies den ungünstigen Zustand dar und vernachlässigt Reibungskräfte in der Grenzschicht. Diese hängen von diversen Faktoren ab und können die nachgelagerte Interpretation der Ergebnisse aufgrund von Streuungen verfälschen. Der Einbau einer zweilagigen PE Folie (0.2 mm – transluzent), in Kombination mit einem zwischen den Folien eingebrachten Trennmittel (Öl), soll den Effekt der Reibung in der Verbundfuge auf ein Minimum reduzieren.

2.1.3. Versuchsträgerherstellung

Die Herstellung sämtlicher Versuchsträger erstreckte sich über einen Zeitraum von zwei Wochen, geschützt vor Witterungseinflüssen, innerhalb der Versuchshalle der MFPA Leipzig GmbH, sodass am 15.11.2022 die Betonage aller Betongurte erfolgte. Die Oberfläche des Betongurtes wurde anschließend mit Folie abgedeckt, um einer Nachbehandlung nachzukommen und das Ausdiffundieren des Anmachwassers einzudämmen. Nach 7 Tagen wurden die für die Herstellung in der Fläche ausgelegten Versuchsträger bis zur Prüfung in der Halle zwischengelagert und gestapelt. Die Lagerung sowie der Hebeprozess, auch später in den Prüfstand, erfolgte für die Versuchsträger, mithilfe von zusätzlichen Stahltraversen, ohne eine ungewollte Beanspruchung. Das Ausschalen fand erst nach dem Einheben im Prüfstand statt.

Der Lieferbeton wurde in einem Betoniertakt eingebaut. Auf ein Benetzen der Holzoberfläche konnte verzichtet werden, da in der Verbundfuge eine zweilagige Folie vorhanden war. Der Beton wurde in der Konsistenzklasse F4 bestellt und im Zuge des Einbringens mit einem Flaschenrüttler verdichtet. Für die Güteprüfung der Betone wurden von dem Lieferbeton neun Würfel mit der Kantenlänge 150 mm

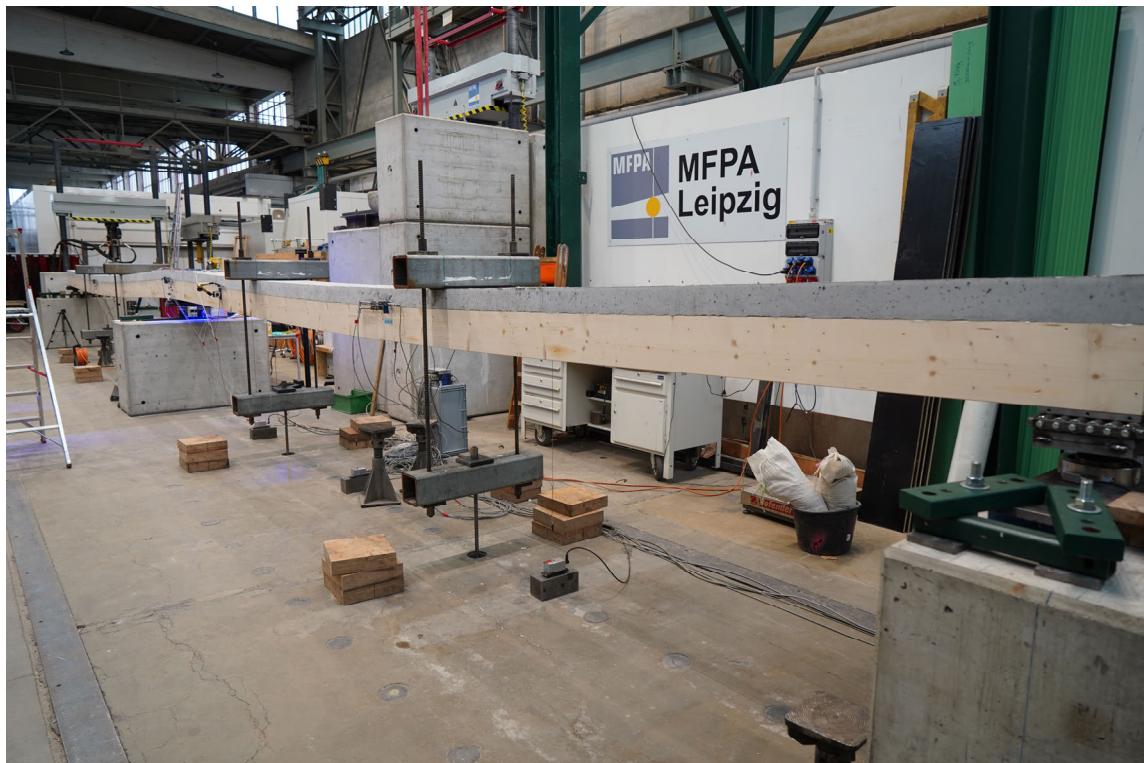
hergestellt und unter Normbedingungen gelagert. Zusätzlich wurden weitere Zylinder ($\varnothing = 150$ mm, $h = 300$ mm) zur Ermittlung der Druck- und Zugfestigkeiten sowie der E-Moduli hergestellt und anschließend mit Folie umhüllt.

2.1.4. Versuchsdurchführung und Messverfahren

- Versuchsaufbau und -durchführung

An den Versuchsträgern wurden im Alter ab drei Wochen vier Siebenpunkt- und vier Fünfpunktbiegeversuche entsprechend der in Abbildung 2.4 dargestellten Systematik durchgeführt. Die Endauflagerung der Träger erfolgte auf Rollenlagern, die Lasteinleitung über Stahlhohlprofile mit dazwischenliegenden Gummigranulatstreifen (siehe Anlage A.3). Zur Aufbringung der Lasten wurde ein Hydraulikaggregat SPM 191/3 der Firma walter+bai AG in Verbindung mit Verteilern und zwei einfachwirkenden Hydraulikzylindern (je Last) verwendet. Abbildung 2.3 zeigt den eingebauten Versuchsträger A1-03.01 unmittelbar vor dem Versuch.

Abbildung 2.3
Versuchsaufbau von Versuchsträger A1-03.01 (unter Last)



Quelle: iBHolz & HBC

Nach dem Einbau der Versuchsträger wurden die Messstellen eingerichtet, kalibriert und an das zentrale Datenerfassungssystem angeschlossen. Unmittelbar vor dem Beginn eines jeden Versuchs wurde eine Nullmessung durchgeführt. Während des Versuchs wurden kraftgesteuert zuvor definierte Laststufen angefahren. Bei jeder Laststufe wurde die Belastung konstant gehalten und das Rissbild dokumentiert. Nach der Entlastung der letzten Laststufe bei einem Lastniveau von etwa 100 % der rechnerischen Bruchlast wurde der Versuchsträger kraftgesteuert zu Bruch gefahren. Während des Versuchs wurden die Messungen der potentiometrische Seilwegsensoren, der induktiven Wegaufnehmer sowie der Kraftmessdose mit einer Vielstellenmessanlage kontinuierlich elektronisch erfasst.

Das Tragverhalten für symmetrische und antimetrische Belastungen kann anhand der nachfolgenden Systeme gemäß Abbildung 2.4 bestimmen werden. Die gewählte Lastanordnung führt in Anlehnung an [DIN EN 408 2012] innerhalb der benachbarten Lasten zu einem Abschnitt mit nahezu konstanten bzw.

linearen Momentenverlauf im Feld, sodass sich in den Teilquerschnitten eine maximale Beanspruchung mit ausgeprägtem Ausmaß erzielen lässt. Zwischen den Lastpunkten stellt sich demnach ein nahezu querkraftfreier Bereich ein. Weiterhin bewirkt die Zweipunktbelastung eine ausreichend genaue Annäherung an eine gleichmäßig verteilte Belastung, die den üblichen Lastfall in der Praxis darstellt. Im Bereich des Zwischenaufglagers lässt sich gegenüber einer gleichmäßig verteilten Belastung ein ähnlicher Zustand abbilden, wobei die Momentenfläche etwas fülliger ausfallen wird. Für das Stützmoment wird die Lage des Extremwertes aufgrund der diskreten Lagerung in beiden Fällen identisch sein.

Abbildung 2.4
statische Modelle mit Belastung:
links: LF1 symmetrisch; rechts: LF2 antimetrisch



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Lastfall 2 führt zu einer Verdrehung bzw. zu keiner Volleinspannung der Teilquerschnitte am Zwischenauflager, sodass im Hinblick auf die größte Beanspruchung im Feld ein günstiger Einfluss durch die vorhandene Rotationskapazität zu quantifizieren ist. Für das rechte Feld stellt die gewählte Beanspruchung in Abhängigkeit der Lastgröße einen nahezu vollständigen Bereich mit negativen Biegemomenten dar. Dieser Zustand führt im Betongurt (oben liegender Verbundpartner) zu einer Rissbildung, sodass ein Großteil in den gerissen Zustand II übergeht.

- **Messdurchführung/-applikation**

Die Anordnung der Messstellen wurde nach Auswertung des nichtlinearen numerischen Modells im Vorfeld der Versuchsdurchführung festgelegt.

Jeder der acht Versuchsträger wurde mit 50 Sensoren ausgestattet, bestehend aus 34 induktiven Wegaufnehmern, 6 potentiometrischen Seilzugwegaufnehmern sowie 8 bis 10 Kraftmessdosen. Detaillierte Angaben zum Ort und der Orientierung der Messtechnik kann dem Plan in der Anlage A.3 entnommen werden. Das Erfassen der Trägerdurchbiegung erfolgte in den Viertelpunkten beider Felder mithilfe von Seilzugwegaufnehmern, die Kräfte an den Auflagern sowie den Einzellasten ließen sich mit Kraftmessdosen quantifizieren. An jedem Auflager wurden zwei Kraftmessdosen nebeneinander (über die Querschnittsbreite) installiert. Die Anzahl der Messkanäle an der MFPA Leipzig sind begrenzt gewesen, sodass nur die beiden Zylinderlasten ($F_{1,590}$ und $F_{2,300}$) in Richtung der Zwischenauflager aufgezeichnet werden konnten. Die unbekannten Kraftgrößen der beiden verbleibenden Zylinderlasten ($F_{1,290}$ und $F_{2,600}$) werden im Nachgang mit den Gleichgewichtsbeziehungen über die Summe der Vertikalkräfte und der Momente bestimmt. Die Wegaufnehmer zeichneten sowohl die Relativverschiebung in der Verbundfuge als auch die Weggrößen an den Ober- und Unterseiten der Teilquerschnitte auf. Mit der gemessenen Wegen sind somit die Dehnungen des Holz- und Betonquerschnittes reproduzierbar.

Der Plan gemäß Anlage A.3 enthält ebenfalls sämtliche Angaben zum Aufbau der Bauteilversuche. Der Abstand der horizontal verschiebblichen Rollenlager am Trägeranfang und -ende bis zum festen Zwischenauflager, auf die der Holzträger aufgelagert wurde, betrug 890 cm. Die Lasteinleitung der Zylinderkraft in den Versuchsaufbauten erfolgte annähernd in den Drittelpunkten mithilfe von Stahltraversen. Die Prüfkraft wurde an den Lasteinleitungspunkten mithilfe eines Zuggestänges über jeweils zwei Hydraulikzylinder an der Unterseite einer nahezu starren Stahlbetondecke gekontert und über die drei Auflagerpunkte mit dem Versuchsträger kurzgeschlossen. Die Kraftmessdosen an den Auflagerpunkten wurden mit Kalotten, ohne Sperrung der Verdrehung, ausgeführt.

Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an die Vorgaben der DAFStb-Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [DAFStb Belastungsversuche 2020], da für eine derartige

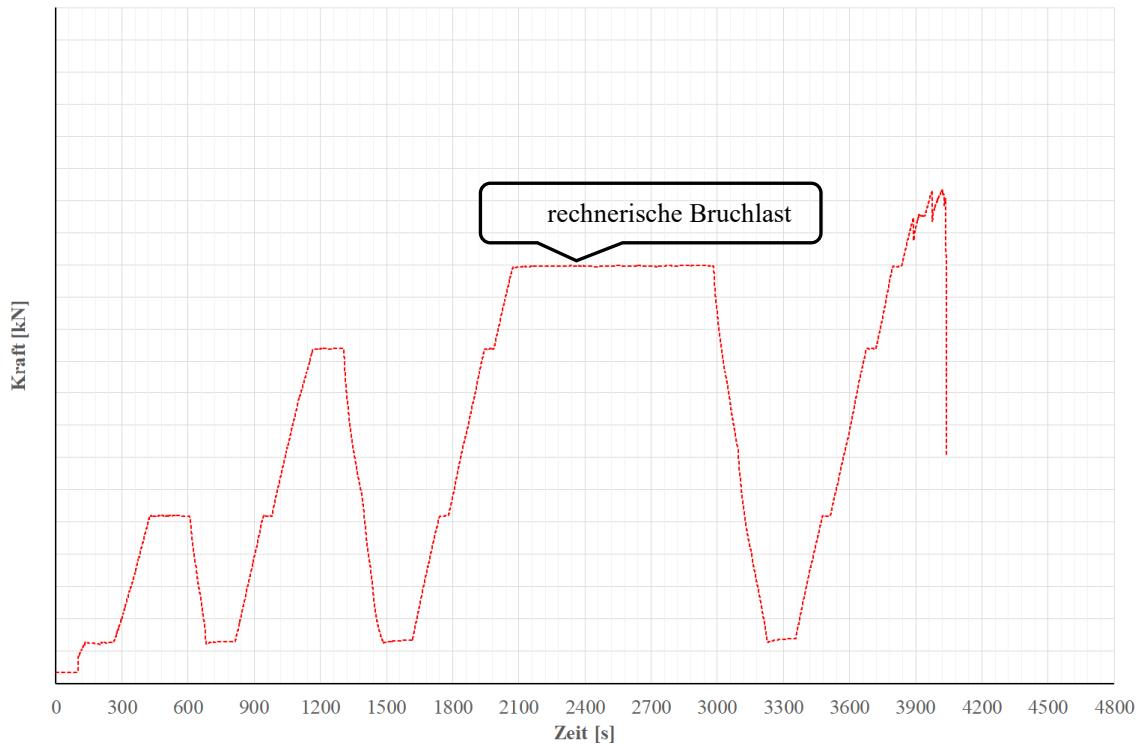
Bauweise aktuell keine normative Grundlage besteht. Die Versuchsgeschwindigkeit bis zum Erreichen des Bruchzustands wurde, ohne Haltezeit, zu ca. 0,40 kN/s gewählt. Ein Abbruch des Versuchs erfolgte nicht, um gegebenenfalls Aussagen über das Verformungsverhalten im plastischen Bereich zu erlangen. Für den ersten Bauteilversuch (A1-05.02) wurde die Messtechnik beim Erreichen der rechnerischen Bruchlast demontiert, um eine mögliche Schädigung aufgrund des unbekannten Versagensbild auszuschließen. Somit liegen für diesen Träger ausschließlich Daten aus den Kraftmessdosen und dem Wegaufnehmer der Schlupfmessung an den Bauteilenden bis zum Bruchzustand vor.

Die Lastaufbringung erfolgte für alle Versuche wie folgt (siehe Abbildung 2.5):

- Konstante kraftgesteuerte Belastung bis Erreichen von 10 % der rechnerischen Bruchlast
- Kraft für 120 s halten
- Konstante kraftgesteuerte Belastung bis Erreichen von 40 % der rechnerischen Bruchlast (Laststufe 1)
- Kraft für 120 s halten
- Entlasten bis auf 10% der rechnerischen Bruchlast
- Kraft für 120 s halten
- Konstante kraftgesteuerte Belastung bis Erreichen von 80 % der rechnerischen Bruchlast (Laststufe 2)
- Kraft für 120 s halten
- Entlasten bis auf 10% der rechnerischen Bruchlast
- Kraft für 120 s halten
- Konstante kraftgesteuerte Belastung bis Erreichen der rechnerischen Bruchlast (Laststufe 3)
- Kraft für 900 s halten
- Entlasten bis auf 10% der rechnerischen Bruchlast
- Kraft für 120 s halten
- Konstante kraftgesteuerte Belastung bis zum Versagen bzw. bis zum Abbruch des Versuchs (Laststufe 4)

Für den Versuchsträger A1-05-02 ist in Abbildung 14 (rechts) innerhalb der Laststufe 4 ein zusätzlicher Haltepunkt von ca. sieben Minuten auf Höhe der rechnerisch zu erwartenden Bruchlast erkennbar. Aus messtechnischen Sicherheitsaspekten wurde für den ersten Versuch die Demontage der Messtechnik wegen des unbekannten Bruchverhaltens in Erwägung gezogen.

Abbildung 2.5
Lastregime für die Prüfung der Versuchsträger



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

2.1.5. Versuchsauswertung

Die nachfolgende Auswertung stellt ausschließlich den Einfluss der diskreten Zylinderkräfte dar und erfasst somit nicht das Eigengewicht des Versuchsträgers gemäß Tabelle 2.8 und der Lasteinleitungskonstruktion.

Innerhalb der Auswertung wird häufig der Ausdruck F_1 oder F_2 aufgegriffen. Aufgrund der nachfolgend beschriebenen Thematik weichen die Zylinderkräfte nicht nur zwischen den beiden Feldern, sondern auch innerhalb eines Feldes voneinander ab. Daher beziehen sich Teile der Auswertung immer auf die Summe der in einem Feld ($F_1 = F_{1,290} + F_{1,590}$ oder $F_2 = F_{2,300} + F_{2,600}$) eingeleiteten Kräfte.

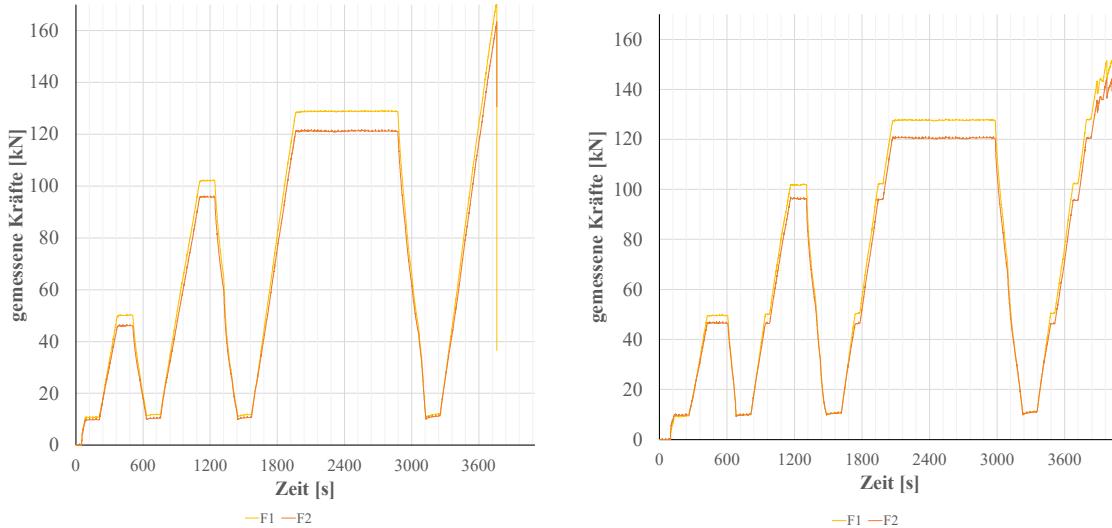
Als Materialkennwerte werden die aus der E-Modulprüfung des Holzträgers und den maximalen Druckspannungen des Betonwürfels ermittelten Kennwerte verwendet.

- aufgebrachte Zylinderkräfte

Wie eingangs bereits erläutert, wurden ausschließlich die beiden Kräfte der Hydraulikzylinder ($F_{1,590}$ und $F_{2,300}$) am Zwischenauflager gemessen. Die somit unbekannten Kraftgrößen $F_{1,290}$ und $F_{2,600}$ konnten mithilfe von Gleichgewichtsbetrachtungen über die Summe der Vertikalkräfte und Momente in einer Nachlaufrechnung bestimmt werden.

Abbildung 2.6 zeigt für die Serie A1-03 die aus der gemessenen und zurückgerechneten Zylinderkraft resultierenden Beanspruchungen (F_1 und F_2) für beide Felder. Die Grafen für die Serien A1-04, A1-05 und A1-06 können der Anlage A.1.3 entnommen werden.

Abbildung 2.6
Summe der Zylinderkräfte im ersten und zweiten Feld der Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Es ist zu erkennen, dass die in beiden Feldern aufgebrachten Summe der Kräfte für die Serien A1-03 und A1-05 voneinander abweichen, sodass keine gleichmäßige Beanspruchung des HBV-Trägers unterstellt werden kann. Die Ursache konnte seitens der MFPA Leipzig nicht näher benannt werden. Dieser Umstand zeichnet sich auch bei den Ergebnissen der nachfolgenden Kapitel ab.

▪ Bruchtragverhalten

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Versuche von HBV-Zweifeldträgern mit durchlaufendem Holzquerschnitt beschrieben. Jede der vier Serien beinhaltete zwei in der Ausführung identische Versuchsträger, um somit Unschärfen in der Messapplikation zu identifizieren, als auch materialspezifische Streuungen zu deuten. Die in den Versuchen erreichten maximalen Punktlast F_{max} (als Summe beider Einzellasten $F_{1,290}$ und $F_{1,590}$ im ersten Feld) sind in Tabelle 2.8 zusammen mit den wesentlichen Versuchsparametern aufgeführt.

Tabelle 2.8
Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

Bezeichnung Versuch	Eigengewicht HBV-Träger [kg]	E-Modul Holz $E_{0,i}$ [N/mm ²]	Schrauben		Längsbewehrung		Last	Bruchlast F_{max} [kN]
			Reihen [Stück]	Abstand [mm]	Durchmesser [mm]	Bewehrungsgehalt [cm ² /m]		
A1-03.01	2345	11367						171,73
A1-03.02	2330	11138						151,61
A1-04.01	2355	11578	3	150	Ø6	2,82	LF1	125,88
A1-04.02	2410	11613	3	150	Ø6	2,82	LF2	160,78
A1-05.01	2500	10296						165,72
A1-05.02	2510	12528	8	95	Ø10	11,78	LF1	202,26
A1-06.01	2570	11852	8	95	Ø10	11,78	LF2	150,28

A1-06.02	2545	10093					159,88
----------	------	-------	--	--	--	--	--------

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die Versuchsträger innerhalb einer Serie weichen, bezogen auf den kleineren Wert, von ca. 6,4 % bis 27,7 % zueinander ab. Bezogen auf den arithmetischen Mittelwert ist zwischen den Versuchsserien A1-03 und A1-05 des symmetrischen Belastungsfall (LF 1) eine Erhöhung der Bruchlast um ca. 13,8 % zu beobachten, für die Versuchsserien A1-04 und A1-06 des asymmetrischen Belastungsfall (LF 2) eine Erhöhung von 8,2 %. Demnach deutet eine Erhöhung der Bewehrungs- und Schraubenmenge auf eine Traglaststeigerung für beide Einwirkungssituationen hin.

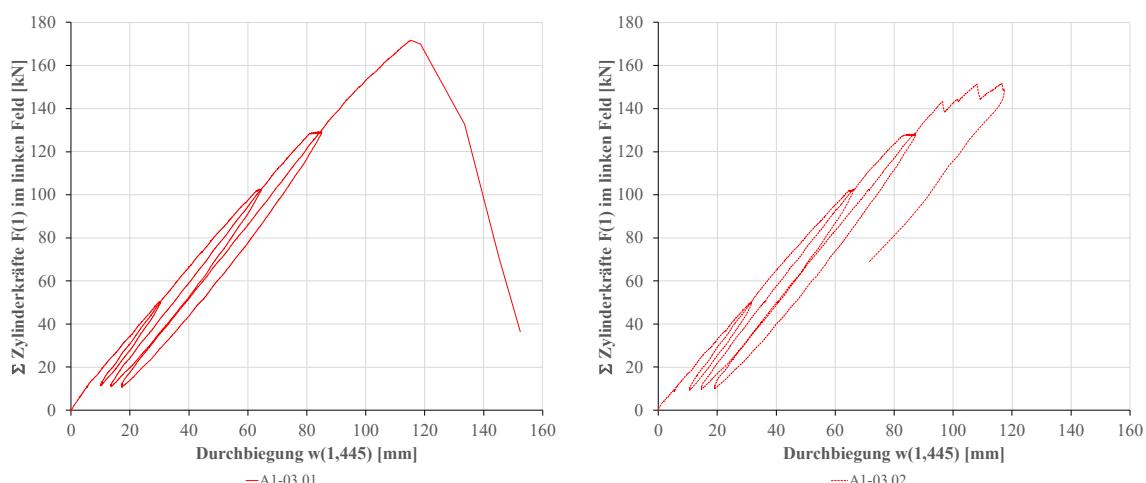
Das Versagen der Versuchsträger trat erwartungsgemäß nicht im Verbundmittel, sondern stets im Holzquerschnitt auf. Der Ort des Querschnittsversagens stellte sich für alle acht Versuchsträger bzw. unabhängig von der Einwirkungssituationen (LF 1 und LF 2) immer im Feld ein und war durch ein Zugversagen der Holzfasern charakterisiert. Im Gegensatz zu dem numerischen Modell, das zur Ermittlung der rechnerischen Bruchlast im Vorfeld verwendet wurde, trat bei der symmetrischen Belastung das Versagen des Holzquerschnitts, aufgrund des betragsmäßig großen Biegemomentes im Holz, nicht am Zwischenauflager auf. In den folgenden Kapiteln wird auf die einzelnen Einflussparameter genauer eingegangen.

- Last- und Verformungsverhalten

Abbildung 2.7 zeigt die Grafen für die Last-Verformungs-Beziehung der Versuchsserie A1-03 in Feldmitte des ersten Feldes (1). Die Grafen für die Serien A1-04, A1-05 und A1-06 können für beide Felder der Anlage A.1.1 entnommen werden. In dieser Darstellung wurde jeweils die Summe der im ersten Feld (1) aufgebrachten Zylinderlasten in Abhängigkeit der dazugehörigen Durchbiegung des HBV-Trägers im ersten Feld (1) aufgetragen. Die Steifigkeiten zwischen den Versuchsträgern der Serien A1-03, A1-04 und A1-05 korrespondieren relativ gut. In Abbildung 2.7 stellt sich dieser Zusammenhang für die Serie A1-03 dar. Der horizontale Sprung in der Kurve des Versuchsträgers A1-05.02 (Abbildung 4) von ca. 60 mm auf 0 mm (bei einer Zylinderkraft von ca. $F_1 = 125$ kN) ist auf die Demontage der vollständigen Messtechnik (exkl. Kraftmessdosen am Auflager) zurückzuführen. Diese Maßnahme wurde für den ersten Versuch (A1-05.02) in Erwägung gezogen, um einer möglichen Beschädigung vorzugreifen. Dieses Bild ist bei allen Kurven für diesen Träger zu beobachten. Der Versuchsträger A1-06.02 weist gegenüber dem Versuchsträger A1-06.01 ein etwas verringertes Last- und Verformungsverhalten auf.

Abbildung 2.7

Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

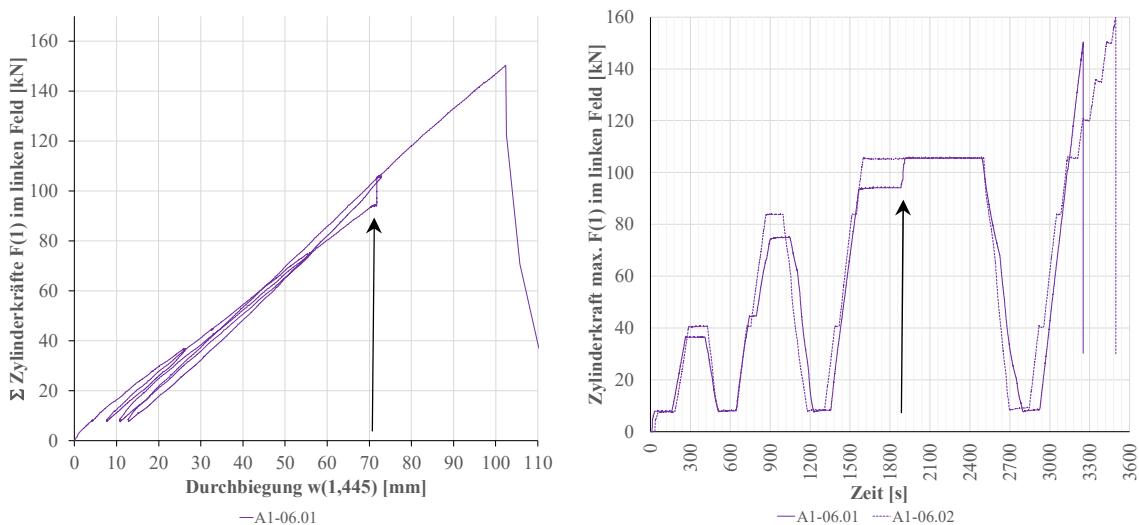
Die Steifigkeitsverhältnis zwischen den Serien A1-03 und A1-06 fallen relativ ähnlich aus. Dies deutet auf eine mögliche Kompensation der für die Durchlaufwirkung ungünstigen asymmetrischen Belastungssituation durch eine erhöhte Schrauben- und Bewehrungsdichte hin.

Bis auf den Versuchsträger A1-06.01 zeigen alle Träger bis unmittelbar vor dem Versagen einen harmonischen und steigen Verlauf in den Kurven. Dort ist bei einer Durchbiegung in Mitte von Feld 1 ein Anstieg der Zylinderlasten im ersten Feld von ca. 94 kN auf 105 kN zu verzeichnen, der vermutlich auf ein fehlerhaftes Signal bei der zugehörigen Kraftmessdose schließen lässt, siehe Abbildung 2.8 oder Abbildung 16 (links). Ein plötzlicher Kraftzuwachs als Ursache wäre sicherlich durch einen adäquaten Zuwachs der Durchbiegung quittiert worden und scheidet daher aus.

Abbildung 2.8

Signalfehler bei den Zylinderkräften im ersten Feld (1)

links: Kraft-Durchbiegungs-Beziehung Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Kraft-Zeit-Beziehung Serie A1-06



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

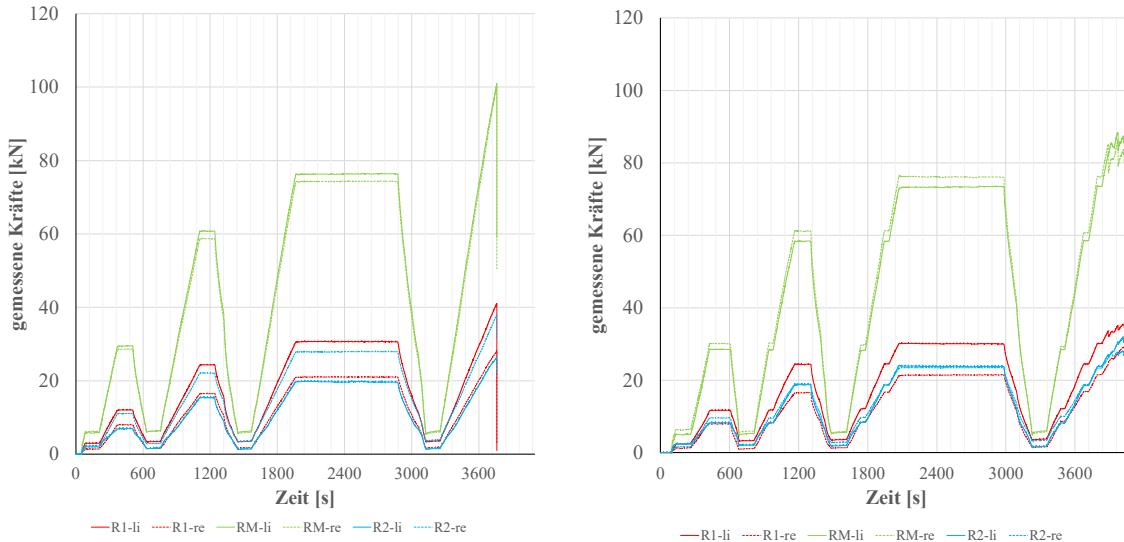
Eine Gegenüberstellung beider Träger der Serie A1-06 zeigt im Verlauf der Kraft-Zeit-Beziehung den plötzlichen Anstieg bei ca. 1860 Sekunden. Im Vergleich zum Versuchsträger A1-06.02 stellt sich bei den Maximalwerten der Laststufen 1 bis 2, als auch in den ersten fünf Minuten von Laststufe 3 eine geringere Kraft ein, trotzdem identische Belastungsschemata gefahren wurden. Nach einer Prüfdauer von ca. 1860 Sekunden erscheint das Signalproblem nicht mehr präsent, da beide Kurven deckungsgleich ausfallen.

Die Versuche mit höherer Schrauben- und Bewehrungsdichte wiesen höhere Steifigkeiten und größere Bruchlasten auf. Die Traglasten wurden bei unterschiedlich großen Verformungen erreicht. Während der Haltedauer am Maximalwert der Laststufen wurden geringfügige Verformungszunahmen festgestellt, die bei hoher Schrauben- und Bewehrungsdichte etwas geringer ausfielen. Die größte Zunahme der Durchbiegung war beim Versuchsträger A1-04.01 in Laststufe 3 nach 15 Minuten mit ca. 5 mm zu verzeichnen. Die größte Zunahme der Verformung ergab sich bei dem Versuch mit einer asymmetrischen Belastung und geringer Schrauben- und Bewehrungsdichte der Serie A1-04. Die Abweichungen der Durchbiegungen innerhalb einer Versuchsserie fallen, bezogen auf das Lastniveau bei Laststufe 3, für den Fall der asymmetrischen Einwirkung (LF 2) mit einem Wert von bis zu ca. 15 mm größer als für die Serien mit symmetrischer Einwirkung (LF 1). Dort beschränkten sich diese auf ca. 3 mm.

- Beanspruchung an den Lagerungspunkten

Abbildung 2.9 zeigt den zeitlichen Verlauf der Auflagerkräfte für die Versuche der Serie A1-03. Die Grafen für die Serien A1-04, A1-05 und A1-06 können der Anlage A.1.4 entnommen werden. An jedem Auflager wurden zwei Kraftmessdosen eingesetzt, die sich in der Farbgebung der Grafen unterscheiden.

Abbildung 2.9
aufgezeichnete Auflagerkräfte an den End- und Zwischenauflagern der Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die repräsentativen Grafen (grün) der Kraftmessdosen am Zwischenauflager sind nahezu deckungsgleich, die Grafen (rot + blau) für die Kräfte an den Endauflagern können hingegen voneinander abweichen. Für die weiterführenden Berechnungen wird jeweils die Summe aus beiden Kraftmessdosen gebildet. Des Weiteren zeichnet sich für die akkumulierte Werte der roten und blauen Grafen keine Übereinstimmung ab, sodass sich in der Schlussfolgerung am Endauflager von Feld 1 (R_1) größere Kräfte einstellen als am Endauflager von Feld 2 (R_2). Die gemessenen Auflagerkräfte deuten bereits an, dass die Durchlaufwirkung von der Belastungssituation abhängig ist und für den asymmetrischen Lastfall (LF 2) geringer ausfällt.

Auch hier zeichnet sich beim Versuchsträger A1-06.01 im Verlauf der Auflagerkraft-Zeit-Beziehung gemäß Abbildung 20 (links) ein plötzlicher Anstieg bei ca. 1860 Sekunden ab, der für die linke Kraftmessdose (Sensor Nr. 41) am ersten Auflager (R_1) in ähnlicher Größenordnung zur Zylinderkraft F_1 ausfällt. Aus den vorgenannten Gründen erscheint ein Signalproblem ursächlich für diesen Verlauf zu sein, da auch hier nach einer Prüfdauer von ca. 1860 Sekunden die kumulierten Werte der Grafen für das Endauflager von Feld 1 (R_1) und dem Zwischenauflager (R_M) in der Laststufe 3 nahezu deckungsgleich zum Versuchsträger A1-06.02 ausfallen.

▪ Verteilung des globalen Biegemomentes

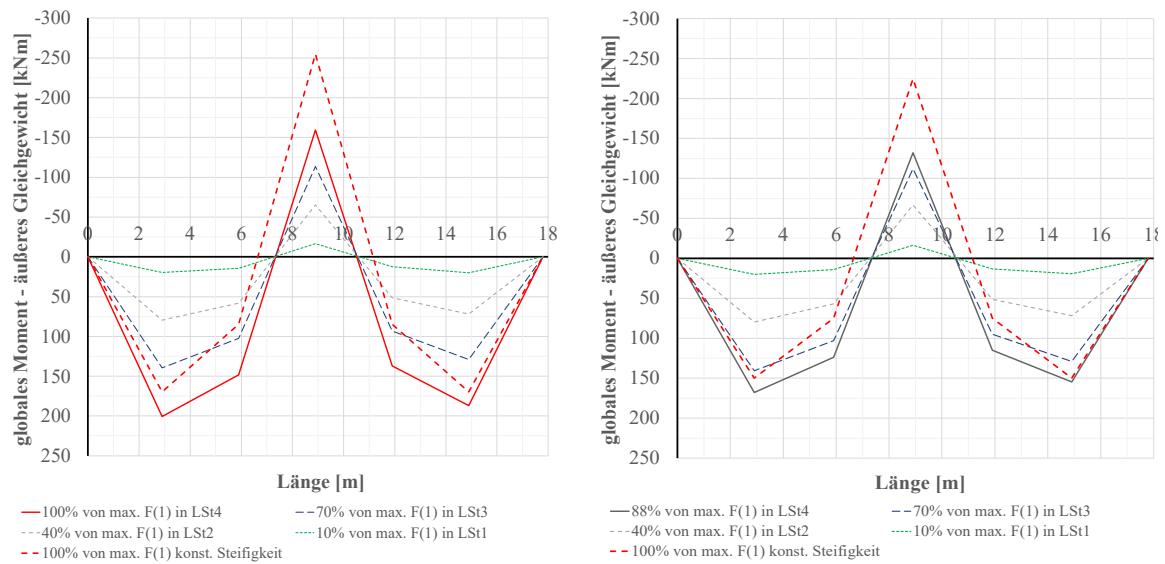
Die im vorangegangenen Kapitel aufgenommenen Daten zu den Auflagerkräften bieten eine Möglichkeit, Rückschlüsse auf das im HBV-Querschnitt einwirkende globale Biegemoment nehmen zu können. Damit lässt sich jedoch noch keine Aussage über die Aufteilung der inneren Teilschnittgrößen ableiten. Dazu werden in den nachfolgenden Kapitel die aufgezeichneten Dehnungen an den Teilquerschnitten ausgewertet.

Mit den bekannten Daten zu den Auflager- und Zylinderkräften lassen sich über einfache Momentenbetrachtung an den charakteristischen Stellen die Biegemomente bestimmen, sodass sich die in Abbildung 2.10 dargestellten Momentenverläufe z.B. für die Serie A1-03 (exkl. Eigengewicht) ableiten lassen. Die Grafen für die Serie A1-05 können der Anlage A.1.5 entnommen werden. Die Lastfaktoren der jeweiligen Laststufen beziehen sich grundsätzlich immer auf die maximale Bruchlast, siehe Tabelle 2.8,

einer Serie, sodass innerhalb der Serie ein Vergleich möglich ist. Die Bruchlasten der Versuchsträger in einer Serie fallen unterschiedlich groß aus. Dies führt in der Darstellung der serienbezogenen Diagramme dazu, dass nur ein Diagramm eine Momentengrenzlinie von 100% und das zweite Diagramm, aufgrund der geringeren Bruchlast, einen Anteil kleiner als 100% ausweist.

Abbildung 2.10

Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 und F_2 für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02



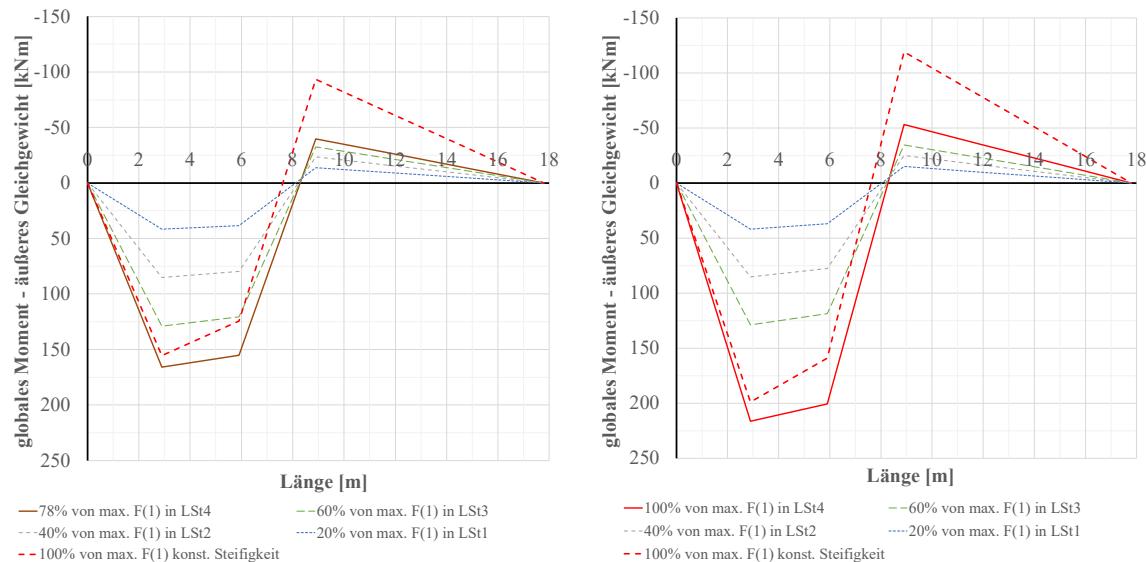
Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die Grafen der Lastfaktoren bei 30%, 40% und 70% zeigen innerhalb der Serie A1-03 und A1-05 eine sehr gute Übereinstimmung. Ausgehend von der Serie A1-03 lässt sich für die Serie A1-05 ein Anstieg des Stützmomentes um ca. 15 %, im Feld eine Reduzierung des globalen Biegemomentes von ca. 5 % verzeichnen.

Der rote Graf (gestrichelt) stellt den Momentenverlauf unter Ansatz eines linearen Materialverhaltens für den Beton dar. Allgemein kann für die Serien A1-03 und A1-05 festgehalten werden, dass sich gegenüber dieser Betrachtung die Momentenverläufe aufgrund der Rissbildung des Betons am Zwischenuflager in die positive Richtung verlagern. Das Stützmoment aus den Versuchen beträgt für die Serie A1-03 ca. 61 % bzw. für die Serie A1-05 ca. 71 % bezogen auf das lineare Materialverhalten. Während sich das betragsmäßige Verhältnis aus Stützmoment zu maximalem Feldmoment bei linearem Materialverhalten zu 1,5 bestimmen lässt, fällt dieser Faktor bei den Versuchen mit einem Wert von ca. 0,80 für die Serie A1-03, bzw. 0,95 für die Serie A1-05 deutlich kleiner aus. Des Weiteren ist die Reduzierung des negativen Momentenbereichs und die gleichzeitige Vergrößerung der positiven Momentenfläche deutlich zu erkennen, deren Zugewinn überwiegend im Bereich der zwischenuflagernahen Punktlasten ($F_{1,590}$ und $F_{2,300}$) verzeichnet werden kann. Die Völligkeit zeichnet sich durch die Vergrößerung des Verhältnisses der Biegemomente $M_{1,590}$ zu $M_{1,290}$ aus und verlagert sich von einem Wert in Höhe von ca. 0,50 (lineare Materialverhalten) auf 0,74 für die Serie A1-03 und 0,69 für die Serie A1-05.

Abbildung 2.11 zeigt in gleicher Weise die Verläufe für das globale Biegemoment der asymmetrischen Einwirkung (LF 2) von Serie A1-04. Die Grafen für die Serie A1-06 können der Anlage A.1.5 entnommen werden.

Abbildung 2.11
Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die Grafen der Lastfaktoren bei 20%, 40% und 60% zeigen innerhalb der Serie A1-04 und A1-06 eine sehr gute Übereinstimmung. Ausgehend von der Serie A1-04 lässt sich für die Serie A1-06 ein Anstieg des Stützmomentes um ca. 39 %, im Feld eine Reduzierung des globalen Biegemomentes von ca. 3 % verzeichnen.

Generell kann für die Serien A1-04 und A1-06 festgestellt werden, dass sich gegenüber dem Ansatz eines linearen Materialverhaltens auf der Betonseite die Momentenverläufe aufgrund der Rissbildung im Beton am Zwischenlager auch in diesem Fall in die positive Richtung verschieben. Das Stützmoment aus den Versuchen beträgt für die Serie A1-04 ca. 44 % bzw. für die Serie A1-06 ca. 61 % bezogen auf das lineare Materialverhalten. Während sich das betragsmäßige Verhältnis aus Stützmoment zu maximalem Feldmoment bei linearem Materialverhalten zu 0,6 bestimmen lässt, fällt dieser Faktor bei den Versuchen mit einem Wert von ca. 0,24 für die Serie A1-04, bzw. 0,34 für die Serie A1-06 deutlich kleiner aus. Des Weiteren ist die Reduzierung des negativen Momentenbereichs und die gleichzeitige Vergrößerung der positiven Momentenfläche auch hier deutlich zu erkennen, deren Zugewinn überwiegend im Bereich der zwischenuflagernahen Punktlast ($F_{1,590}$) verzeichnet werden kann. Die Völligkeit zeichnet sich durch die Vergrößerung des Verhältnisses der Biegemomente $M_{1,590}$ zu $M_{1,290}$ aus und verlagert sich von einem Wert in Höhe von ca. 0,80 (lineare Materialverhalten) auf 0,94 für die Serie A1-04 und 0,90 für die Serie A1-06.

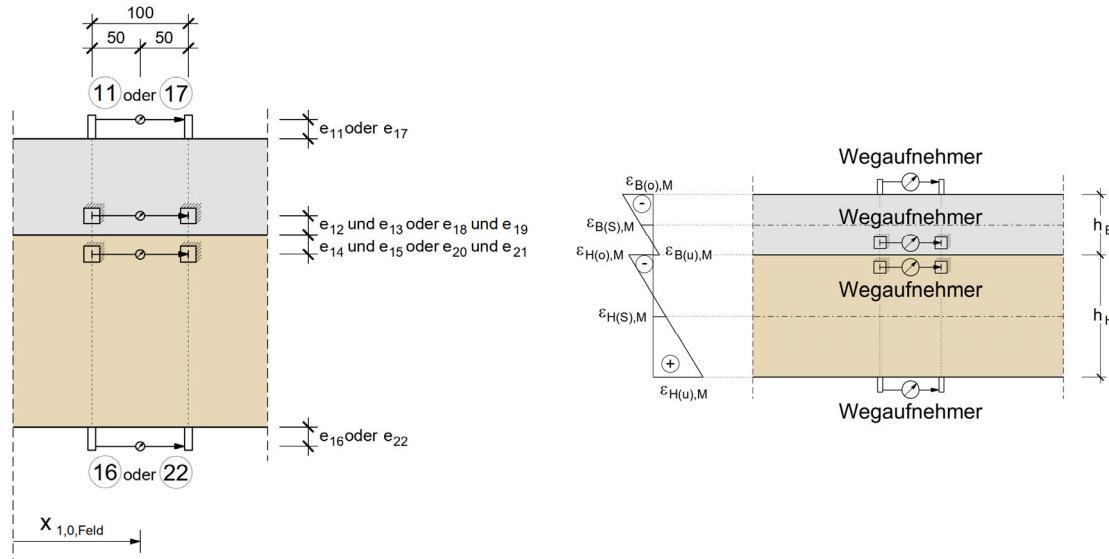
Gegenüber den Versuchsserien (A1-03 und A1-05) für die symmetrische Einwirkung (LF 1) zeigen sich hier im Hinblick auf den Momentenverlauf Ähnlichkeiten, die an einem Einfeldträger mit einer reduzierten Stützweite vom linken Endauflager bis zum Momentennullpunkt erinnern.

▪ Beanspruchung im Feld (positive Momentenbeanspruchung)

Die Ableitung der Systemantwort in Form der in den Teilquerschnitten wirkenden Schnittgrößen ist für jedes Feld an einer charakteristischen Stelle ($x_{1,0,Feld}$ und $x_{2,0,Feld}$) des Trägers vorgenommen worden. Für die Versuchsträger mit symmetrischer Einwirkung ergibt sich dadurch ebenfalls eine Kontrollmöglichkeit zwischen beiden Feldern, auch wenn die feldweisen Lasten zueinander abweichen. Die Lage dieser Punkte erfolgte mithilfe einer vorgelagerten Berechnung mit dem im Kapitel 1.1 vorgestellten Modell.

Diese sind durch den Extremwert der Normalkräfte in den Teilquerschnitten gekennzeichnet. Für die Messungen der Dehnungen wurden die Wegaufnehmer gemäß der Abbildung 2.12 positioniert.

Abbildung 2.12
Positionierung der Wegaufnehmer im ersten und zweiten Feld (Seitenansicht Versuchsträger) [mm]
links: Anordnung der Wegaufnehmer – rechts: Dehnungsverteilung in den Teilquerschnitten



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Auf Grundlage der ermittelten Dehnungen an den Ober- und Unterseiten der Teilquerschnitte lässt sich die Krümmung nach Gleichung (2-3) bestimmen.

$$\kappa_i = \frac{\varepsilon_{i,u} - \varepsilon_{i,o}}{h_i} \quad (2-3)$$

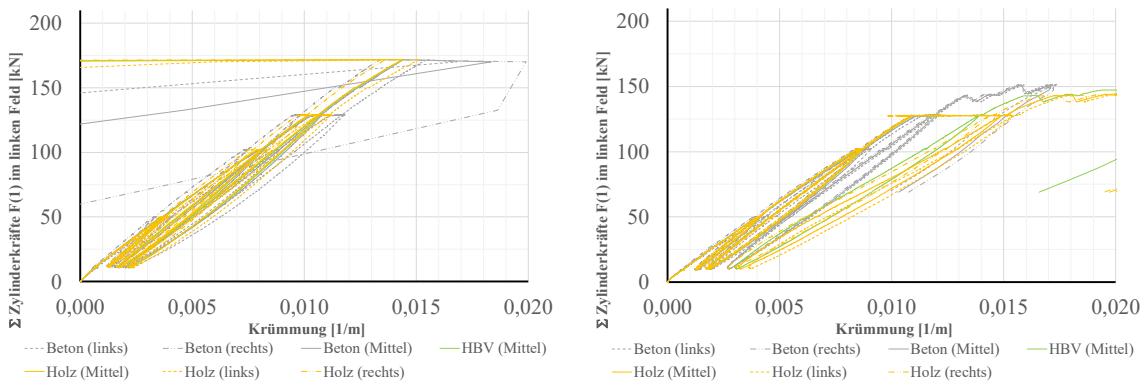
Im Gegensatz zur Platzierung der Wegaufnehmer auf der Betonober- und Holzunterseite in der Mitte der Querschnittsbreite erfolgte die Anordnung der Wegaufnehmer an der Holzober- und Betonunterseite an beiden Seitenflächen des Querschnittes mit möglichst geringem Abstand zur Verbundfuge. Die Messungen mit den Wegaufnehmern können nur eine mittlere Dehnung über die Wegstrecke wiedergeben. Auf dieser Grundlage und unter Annahme einer über die Höhe der Teilquerschnitte linear veränderlichen Dehnungsverteilung können die Krümmungen der Teilquerschnitte und des HBV-Querschnittes getrennt in einer Nachlaufrechnung bestimmt werden. Dazu werden die an den Seitenflächen der Teilquerschnitte ermittelten Krümmungen gemittelt und anschließend als Ausgangssituation für die weiteren Betrachtung herangezogen.

Darauf aufbauend lassen sich für die Serie A1-03 die in den Abbildung 2.13 und Abbildung 2.14 dargestellten Kraft-Krümmungs-Beziehungen ableiten. Die Grafen für die Serien A1-04, A1-05 und A1-06 können der Anlage A.1.6 entnommen werden.

Die Grafen für die Querschnitte von Beton (grau), Holz (orange) und HBV (grün) werden in unterschiedlichen Farben gekennzeichnet. Die gestrichelten und gepunkteten Grafen weisen für die beiden Teilquerschnitte die Krümmungen an den Seitenflächen aus, woraus sich der gemittelte Wert ableiten lässt (Grafen mit durchgehender Linie).

Abbildung 2.13

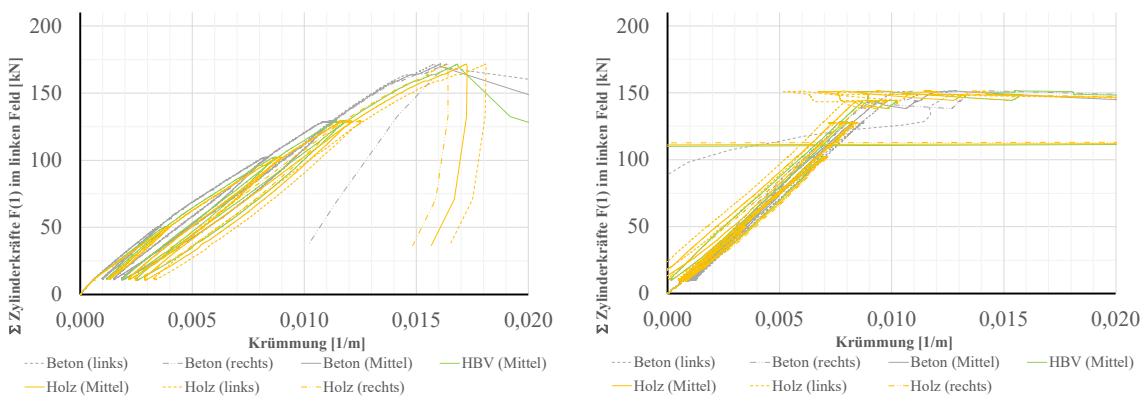
Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Abbildung 2.14

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im zweiten Feld (2) bei $x = 5,30\text{m}$ für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

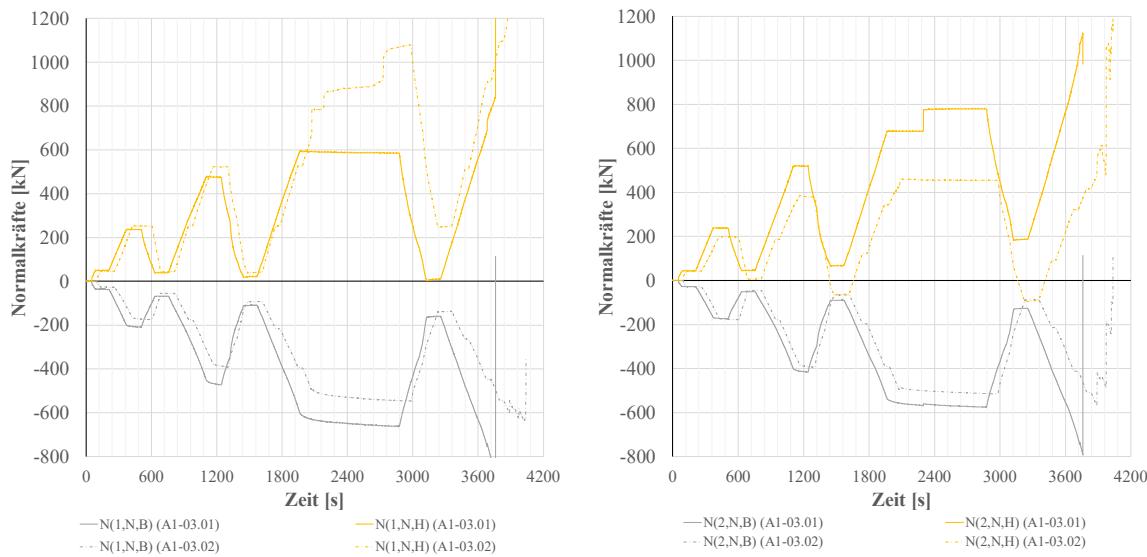
Diagramme mit einer ähnlichen Charakteristik, wie z.B. in der Abbildung 2.13 (links) und Abbildung 2.14 (rechts) dargestellt, deuten auf eine relativ gute Übereinstimmung hinsichtlich der Verträglichkeit hin, sodass für diese Fälle an den ausgewerteten Stellen aufgrund der Deckungsgleichheit von nahezu identischen Krümmungen der Querschnitte ausgegangen werden kann. Maßgeblich für diese Betrachtung sind für die beiden Teilquerschnitte die Mittelwerte. Weniger aussagekräftig sind Stellen bzw. Diagramme wie in Abbildung 2.13 (rechts) und Abbildung 31 (links). Für die durchgeführten experimentellen Untersuchungen trifft diese Unschärfe auf die Versuchsträger A1-03.02 und A1-04.01 im ersten Feld zu. Dort fallen die Krümmungen nicht deckungsgleich aus, was im Umkehrschluss zu abweichenden Krümmungen und demzufolge zu einem größeren Ungleichgewicht von Biegemomenten und Normalkräfte führt. Werden hierzu die gemessenen Dehnungen der Wegaufnehmer ausgewertet, lassen sich fehlerhafte Signale aufgrund von plötzlichen Sprüngen in den Verläufen nicht ausschließen. Derartige Sprünge können auch die Folge eines Versagens in Teilbereichen der Querschnitte sein, allerdings ließe sich dieser Umstand gleichzeitig im Verlauf der Durchbiegung als Reaktion erkennen. Die Versuchsträger A1-03.02 und A1-04.01 spiegeln eine derartige Antwort in Form einer umgehenden Zunahme der Durchbiegung gemäß den Abbildung 9 (rechts) und Abbildung 11 (links) nicht wieder.

Kleinere Sprünge in den gemessenen Dehnung konnten stellenweise auch bei anderen Versuchsträgern oder Stellen beobachtet werden und führen zu einem gewissen Interpretationsspielraum bei der Auswertung der Datenbasis.

Die Kenntnis der Dehnungsverteilung liefert die Grundlage zur Bestimmung der Schnittgrößen in den Teilquerschnitten. Die Werte für das Elastizitätsmodul des Holzes werden Tabelle 2.2 entnommen. Die Zusammenhänge für den Beton lassen sich in Anlehnung an [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] Abschnitt 3.1.7 durch eine bilineare Spannungs-Dehnungs Linie beschreiben. Für Normalbetone kann gemäß [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] Tabelle 3.1 die Bruchdehnung ε_{cu3} bei 3,5 % und die Elastizitätsgrenze ε_3 bei 1,75 % festgelegt werden. Für die charakteristische Druckfestigkeit wurde der minimale Wert in Höhe von $\beta_{c28} = 32,9 \text{ N/mm}^2$ aus Tabelle 2.5 gewählt, um eine Korrelation zum Sekantenmodul herzustellen. Ein Mitwirken des Betons unter Zugbeanspruchung wird für die weiteren Untersuchungen nicht herangezogen. Für die Spannungs-Dehnungs-Linie der Bewehrung wird ebenfalls ein bilinearer Ansatz, jedoch mit ansteigendem Ast im plastischen Bereich, mit den Kennwerten nach [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] Abschnitt 3.2.7 genutzt.

Die Diagramme in den Anlagen A.1.8 und A.1.9 veranschaulichen für die Teilquerschnitte, aufbauend auf den gemessenen Dehnungen und der vorgenannten kinematischen Beziehungen, die Verläufe der Normalkräfte und Biegemomente sämtlicher Versuchsträger, die sich daraus ableiten lassen. Abbildung 2.15 verdeutlicht am Versuchsträger A1-03.01 für den Zeitraum der Versuchsdurchführung die daraus ermittelten Normalkräfte. Das beschriebene mechanische Verhalten bedingt eine direkte Korrelation zur Dehnung, sodass sich mögliche Signalfehler in der Messtechnik direkt in den Kräften widerspiegeln.

Abbildung 2.15
zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten für den Versuchsträger A1-03.01
links: erstes Feld (1) bei $x = 3,60 \text{ m}$ – rechts: zweites Feld (2) bei $x = 5,30 \text{ m}$



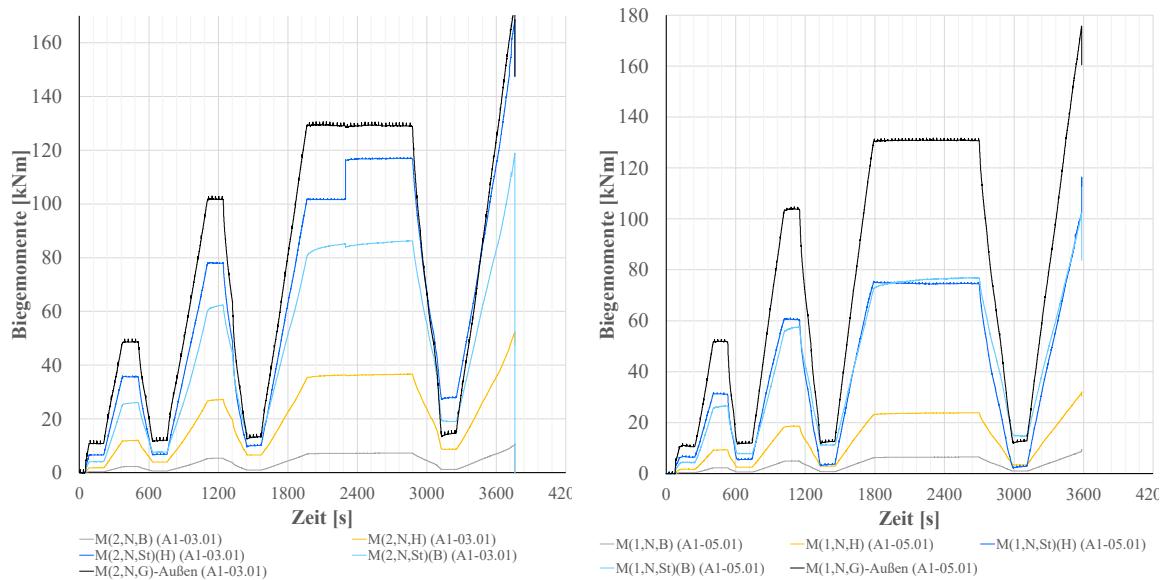
Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Das führt für den Versuchsträger A1-03.01 in Abbildung 2.15 (links) zu einem ähnlichen unstetigen Verlauf, wie er sich in Abbildung 37 (rechts) für die mit Wegaufnehmer gemessene Dehnung darstellt. Das Anhäufen von geringfügig erscheinenden Signalfehlern einzelner Wegaufnehmer (Nr. 21 und 22) kann ebenfalls zu einem nennenswerten Anstieg der Normalkraft innerhalb des Holzquerschnittes führen, sodass ein Kräfte- als auch Momentengleichgewicht für unwahrscheinlich erscheint.

Die resultierenden Spannungen im Holz- und Stahlbetonquerschnitt müssen neben dem Kräftegleichgewicht auch zu einem Gleichgewichtszustand zwischen der inneren und äußeren Momentenbeanspruchung führen. Die entsprechenden Momentenanteile sämtlicher Versuchsträger können den Diagrammen in der Anlage A.1.9 entnommen werden. Zur Veranschaulichung wird an dieser Stelle Bezug auf die Versuchsträger A1-03.01 und A1-05.01 genommen, siehe Abbildung 2.16.

Abbildung 2.16

zeitlicher Verlauf der Biegemomente in den Teilquerschnitten und dem globalen Biegemoment (auflagerbezogen)
links: A1-03.01 zweites Feld (2) bei $x = 5,30$ m – rechts: A1-05.01 erstes Feld (1) bei $x = 3,40$ m



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Das globale Biegemoment (schwarz) basiert auf dem Gleichgewichtszustand der am Versuchsträger angreifenden Lasten, bestehend aus den Auflager- und Zylinderkräften. Dem gegenüber stehen die Eigenbiegemomente aus dem Holz- (orange) und Betonquerschnitt (grau), sowie dem normalkraftbezogenen Moment (blau). Letzteres beschreibt den sogenannten Steineranteil, der aufgrund der vorgenannten Unschärfen mit einem hellblauen (Beton) und dunkelblauen (Holz) Grafen dargestellt wird. Außerhalb einer experimentellen Betrachtung müssen diese Grafen aufgrund des horizontalen Kräftegleichgewichtes deckungsgleich sein. Dieser anzustrebende Zustand konnte für die Versuchsträger A1-05.01 und A1-06.02 im ersten Feld beobachtet werden. Werden Abweichungen von ca. 10 bis 15 % auf dem Niveau von Laststufe 3 toleriert, lässt sich die Bandbreite auf die Versuchsträger A1-03.01, A1-04.01, A1-05.02 und A1-06.01 im ersten Feld sowie A1-03.02 im zweiten Feld erweitern. Für die verbleibenden Versuchsträger bzw. Auswertungsstellen sind Abweichungen bis zu ca. 50% zu nennen, siehe z.B. Abbildung 2.16 (links) für Versuchsträger A1-05.01 im zweiten Feld.

Um das Momentengleichgewicht zu gewährleisten, müssen die drei kumulierten Graphen (Holz, Beton, Steineranteil) in Übereinstimmung mit dem Graphen (schwarz) der äußeren Momentenbeanspruchung verlaufen. Werden die Momentenanteile des Holz- und Betonquerschnittes als richtig unterstellt, lassen sich orientierende Rückschlüsse auf den passenden Steineranteil bzw. die Normalkraft ziehen. Für den Versuchsträger A1-03.01 (erstes Feld) gemäß Abbildung 2.16 (links) zeigt der auf der Normalkraft des Betons basierende Steineranteil in diesem Fall eine bessere Übereinstimmung. Auch bei der Wahl eines geeigneten Steineranteils können für die getroffenen Annahmen im Hinblick auf das globale Biegemoment (äußere Kräfte) Abweichungen von bis zu ca. 15% in Laststufe 3 auftreten, auch für den Fall von nahezu deckungsgleichen Grafen (Steineranteilen).

- Beanspruchung am Zwischenauflager (negative Momentenbeanspruchung)

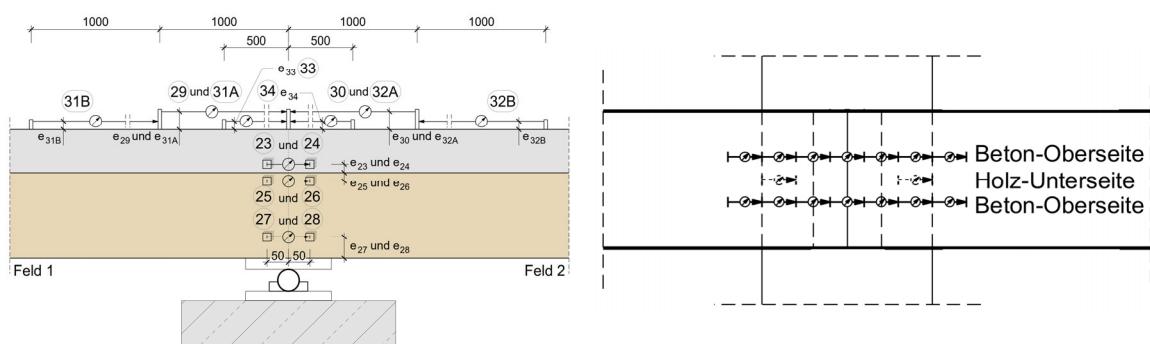
Dieser Abschnitt beinhaltet die Auswertung der Versuchsdaten für den HBV-Querschnitt am Zwischenauflager von allen Versuchsträgern sowie die charakteristischen Stellen ($x_{1,0,Feld}$ und $x_{2,0,Feld}$) mit der größten zu erwartenden Normalkraft in den Teilquerschnitten des zweiten Feldes der Serien A1-04 und A1-06. Die Lage dieser Punkte erfolgte mithilfe einer vorgelagerten Berechnung mit dem im Kapitel 1.1 vorgestellten Modell. Die nachfolgende Auswertung beruht auf den gleichen Ansätzen des vorangegangenen Abschnittes im Feldbereich.

Für die Messungen der Dehnungen am Zwischenauflager standen gemäß Abbildung 2.17 zwei Schemata zur Disposition.

Abbildung 2.17

Positionierung der Wegaufnehmer am Zwischenauflager [mm]

links: Möglichkeit 1 (Seitenansicht Versuchsträger) – rechts: Möglichkeit 2 (Aufsicht Versuchsträger)



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Für das weitere Vorgehen wurde sich innerhalb des Projektteams auf die Möglichkeit 1 verständigt. Die Applikation im Feld erfolgte gemäß Abbildung 2.12.

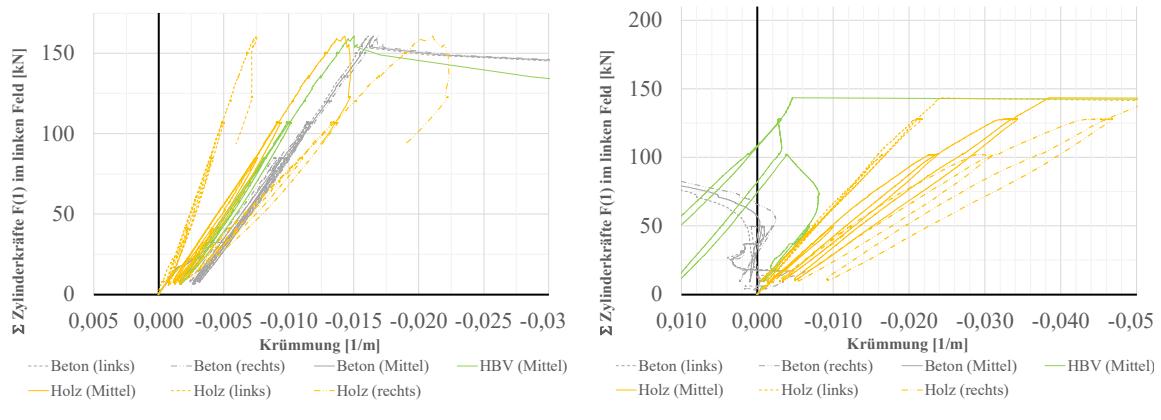
Die Dehnung an der Betonoberseite wird aus dem Mittelwert der Wegaufnehmer Nr. 33 und 34 bestimmt, deren Referenzlänge 500 mm beträgt. Die Anordnung des Wegaufnehmer an der Holzunterseite scheidete gegenüber dem Feldbereich aufgrund der systembedingten Lage des Zwischenauflagers aus. Um den Einfluss der auflagerbedingten Querpressung auf die Dehnungsmessung in Richtung der Holzfaser zu reduzieren, wurden die Wegaufnehmer 27 und 28 in einem Abstand von ca. 50 mm zur Unterkante des Holzquerschnittes positioniert.

Darauf aufbauend lassen sich auch für die in diesem Abschnitt behandelten Stellen die in Anlage A.1.6 visualisierten Kraft-Krümmungs-Beziehungen ableiten. Für den Versuchsträger A1-03 und A1-04 ist in Abbildung 2.18 dieser Zusammenhang stellvertretend für die weitere Stellen sämtlicher Serien dargestellt.

Abbildung 2.18

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt

links: Versuchsträger A1-04.02 am Zwischenauflager – rechts: Versuchsträger A1-03.02 am Zwischenauflager



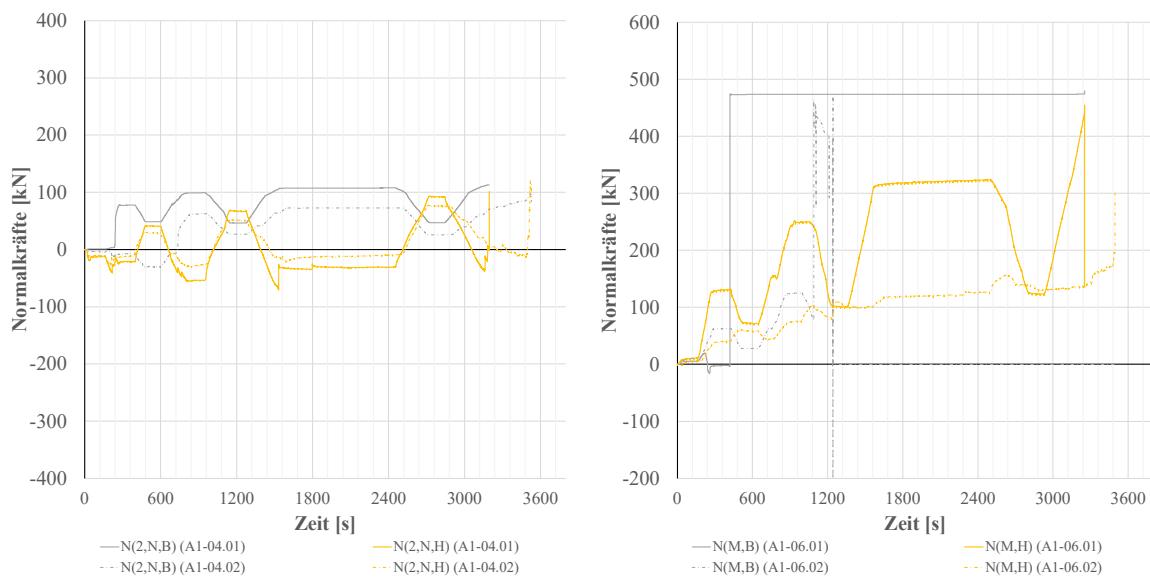
Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Deutlich ersichtlich ist die große Abweichung der theoretisch identisch ausfallenden Krümmungen zwischen den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt, siehe Abbildung 2.18 (rechts). Für eine Gegenüberstellung der gemittelten Werte kann am Zwischenauflager von Versuchsträger A1-04.02 noch die bessere Übereinstimmung festgestellt werden, auch wenn die an den Seitenflächen gemessene Krümmungen merklich voneinander abweichen. Das betrifft ebenfalls die Unterschiede der an den Seitenflächen, über die Dehnungen, gemessenen Krümmungen in den Teilquerschnitten. Diese Auffälligkeiten erscheinen für die Serien A1-03 und A1-04 stärker ausgeprägt zu sein, als für die Serien mit erhöhter Schrauben- und Bewehrungsdichte. In diesem Zusammenhang trifft das auch für den Vergleich der Krümmungen zwischen den Holzquerschnitten einer Serie zu. Häufig resultieren auch, trotz der auf den HBV-Querschnitt bezogenen negativen Momentenbeanspruchung, positive Krümmungen im Betonquerschnitt, die in der Folge zu einem positiven Biegemoment führen, siehe Abbildung 39 (rechts) oder Abbildung 48 (links).

Abbildung 2.19 verdeutlicht für den Zeitraum der Versuchsdurchführung im linken Bild die Situation im zweiten Feld der Serie A1-04 (0,70 m vor dem Zwischenauflager), im rechten Bild die Situation am Zwischenauflager der Serie A1-06 für die ermittelten Normalkräfte. Beide Bilder zeigen Indizien von fehlerhaften Signalen. Im rechten Bild ist für beide Versuchsträger der Serie A1-06 eine positive Normalkraft im Holzquerschnitt, trotz der auf den HBV-Querschnitt bezogenen negativen Momentenbeanspruchung am Zwischenauflager, ersichtlich. Ein ähnliches Bild zeigt sich für die Versuchsträger der Serie A1-04, ebenfalls im negativ beanspruchten Momentenbereich im zweiten Feld. Dort treten zumindest in den höheren Lastniveaus der Laststufen zumindest die erwarteten Drucknormalkräfte im Holzquerschnitt auf. Die positiven Normalkräfte im Zuge der Entlastung auf 10% der rechnerischen Bruchlast lassen sich erneut nicht plausibel erklären, zumal in der Kombination mit der positiven Normalkraft im Beton eine äußere Normalkraft am HBV-Querschnitt präsent sein müsste, um ein Gleichgewicht der Kräfte herstellen zu können.

Abbildung 2.19

zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten

links: Serie A1-04 im zweiten Feld (2) bei $x = 0,70$ m – rechts: Serie A1-06 am Zwischenauflager

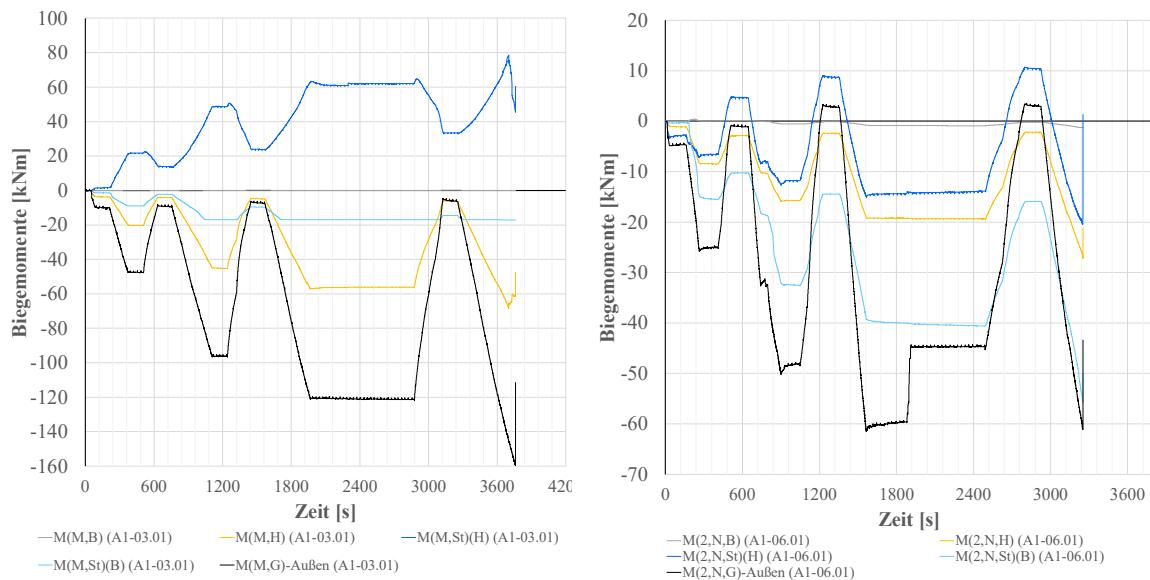
Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die positiven Normalkräfte lassen sich auf positive Dehnungen im Schwerpunkt des Holzquerschnittes zurückführen. Ausgehend von den gemessenen Dehnungen an der Ober- und Unterseite des Querschnittes ergibt sich ein relativ geringer Wert auf Höhe des Schwerpunktes, der bei leichter Varianz respektive Ungenauigkeit der Messwerte relativ fragil reagiert und demnach in den negativen Dehnungsbereich umschlagen könnte.

Die zeitlichen Verläufe der Biegemomente in den Teilquerschnitten und dem aus den auflagerkräften bestimmten globalen Biegemoment können der Anlage A.1.9 entnommen werden. Abbildung 2.20 spiegelt im linken Diagramm die Situation für den Versuchsträger A1-03.01 am Zwischenauflager, das rechte Diagramm für den Versuchsträger A1-06.01 im zweiten Feld (0,50 m vor dem Zwischenauflager) wieder. Im Rahmen einer theoretischen Betrachtung müssen aus Gleichgewichtsgründen auch die beiden blauen Grafen (Steineranteile) deckungsgleich verlaufen. Hier schlägt sich vor allem im linken Diagramm der zuvor geschilderte Sachverhalt nieder und führt für den holzbezogenen Steineranteil aufgrund der Zugnormalkraft im Holzquerschnitt zu einem positiven Momentenverlauf. Zudem scheinen die kumulierten Grafen der Teilquerschnitte und dem Steineranteil kein Momentengleichgewicht zu ermöglichen, unabhängig davon, welcher Steineranteil herangezogen wird. Im rechten Diagramm überlagern sich zwei fehlerhafte Signale aus der Kraftmessdose am ersten Auflager (Nr. 41) und dem Hydraulikzylinder (Nr. 47), sodass auf dem Niveau von Laststufe 3 ein deutlicher Sprung erkennbar ist. Wird unterstellt, dass das globale Moment zu Beginn von Laststufe 3 repräsentativ ist, erscheint ein Momentengleichgewicht mit dem betonbezogenen Steineranteil noch eher realistischer zu sein.

Abbildung 2.20

zeitlicher Verlauf der Biegemomente in den Teilquerschnitten und dem globalen Biegemoment (auflagerbezogen)
links: A1-03.01 am Zwischenuflager – rechts: A1-06.01 zweites Feld (2) bei $x = 0,50$ m



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die vorliegende Datenbasis lässt eine valide Interpretation der Schnittgrößen in den Teilquerschnitte aufgrund der fehlenden Korrelation der Krümmung für die Stellen mit negativer Momentenbeanspruchung kaum zu.

Die nicht unerheblichen Abweichungen in den dargestellten Ergebnissen können durch eine Vielzahl von Faktoren bedingt sein und in der Folge zu solchen Effekten führen. Die unterschiedlichen Messlängen der Wegaufnehmer zwischen der Oberseite (500 mm) und der Unterseite (100 mm) des Betonquerschnitt könnte eine Ursache sein, da der gemessene Weg nur einen Mittelwert darstellt. Die Abweichung fällt umso größer aus, je größer das Grundmaß der Messstrecke ist, da der reale Verformungsweg mit der Normalkraft- und Momentenbeanspruchung des Betonquerschnittes korreliert und durch einen nichtlinearen Charakter geprägt ist. Darüber hinaus kann die Häufigkeit des Auftretens von Rissen ein weiteres Indiz sein, da die Präsenz von Rissen auf ein Grundmaß der Messtrecke von 500 mm, im Gegensatz zu 100 mm, außer Frage steht.

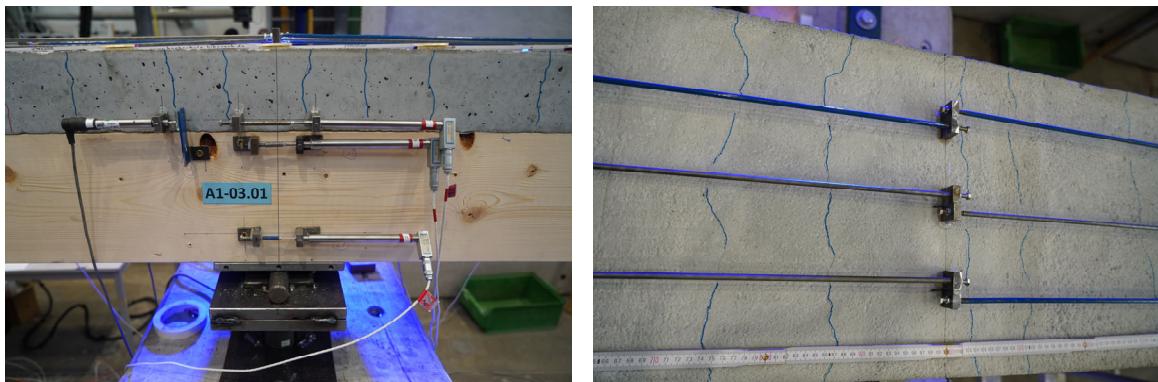
Die Gültigkeit der nach der Bernoulli-Hypothese unterstellten linearen Dehnungsverteilung über die Höhe des Holzquerschnittes muss am Zwischenuflager aufgrund der auflagerbedingten Querpressung nicht zwingend vorliegen. Die größte Auflagerkraft wurde für den Versuchsträger A1-05.02 aufgezeichnet und betrug 242,78 kN. Wird eine konstante Kontaktspannung zwischen der Stahlplatte und dem Holzquerschnitt unterstellt, führt das zu einer Spannung von ca. 0,30 kN/cm². Für Brettschichtholz darf, ohne Ansatz des Druckbeiwertes $k_{c,90}$, eine charakt. Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser von 0,25 kN/cm² berücksichtigt werden. Trotz der Abstandsmontage von der Unterseite des Holzquerschnittes in Höhe von 50 mm können innerhalb der Lastausbreitung Querkontraktionen einen Einfluss auf die Längsdehnung ausüben.

- Rissverhalten des Betongurtes

Entsprechend der zu erwartenden Beanspruchung als Kombination aus Biegemoment und Normalkraft (Zug) bildeten sich die ersten Risse in Form von Biegerissen in der Oberseite des Betongurtes im Bereich des Zwischenauflagers aus. Mit weiterer Laststeigerung entstanden auf Niveau der Laststufe 1 Trennrisse, siehe Abbildung 2.21.

Abbildung 2.21

Rissbild von Versuchsträger A1-03.01 zum Zeitpunkt von Laststufe 1 am Zwischenauflager
links: Seitenansicht – rechts: Aufsicht

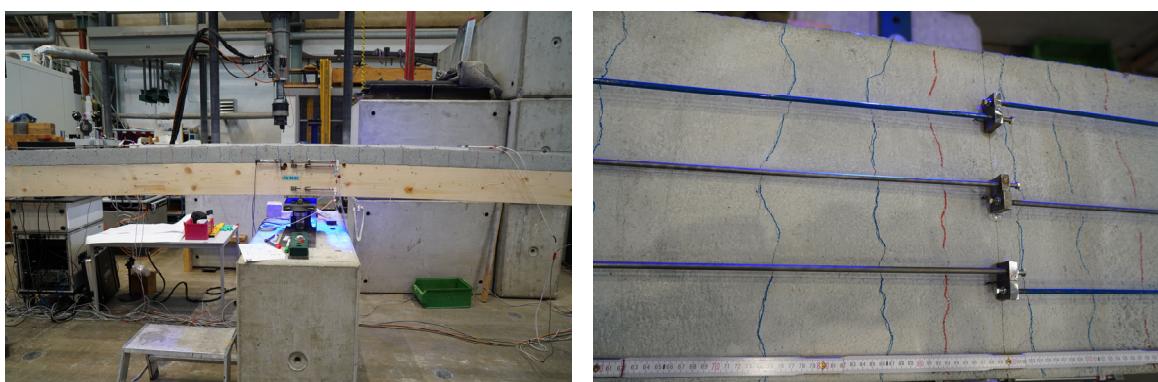


Quelle: iBHolz & HBC

Ein Großteil der Risse stellte sich bereits zu diesem Zeitpunkt ein, sodass mit zunehmender Last Abschnitte mit größeren Rissabständen durch weiteren Rissen unterteilt wurden und auch Richtung Feldmitte weiter voranschritten, siehe Abbildung 2.22. Die Risse hatten bei ihrem Entstehen Breiten von etwa 0,1-0,2 mm.

Abbildung 2.22

Rissbild von Versuchsträger A1-03.01 zum Zeitpunkt von Laststufe 3 am Zwischenauflager
links: Seitenansicht – rechts: Aufsicht



Quelle: iBHolz & HBC

Bis zum Versagen konnten in beiden Feldern der Serien A1-03 und A1-05 sowie im ersten Feld der Versuchsserien A1-04 und A1-06 keine Biegerisse in Feldmitte festgestellt werden, sodass von einem vollständig überdrückten Betonquerschnitt ausgegangen werden kann.

Tabelle 2.9
Länge des gerissenen Betongurtes

	A1-03.XX		A1-04.XX		A1-05.XX		A1-06.XX	
	.01	.02	.01	.02	.01	.02	.01	.02
Feld 1	1,35 m	1,30 m	0,60 m	0,75 m	1,60 m	1,50 m	1,00 m	0,65 m
Feld 2	1,20 m	1,30 m	5,10 m	5,00 m	1,55 m	1,60 m	6,30 m	5,40 m

Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Tabelle 2.9 enthält die Angaben zur Länge des gerissenen Betongurtes, gemessen von der Achse des Zwischenuflagers. Demnach kann davon ausgegangen werden, dass für die Serien A1-03 und A1-05 Bereiche von ca. 13 % bis 18 %, bzw. für die Serien A1-04 und A1-06 Bereiche von ca. 7 % bis ca. 11 % (Feld 1) resp. ca. 56 % bis ca. 71 % (Feld 2) der Stützweite als gerissen zu betrachten sind.

2.1.6. Zusammenfassung

Als Ausblick für die anstehenden Auswertungen kann im Rahmen der durchgeführten Bauteilversuche jedoch festgehalten werden, dass das Bauteilversagen für alle acht Versuchsträger immer auf der Seite des Holzquerschnittes eintrat. Der Bruch konnte stets innerhalb der beiden Einzellasten im Feldbereich verortet werden. Erst durch die stetige Steigerung der Belastung stellte sich für einen Teil der Versuchsträger, unter relativ großer Durchbiegung des HBV-Trägers im Feldbereich, ein Versagen, geprägt durch das vollständige Durchtrennen, der Längsbewehrung am Zwischenuflager ein.

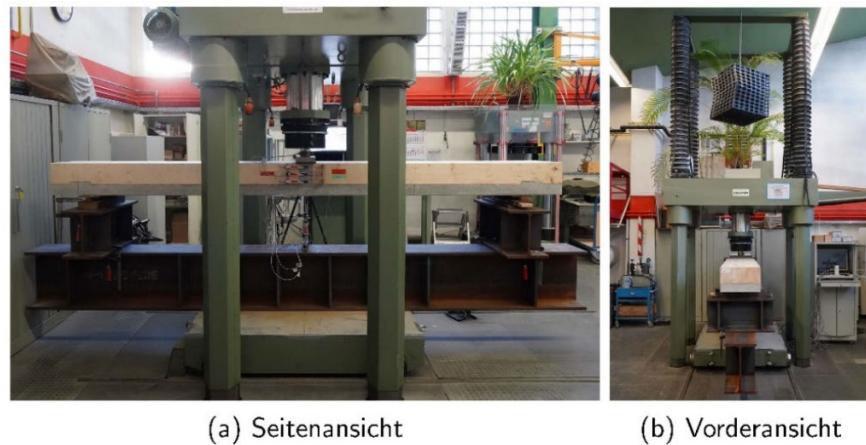
2.2. Durchführung von Versuchen mit gestoßenem Holzträger im Auflagerbereich (HBC)

2.2.1. Allgemeines

Ziel der durchgeführten experimentellen Untersuchungen an durchlaufenden Holz-Beton-Verbundträgern mit gestoßenem Holzträger war es, den Einfluss des Stoßes auf die Durchlaufwirkung zu analysieren. Ein besonderer Fokus lag dabei auf der Ermittlung der Momenten-Rotationsbeziehung, um daraus Schlussfolgerungen über das Steifigkeitsverhalten des Anschlusses zu ziehen. Die erzielten Ergebnisse dieser Untersuchungen dienen zur Bestimmung des Einflusses des Stoßes und zur Verifizierung des entwickelten Komponentenmodells, sowie des Finiten-Elemente-Modells.

Insgesamt wurden drei identische Dreipunkt-Biegeversuche mit gestoßenem Holzträger durchgeführt (vgl. Abbildung 2.23). Dabei wurde gezielt der Bereich eines Zweifeldträgers untersucht, in dem ein negatives Biegemoment auftritt. Der Verlauf der Schnittgrößen eines Zweifeldträgers ist in Abbildung 2.24 dargestellt. Dabei wurde der Bereich des Mittelauflagers durch einen umgedrehten Einfeldträger mit mittiger Einzellast diskretisiert. Durch dieses Vorgehen wurde ein linearer Verlauf des negativen Biegemoments erzeugt, was eine gute Annäherung des parabelförmigen Stützmomentenverlaufs eines Zweifeldträgers ermöglicht. Gemäß den Grundsätzen der technischen Mechanik entspricht die Länge des Bereichs mit negativem Biegemoment der 0,25-fachen Spannweite des Zweifeldträgers. Aufgrund vorheriger Untersuchungen von [Kaluza, 2019], welche zeigten, dass bei durchlaufenden Holz-Beton-Verbundträgern die gerissene Betongurtlänge 20% der Feldlänge beträgt, wurde die Spannweite des umgedrehten Einfeldträgers im Dreipunkt-Biegeversuch auf das 0,2-fache der Spannweite des Zweifeldträgers reduziert.

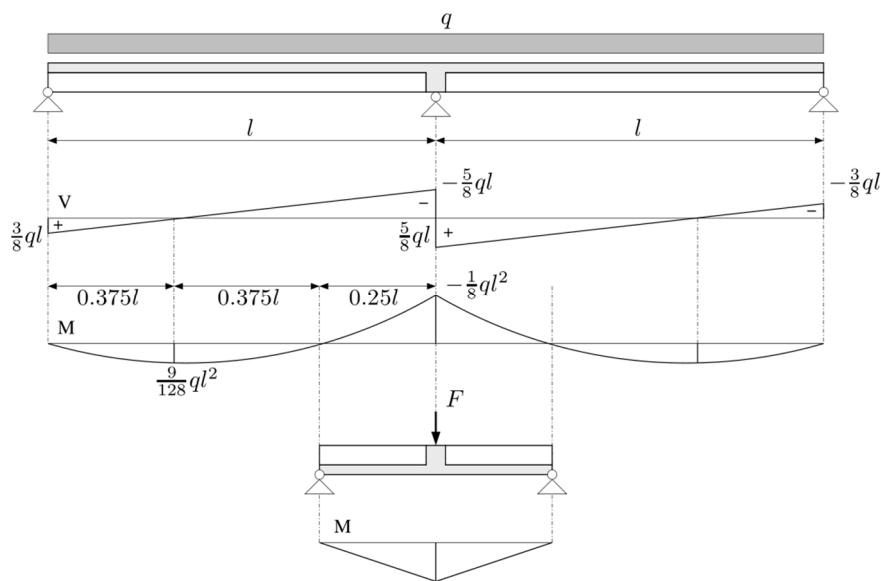
Abbildung 2.23
Übersicht der Versuchskonfiguration



Quelle: Hochschule Biberach

Die experimentellen Untersuchungen fanden in der Versuchshalle für Baustoff- und Bauteilprüfungen der Hochschule Biberach statt und wurden durch Eigenmittel des Instituts für Holzbau der Hochschule Biberach finanziert.

Abbildung 2.24
Diskretisierung des negativen Momentenbereichs als DreiPunkt-Biegeversuch

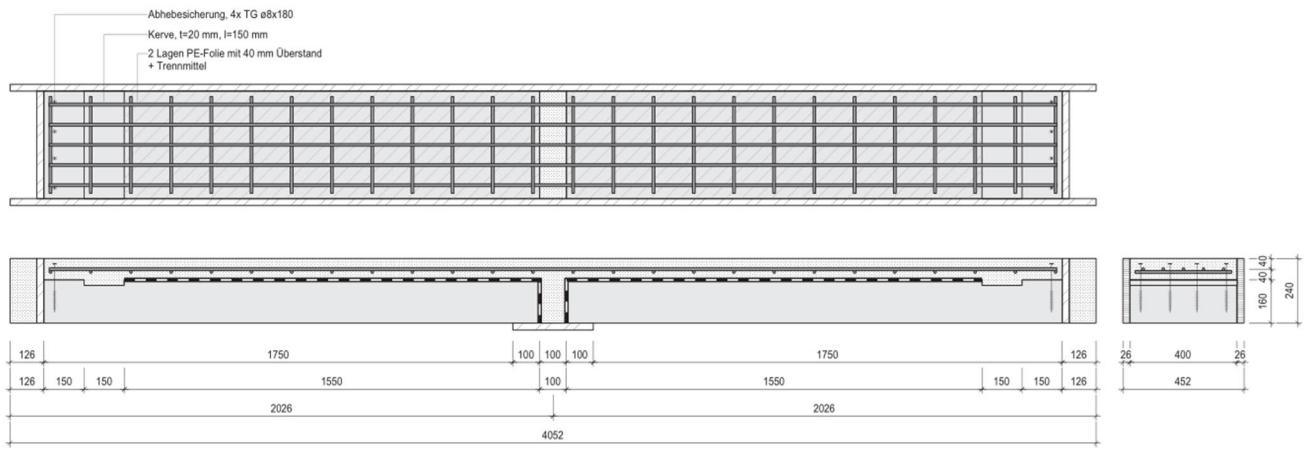


Quelle: Hochschule Biberach

2.2.2. Versuchsaufbau und Materialparameter

Es wurden insgesamt drei DreiPunkt-Biegeversuche durchgeführt, wie im Ausführungsplan der Versuchskörper in Abbildung 2.25 dargestellt ist. Jeder Versuchskörper setzt sich aus zwei gestoßenen Holzbauteilen und einem durchlaufenden Betonbauteil zusammen. Die Breite jedes Versuchskörpers betrug 400 mm, wobei für Holz- und Betonkomponenten dieselbe Breite gewählt wurde.

Abbildung 2.25
Fertigung der Versuchskörper mit Schalung und Bewehrung



Quelle: Hochschule Biberach

In Abbildung 2.26 (a) sind die Holzbauteile und in Abbildung 2.26 (b) die darin eingefrästen Kerven dargestellt, die jeweils an den Trägerenden ausgeführt wurden. Zur Abhebesicherung wurden jeweils vier Tellerkopfschrauben hinter der Kerve eingedreht.

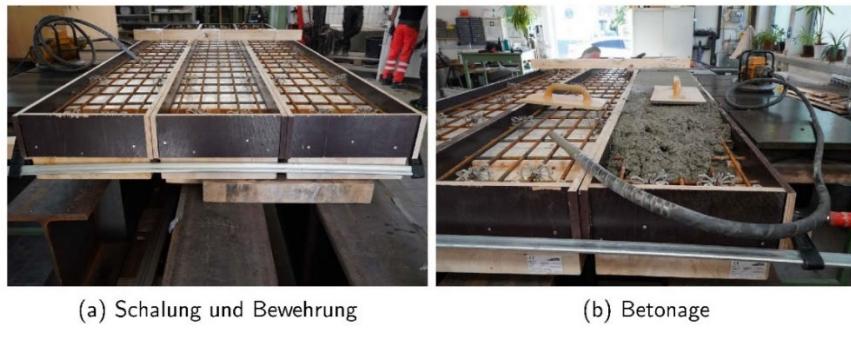
Abbildung 2.26
Holzbauteile



Quelle: Hochschule Biberach

Um eine unerwünschte Klebewirkung zwischen Holz und Beton zu verhindern, wurden zwei Lagen PE-Folie von der Kerve bis zur Mitte des Bauteils aufgebracht, wobei eine Schicht Schmiermittel dazwischen lag. Als Bewehrung wurde eine Matte Q524 sowie eine Zulage von 2 x ø 10 mm mittig mit einer Betonüberdeckung von 40 mm eingelegt (vgl. Abbildung 2.27). Die verwendeten Materialien und ihre Abmessungen sind Tabelle 2. zu entnehmen.

Abbildung 2.27
Herstellung der Versuchskörper



Quelle: Hochschule Biberach

Tabelle 2.10: Parameter der Versuchskörper.

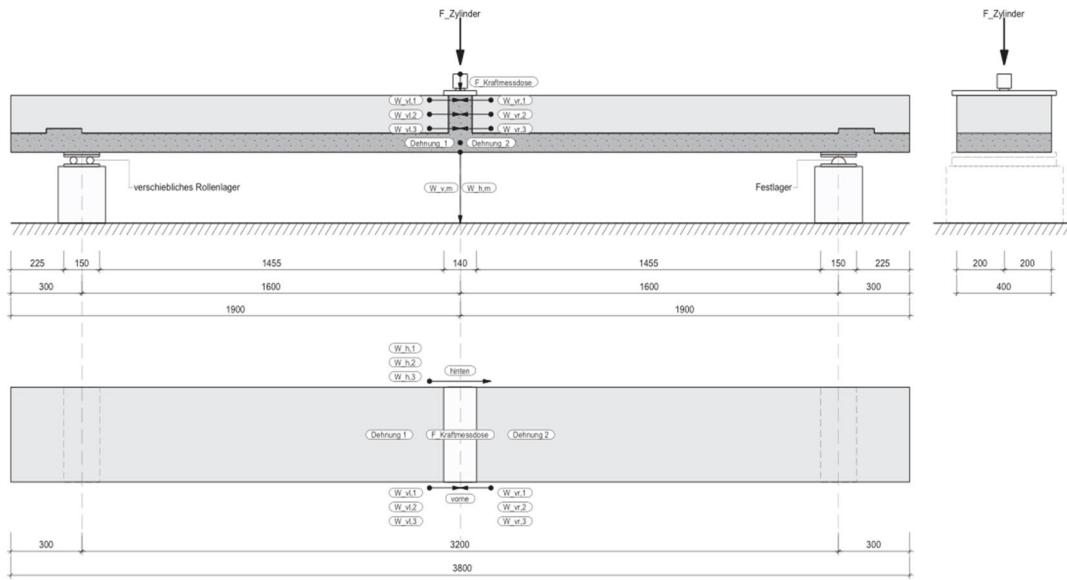
Material	Eigenschaften
Beton	C20/25, $b \times h = 40 \times 8 \text{ cm}^2$
Holz	GL24h, $b \times h = 40 \times 16 \text{ cm}^2$
Kerve	$t_n = 2 \text{ cm}$, $l_n = 15 \text{ cm}$
Effektive Länge	$l_{eff} = 160 \text{ cm}$
Bewehrungsstahl	B500, Q524 + 2 x $\varnothing 10 \text{ mm}$, $a_s = 9.82 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zur Bestimmung der Materialkennwerte des Betons wurden am Fertigungstag der Versuchskörper sechs Betonwürfel (150x150x150 mm) und drei Betonprismen (150x150x700 mm) gemäß [DIN EN 12390-1, 2021] hergestellt.

Der Versuchsaufbau, einschließlich der gewählten Krafrichtung, Lagerung und verwendeten Messtechnik, ist in Abbildung 2.28 veranschaulicht. Die Spannweite der Versuchskörper betrug 3,2 m, was der Länge des gerissenen Betongurtes eines HBV-Zweifeldträgers mit einer Feldlänge von 8 m entspricht. Die beiden verwendeten Auflagerkonstruktionen sind in Abbildung 2.29 (a) und Abbildung 2.29 (b) dargestellt.

Mittig wurden die Holzträger an einem 10 cm breiten Beton-Mittelteil gestoßen, wie in Abbildung 2.29 (c) dargestellt. Dieser Ansatz ermöglichte eine gezielte Untersuchung des Einflusses des Stoßes am Mittelauflager auf die Durchlaufwirkung.

Abbildung 2.28
Versuchsaufbau und Messtechnik



Quelle: Hochschule Biberach

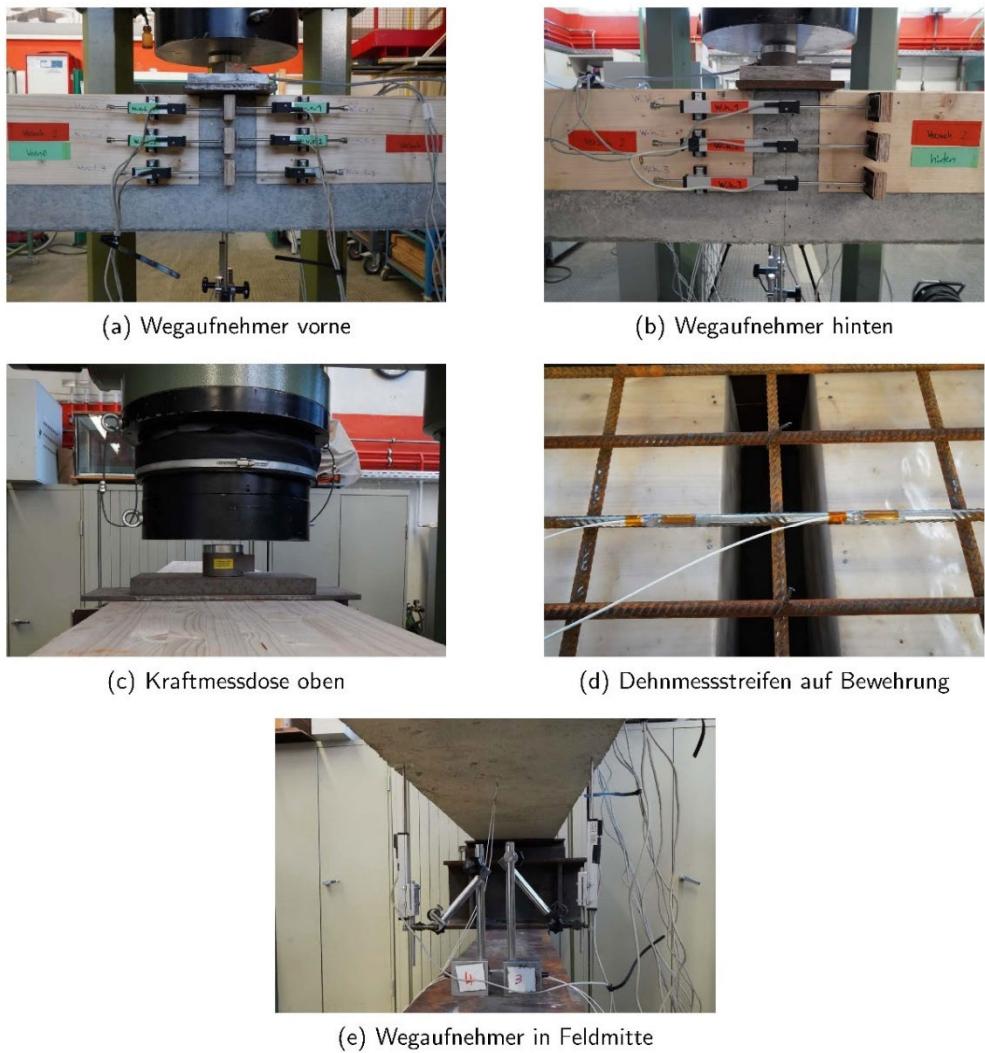
Abbildung 2.29
Konstruktive Ausbildung des Versuchsstands



Quelle: Hochschule Biberach

Um die Momenten-Rotationsbeziehung des Anschlusses als Ergebnis zu ermitteln, wurde die aufgebrachte Last mithilfe einer mittig angeordneten Kraftmessdose gemessen, während die Verformung in Feldmitte über zwei induktive Wegaufnehmer erfasst wurde (siehe Abbildung 2.30 (c) und Abbildung 2.30 (e)). Zusätzlich wurde die Dehnung in der Bewehrung durch zwei auf die Bewehrung aufgeklebte Dehnmessstreifen aufgezeichnet (vgl. Abbildung 2.30 (d)). Um Rückschlüsse auf die Druck-Kontakthöhe des Holzes in Abhängigkeit der Verdrehung ziehen zu können, wurden beidseitig am Holzträger induktive Wegaufnehmer angebracht (siehe Abbildung 2.30 (a) und Abbildung 2.30 (b)). Zur Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens wurden somit für jeden Versuchskörper insgesamt 11 induktive Wegaufnehmer mit Tastern, zwei Dehnmessstreifen, eine Kraftmessdose sowie die Kraft und der Weg der 4-Säulen-Prüfmaschine aufgezeichnet.

Abbildung 2.30
Verwendete Messtechnik



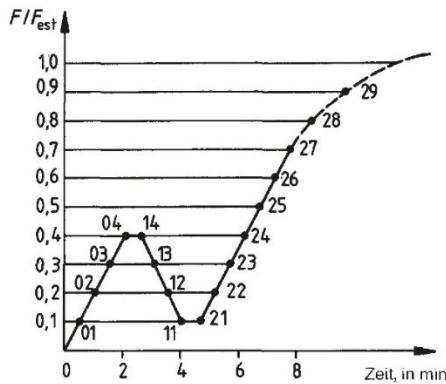
Quelle: Hochschule Biberach

2.2.3. Versuchsdurchführung

Die Belastung der Versuchskörper wurde gemäß Abbildung 2.31 nach den Vorgaben der Norm [DIN EN 26891] durchgeführt. Dieses Lastregime sieht vor, dass die Last zunächst auf 40% der geschätzten Höchstlast gesteigert wird. Bei Erreichen dieser Laststufe wird die Belastung für 30 Sekunden konstant gehalten. Anschließend erfolgt eine Entlastung bis auf 10% der geschätzten Höchstlast. Danach wird die Last erneut für 30 Sekunden konstant gehalten und anschließend gesteigert, bis die Höchstlast erreicht ist oder eine Verschiebung von mindestens 15 mm auftritt. Im Versuch wurde die Grenze für die Maximalverschiebung vernachlässigt, und die Belastung erfolgte bis zum Versagenszustand.

Basierend auf Voruntersuchungen mit Finite-Elemente-Berechnungen der Versuchskörper ergab sich eine geschätzte Höchstlast von 52 kN bei einer Maximalverschiebung von 50 mm. Auf Grundlage dieser Ergebnisse wurden die Belastungsgeschwindigkeit und die Werte der Lastplateaus festgelegt. Diese sind Tabelle 2.11 in dargestellt

Abbildung 2.31
Belastungsverfahren nach [DIN EN 26891]



Quelle: DIN EN 26891

Tabelle 2.11: Belastungsgeschwindigkeiten und Plateau-Werte der Versuche.

Kenngröße	Einheit	Wert
Erwartete Höchstlast F_{est}	[kN]	52
Lastplateau $40\%F_{est}$	[kN]	20.8
Lastplateau $10\%F_{est}$	[kN]	5.2
Erwartete maximale Verschiebung	[mm]	50
Belastungsgeschwindigkeit bis $70\%F_{est}$	[mm/min]	10
Belastungsgeschwindigkeit ab $70\%F_{est}$	[mm/min]	3.75
Erwartete Dauer	[min]	11.5

Die Aufzeichnung der im Versuch verwendeten Messtechnik, wie in Abbildung 2.30 dargestellt, erfolgte über den Messverstärker *QuantumX MX840B* der Firma HBK und das Messprogramm *catman EasyAP*. Dies ermöglichte eine Echtzeit-Visualisierung aller Messdaten während des Versuchs.

Zur Bestimmung der Materialkennwerte des verwendeten Betons wurden zusätzliche Versuche zur Ermittlung der Druckfestigkeit und der Biegezugfestigkeit durchgeführt (vgl. Abbildung 2.32). Die ermittelten Materialkennwerte des Betons dienten als Eingangswerte für die Vergleichsberechnungen mit der Komponentenmethode und der Finite-Elemente-Methode.

Abbildung 2.32
Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Betoneigenschaften



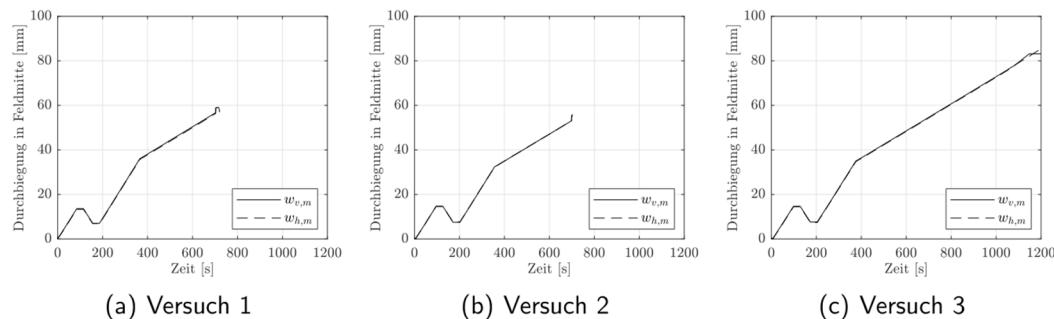
(a) Betonwürfel nach [DIN EN 12390-3, 2019], (b) Biegezug nach [DIN EN 12390-5, 2019]

Quelle: Hochschule Biberach

2.2.4. Auswertung der experimentellen Untersuchungen

Zur Auswertung der experimentellen Untersuchungen wurde die Software Matlab verwendet [MathSoft, 2001]. Dabei werden zunächst die Messungen der vertikalen Durchbiegung in Feldmitte betrachtet, wie in Abbildung 2.33 dargestellt. Dabei ist festzustellen, dass sich zwischen den Messwerten der Wegaufnehmer auf der Vorderseite ($w_{v,m}$) und auf der Rückseite ($w_{h,m}$) des Versuchskörpers keine Unterschiede ergeben. Dies spricht dafür, dass die Belastung sehr gleichmäßig aufgebracht wurde und es nicht zu einer Schiefstellung/Verdrehung der Versuchskörper kam, sodass eine auf den Mittelwert der Messwerte bezogene Auswertung möglich ist. Außerdem ist die Lastaufbringung nach [DIN EN 26891] grafisch an den Lastplateaus von 10% und 40% der erwarteten Höchstlast zu erkennen.

Abbildung 2.33
Vergleich der vertikalen Verformung in Feldmitte auf Vorder- und Rückseite des Versuchskörper

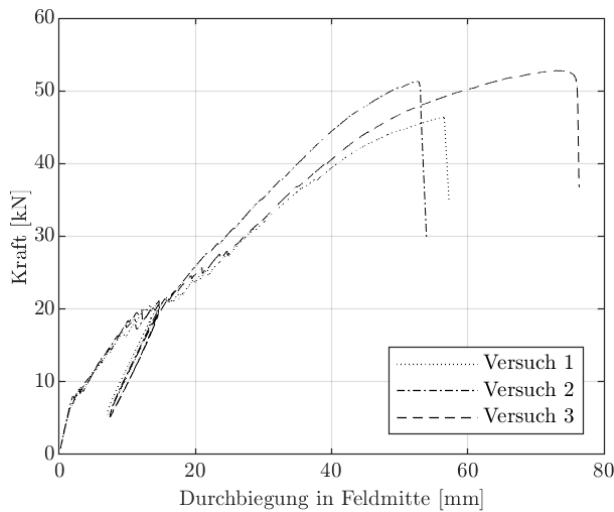


Quelle: Hochschule Biberach

Auf Grundlage des Mittelwerts der vertikalen Verformung in Feldmitte und der durch die Kraftmessdose aufgezeichnete Kraft kann die Last-Verformungs-Kurve aller durchgeführten Versuche in Abbildung 2.34 betrachtet werden. Dabei zeigt sich, dass alle drei Versuchskörper ein sehr ähnliches Steifigkeitsverhalten aufwiesen. Bis zu einer Durchbiegung von etwa 2 mm befand sich der Beton im Zustand I (ungerissener Zustand). Anschließend folgte eine Erstrissbildung (vgl. Abbildung 2.35(a)) bis hin zu einem abgeschlossenen Rissbild (Zustand II des Betons) bei etwa 15 mm Durchbiegung. Dies entspricht annähernd dem ersten Lastplateau von 40% F_{est} . Bei der anschließenden Wiederbelastung entstanden daher wenig weitere Risse im Beton und es wurde bei weiterer Laststeigerung lediglich die Rissbreite der vorhandenen Risse vergrößert. In dieser Phase zeigt sich, dass die Last bei Versuchskörper 2 im Vergleich zu Versuchskörper 1 und 3 um 2% höher ist. Aufgrund der unterschiedlichen Biegelinien von Holz und Beton wurde festgestellt, dass sich zwischen den Querschnitten eine deutliche Fuge ausbildet (vgl. Abbildung 2.35(b)), die sich mit Steigerung der Belastung deutlich öffnete. Im weiteren Verlauf der Last-Verformungs-Linien in Abbildung 2.34 nimmt die Steigung und somit die Steifigkeit ab. Daraus lässt sich

der erwartete Übergang zu einem Fließplateau der Bewehrung erkennen. Dies bestätigen auch die Messdaten der auf die Bewehrung aufgeklebten Dehnmessstreifen (Dehnung 1 und Dehnung 2) (vgl. Abbildung 2.30). Die gemessenen Dehnungen sind in Abbildung 2.36 dargestellt. Dabei ist festzustellen, dass sobald die Last-Verformungs-Linie des jeweiligen Versuchs in Abbildung 2.34 von einem linearen Verlauf abweicht, bei der dazugehörigen Dehnung in Abbildung 2.36 die Fließdehnung ϵ_y von $2650 \mu\text{m}/\text{m}$ überschritten wird. Die Fließdehnung bestimmt sich mit einem Mittelwert der Zugfestigkeit von $530 \text{ N}/\text{mm}^2$ und einem E-Modul von $200.00 \text{ N}/\text{mm}^2$ [JCSS, 2001b]. Bevor sich allerdings ein vollständiges Fließen der Bewehrung einstellt, kommt es bei allen drei untersuchten Versuchskörpern zum Versagen.

Abbildung 2.34
Vergleich der Kraft-Verformungs-Linie aller Versuche bis zum Versagenszustand



Quelle: Hochschule Biberach

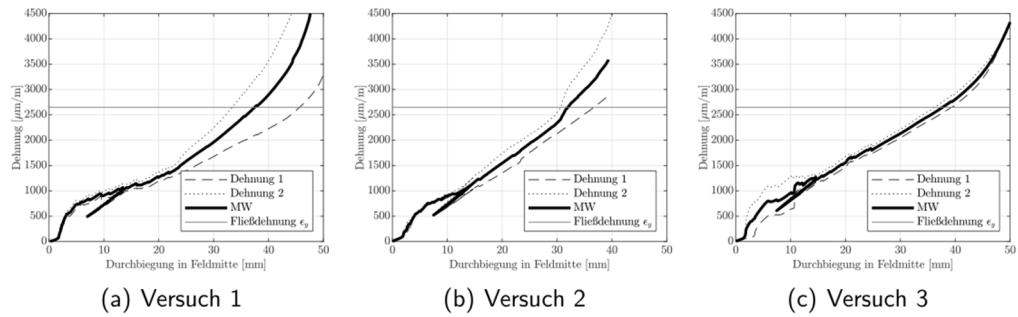
Abbildung 2.35
Beobachtungen während des Versuchs



(a) Erstriss des Betons an Kerve (b) Abheben der Betonplatte

Quelle: Hochschule Biberach

Abbildung 2.36
Gemessenen Dehnung der Bewehrung in Feldmitte



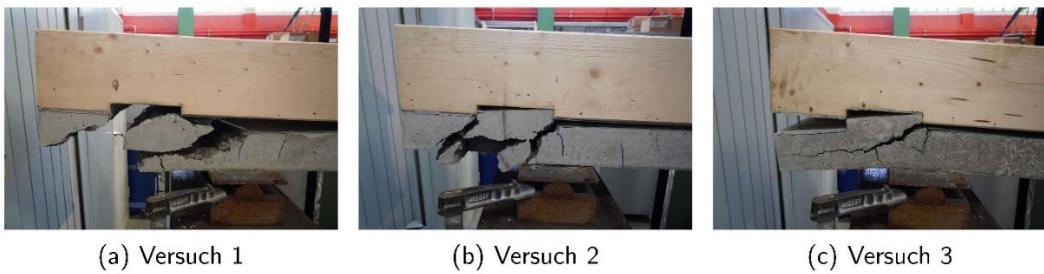
Quelle: Hochschule Biberach

In Tabelle 2.12 sind die maximal erreichten Belastungen und der dazugehörige Modus des Versagens für jeden Versuch zusammengefasst. Dabei unterscheiden sich die Versuche 1 und 2 vom Versuch 3. Bei den beiden ersten Versuchen trat ein Versagen der Verankerungslänge der Bewehrung im Beton, im Bereich hinter der Kerve auf. Dies ist in Abbildung 2.37 (a) und Abbildung 2.37 (b) dargestellt. Ein vollständiges Fließplateau der Bewehrung wurde in beiden Versuchen nicht erreicht (vgl. Abbildung 2.34). Beim Versuch 3 trat das Versagen aufgrund des Herausziehens der Abhebesicherungen aus dem Holz auf (vgl. Abbildung 2.37 (c)). Erst anschließend kam es zum Betonversagen an der Kerve. Es ist aus Tabelle 2.12 festzustellen, dass Versuchskörper 3 die höchste Versagenslast erzielte. Grund dafür ist, dass der Frischbeton von Versuchskörper 3 einer Konsistenzklasse von F2 (plastisch) entsprach, wohingegen bei Versuchskörper 1 und 2 eine Konsistenzklasse von F4 (sehr weich) vorlag. Durch den daraus resultierenden geringeren Wasser-Zement-Wert bei Versuchskörper 3, entwickelte dieser Beton vermutlich bei gleicher Zeit eine höhere Festigkeit. In Abbildung 2.38 ist eine Übersicht aller durchgeführten Versuchskörper im wieder unbelasteten Versagenszustand dargestellt. Dabei zeigte sich, dass sich das Versagen ausschließlich auf das linke Auflager konzentrierte, das vertikal und horizontal gehalten war.

Tabelle 2.12: Versagen der Versuchskörper.

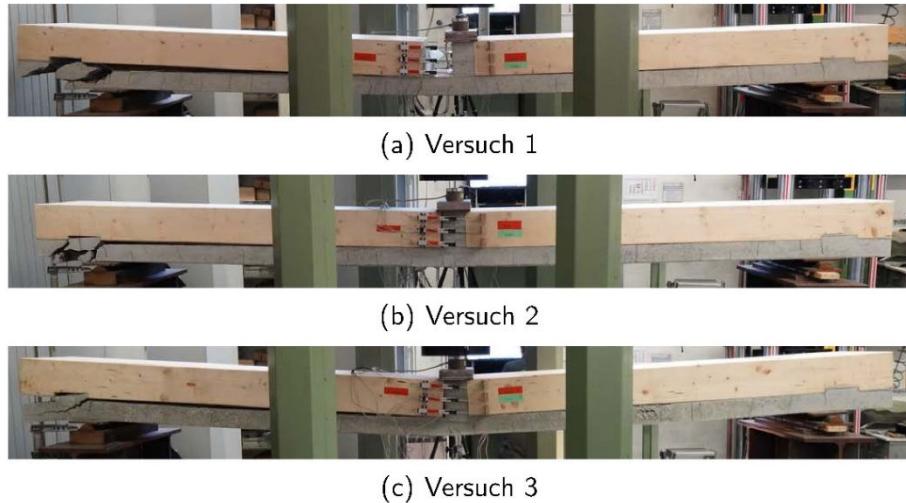
Versuch	Versagenslast [kN]	Versagensmodi
1	46,3	Verankerungslänge der Bewehrung
2	51,3	Verankerungslänge der Bewehrung
3	52,8	Ausziehen der Abhebesicherungen

Abbildung 2.37
Versagensmodus der Versuchskörper



Quelle: Hochschule Biberach

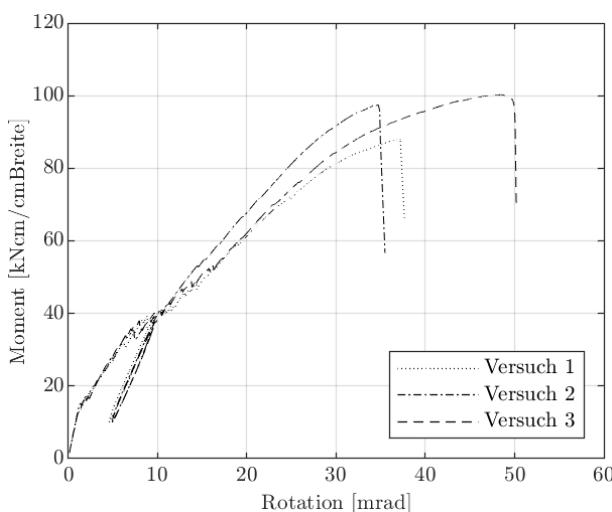
Abbildung 2.38
Gesamtansicht - Versagenszustand der Versuchskörper



Quelle: Hochschule Biberach

Um nun Aussagen über das Steifigkeitsverhalten von durchlaufenden Holz-Beton-Verbunddecken mit gestoßenem Holzträger treffen zu können, war es notwendig, die Momenten-Rotationsbeziehung aus den durchgeführten Versuchen zu ermitteln. Zur Berechnung der Rotation könnte der Mittelwert der gemessenen Durchbiegung in Feldmitte und die Länge der halben Spannweite der Dreipunkt-Biegeversuchs verwendet werden. Die Bestimmung des Moments erfolgte über die mittels Kraftmessdose gemessener Kraft und dem Hebelarm von $l/2$. Die berechneten Momenten-Rotationsbeziehungen aller drei Versuche sind in Abbildung 2.39 dargestellt. Der Verlauf entspricht analog dem Verlauf der Last-Verformungs-Linien aus Abbildung 2.34.

Abbildung 2.39
Vergleich der Momenten-Rotationsbeziehung aller Versuche

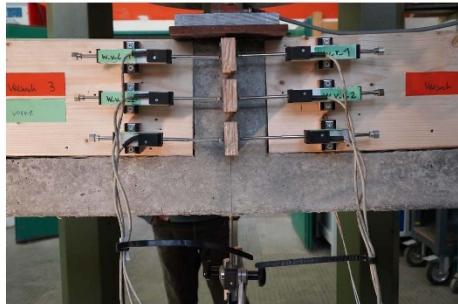


Quelle: Hochschule Biberach

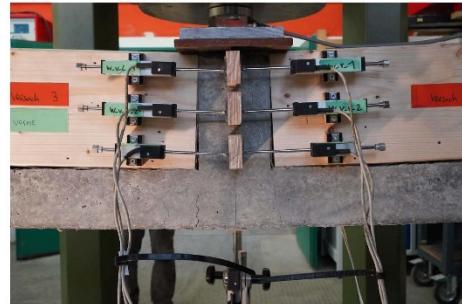
Da sich die Druck-Kontakthöhe des Holzes am Mittelauflager in Abhängigkeit der Rotation verändert, war es notwendig, diese Veränderung über die seitlich angebrachten Wegaufnehmer messtechnisch zu erfassen. Diese Veränderung war bei Versuchsdurchführung optisch erkennbar. In Abbildung 2.40 (a) ist zu erkennen, dass bei kleinen Verdrehungen annähernd die volle Druck-Kontakthöhe des Holzes zur

Kraftübertragung zur Verfügung steht. Wohingegen in Abbildung 2.40 (b) ersichtlich wird, dass bei zunehmender Verdrehung die Druck-Kontakthöhe durch das Öffnen der Fuge, schnell abnimmt und nur noch ein kleiner, oberer Teil zur Kraftübertragung herangezogen werden kann.

Abbildung 2.40
Veränderung der Druck-Kontakthöhe des Holzes in Abhängigkeit der Rotation



(a) Große Druckhöhe - geringe Verdrehung



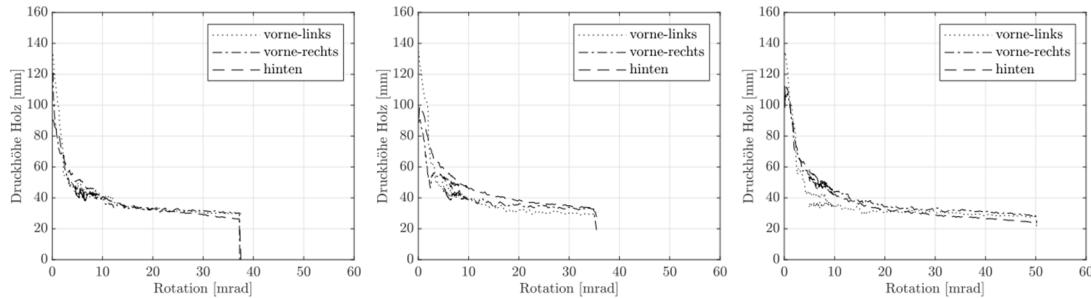
(b) Geringe Druckhöhe - große Verdrehung

Quelle: Hochschule Biberach

Diese Veränderung der Druckhöhe im Holz in Abhängigkeit der Rotation, ist in Abbildung 2.41 für alle drei durchgeführten Versuche getrennt dargestellt. Dabei wurde die Druckhöhe über die drei in den Versuchen angebrachten Wegaufnehmer-Ketten ausgewertet. An der Vorderseite der Versuchskörper wurden jeweils drei Wegaufnehmer auf der linken und rechten Seite des Mittelauflagers angebracht (vgl. Abbildung 2.30 (a)). Wohingegen auf der Rückseite nur insgesamt drei Wegaufnehmer angebracht wurden, die komplett über den Stoß messen (vgl. Abbildung 2.30 (b)). Bei dieser Anordnung auf der Rückseite wurde vermutet, dass durch das Verdrehen der Wegaufnehmer auf der einen Seite und das Verdrehen der Anschlagspunkte auf der anderen Seite, die Messergebnisse verfälscht werden. Daher wurde auf der Vorderseite die Methode einer symmetrischen Anordnung mit der doppelten Anzahl an Wegaufnehmern gewählt. Dieser Einfluss bestätigt sich in Abbildung 2.41 jedoch nicht, da sich unabhängig von der Anordnung der Wegaufnehmer die gleichen Druckkontakthöhen ergeben.

Insgesamt zeigen alle drei Versuche ein ähnliches Verhalten der Druck-Kontakthöhe des Holzes (vgl. Abbildung 2.41). Auffällig ist, dass sich bereits bei geringer Rotation ein Öffnen des Stoßes zeigt und die Druckhöhe ausgehend von der vollständigen Holzhöhe stark abnimmt. Bei weiterer Steigerung der Rotation ist keine wesentliche Änderung mehr festzustellen und die Druckhöhe nähert sich bei allen drei Versuchen einem Wert von etwa 35 mm an. Dies entspricht 22% der Höhe des Holzquerschnitts von 160 mm.

Abbildung 2.41
Auswertung der Holz-Druckhöhe aller Versuche



Quelle: Hochschule Biberach

Zusätzlich wurden im Rahmen der experimentellen Untersuchungen sechs Betonwürfel und drei Betonbalken hergestellt und nach [DIN EN 12390-1, 2021; DIN EN 12390-3, 2019; DIN EN 12390-5, 2019] geprüft. Dabei wurden jeweils drei Würfel am ersten und letzten Tag der Versuchsdurchführung geprüft. Die Prüfung der Betonbalken erfolgte am letzten Versuchstag. Die Ergebnisse sind aus Tabelle 2.13 und Tabelle 2.14 zu entnehmen. Die Materialkennwerte des Betons dienten als Eingangswerte für die Vergleichsberechnung mit der Komponentenmethode und der Finite-Elemente-Methode.

Tabelle 2.13: Prüfergebnisse der Würfel-Druckversuche nach [DIN EN 12390-3, 2019].

Probe Nr.	Alter [Tage]	Rohdichte [kg/m ³]	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm ²]
1	27	2370	994	44.5
2	27	2390	995	44.5
3	27	2390	1010	45.2
4	29	2360	1008	44.8
5	29	2360	997	44.3
6	29	2360	1000	44.7
Mittelwert der Druckfestigkeit $f_{cm,cube150}$				44,7
Standardabweichung				0,31
CoV				0,007 [-]

Mit den erzielten Ergebnissen aus Tabelle 2.13 ergibt sich eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 44,7 N/mm² für den Beton. Da im Finite-Elemente-Modell allerdings der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit als Eingangsgröße benötigt wird, erfolgt eine Umrechnung mit [Kuhn, 2022]:

$$f_{cm,cyl} = 0,82 \cdot f_{cm,cube150} \quad (2.4)$$

Damit ergibt sich ein Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit von 36,6 N/mm² für den in den Versuchskörpern verwendeten Beton.

Die in Tabelle 2.14 angegebenen Messwerte für die Biegezugfestigkeit ergeben eine mittlere Biegezugfestigkeit $f_{cbm}=3,85$ N/mm². Eine Umrechnung auf die zentrische Zugfestigkeit erfolgt mit Gleichung (2.5) nach [fib Model Code, 2010]. Damit ergibt sich ein Mittelwert der zentralen Zugfestigkeit des Betons zu 2,57 N/mm².

$$f_{ctm} = \alpha_{fl} \cdot f_{cbm} \quad (2.5)$$

mit f_{cbm} Mittelwert der Biegezugfestigkeit in $[N/mm^2]$

$$\alpha_{fl} = \frac{0,06 \cdot h_b^{0,7}}{1 + 0,06 \cdot h_b^{0,7}} \quad \text{Umrechnungsfaktor [-]}$$

h_b Balkenhöhe in $[mm]$

Tabelle 2.14: Prüfergebnisse der Biegezugversuche nach [DIN EN 12390-5, 2019].

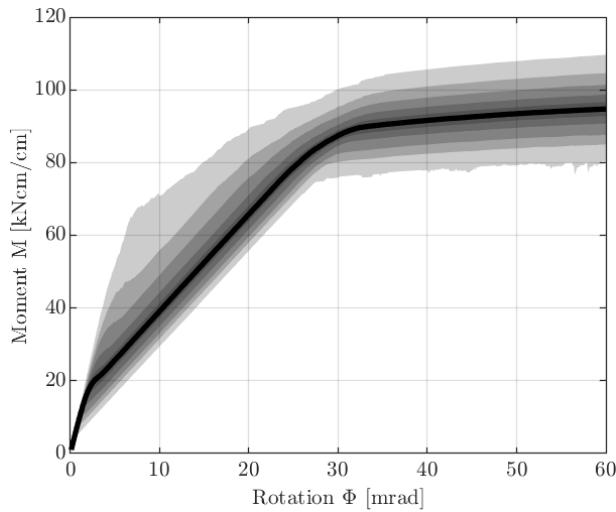
Probe Nr.	Alter [Tage]	Bruchlast [kN]	Biegezugfestigkeit $[N/mm^2]$
1	29	27.82	3.71
2	29	29.13	3.88
3	29	29.71	3.96
Mittelwert der Biegezugfestigkeit f_{cbm}		3,85	
Standardabweichung		0,13	
CoV		0,03 [-]	

2.2.5. Verifikation des Komponentenmodells

Um das in Kapitel 2 entwickelte probabilistische Komponentenmodell zu verifizieren, wurden die im Rahmen der experimentellen Untersuchungen betrachteten Versuchskörper mit Hilfe der Komponentenmethode und der Finite-Elemente-Methode berechnet. Nachfolgend wird die Erstellung dieser Vergleichsberechnungen erläutert und es erfolgt ein direkter Vergleich der Ergebnisse.

Um zusätzlich die probabilistische Erweiterung des Komponentenmodells aus Kapitel 2 zu verifizieren, wurde die Vergleichsberechnung mit der Komponentenmethode auf Grundlage der Mittelwerte der Materialkennwerte durchgeführt und innerhalb einer Monte-Carlo-Simulation berechnet. Die dabei ermittelte Momenten-Rotationsbeziehung des Anschlusses ist in Abbildung 2.42 dargestellt. Dabei kennzeichnet die durchgezogene Linie den Medianwert und die farblichen Abstufungen die 25%, 50%, 75%, 90% und 99%-Quantilwerte. Aus dem Verlauf wird deutlich, dass das Nachtraglastverhalten des Betons die Steifigkeit des Anschlusses bei geringer Rotation stark beeinflusst.

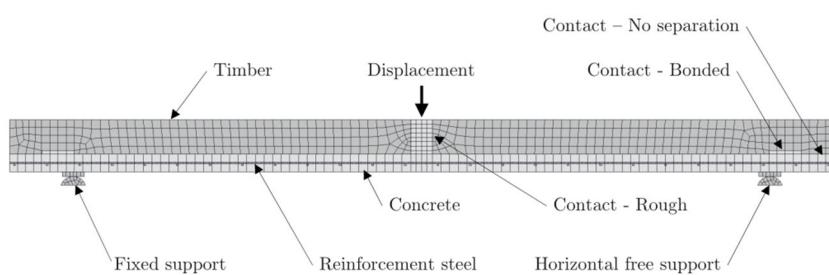
Abbildung 2.42
Momenten-Rotationsbeziehung der probabilistischen Vergleichsberechnung mit dem entwickelten Komponentenmodell



Quelle: Hochschule Biberach

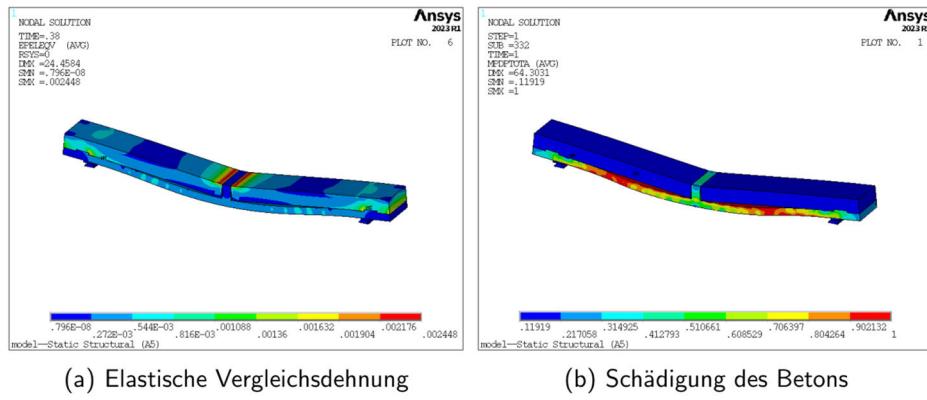
Die Vergleichsberechnung mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode wurde auf Grundlage der in Kapitel 5.5 erläuterten Ansys-Materialmodelle durchgeführt. In Abbildung 2.43 ist das FE-Modell dargestellt. Dieses Modell diente außerdem zur vorherigen Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens der Versuchskörper, um ein entsprechendes Lastregime nach [DIN EN 26891] für die Versuchsdurchführung festlegen zu können. In Abbildung 2.44 ist die elastische Vergleichsspannung und das Schädigungsbild des Betons im Belastungszustand dargestellt. Es ist zu erkennen, dass das FE-Modell das gleiche Verformungsverhalten und ein ähnliches Rissbild aufweist, wie die realen Versuchskörper in Abbildung 2.38.

Abbildung 2.43
Finite-Elemente-Modell der Versuchskörper – Ansys



Quelle: Hochschule Biberach

Abbildung 2.44
Ergebnisse des FE-Modells



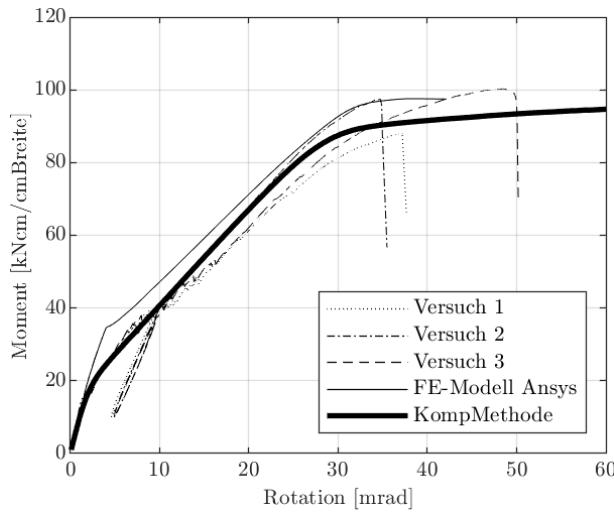
Quelle: Hochschule Biberach

In der nachfolgenden Abbildung 2.45 wird die Momenten-Rotationsbeziehung aller drei durchgeführten Versuche mit der Momenten-Rotationsbeziehung aus der Berechnung mit Hilfe des entwickelten Komponentenmodells und des beschriebenen FE-Modells direkt verglichen. Grundsätzlich ist festzustellen, dass die ermittelten Momenten-Rotationsbeziehungen einen sehr ähnlichen Verlauf haben. Zunächst ist in allen Ergebnissen eine Phase mit ungerissenem Beton festzustellen, in der eine relativ hohe Anfangssteifigkeit vorliegt. Nach Erstriss des Betons nimmt die Steifigkeit ab und es erfolgt eine Umverteilung der Last auf die Bewehrung. In dieser Phase ist festzustellen, dass das FE-Modell bei Erstriss eine höhere Last aufweist. Ab einer Verdrehung von etwa 30 mrad beginnt die Bewehrung zu fließen und es bildet sich ein Fließplateau aus. Diese Phase kann lediglich im Komponentenmodell und im FE-Modell abgebildet werden, da in den experimentellen Untersuchungen ein verfrühtes Versagen auftrat. Allerdings ist trotz des Versagens ein deutlicher Steifigkeitsabfall bei den Versuchsergebnissen festzustellen, der auf den Übergang in das Fließplateau hinweist. Die Ergebnisse für das maximal aufnehmbare Moment liegen im Bereich von $\pm 10\%$ um das mit der Komponentenmethode bestimmte Ergebnis. Dies bestätigt, dass auf Grundlage des entwickelten Komponentenmodells ausreichend genaue Ergebnisse für die Momenten-Rotationsbeziehung erzielt werden können.

Da die Steifigkeit der Komponente Holz unter exzentrischem Druck in Abhängigkeit der Druck-Kontakthöhe des Holzes am Stoß ermittelt wird und diese sich in Abhängigkeit der Verdrehung des Anschlusses ändert, wird die Momenten-Rotationsbeziehung im Komponentenmodell iterativ bestimmt. Jedoch ist dieser iterative Ansatz sehr aufwendig und daher für eine Anwendung in der Praxis ungeeignet. Aus diesem Grund wurde im Rahmen der experimentellen Untersuchungen die Änderung der Druck-Kontakthöhe des Holzes untersucht. In Abbildung 2.46 wird die Änderung der Druck-Kontakthöhe aller Versuche mit der Druck-Kontakthöhe aus dem Komponentenmodell und dem Finite-Elemente Modell aus Ansys verglichen. Bei den Ergebnissen aus dem probabilistischen Modell ist dabei die Mittelwertekurve mit den 25%, 50%, 75% und 90%-Quantilwerten abgebildet. Dabei zeigt sich, dass sich bei der Druck-Kontakthöhe bereits bei geringer Verdrehung eine starke Abnahme einstellt. Ersichtlich ist auch, dass sich die Ergebnisse bei größerer Verdrehung etwa im Bereich von 20-30 mm einpendeln, was etwa 10% - 20% der ursprünglichen Holzhöhe von 160 mm entspricht.

Abbildung 2.45

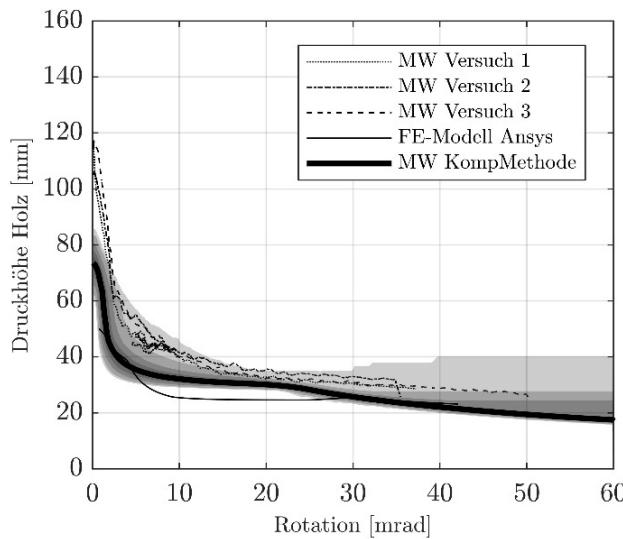
Vergleich der Momenten-Rotationsbeziehung aller Versuche mit der Komponentenmethode und der FE-Berechnung



Quelle: Hochschule Biberach

Abbildung 2.46

Vergleich der Druck-Kontakthöhe aller Versuche mit der Komponentenmethode



Quelle: Hochschule Biberach

Zur vereinfachten Bestimmung des maximal aufnehmbaren Moments kann der innere Hebelarm über die Druck-Kontakthöhe mit 20% der Holzhöhe bestimmt werden. Diese Vereinfachung leitet sich aus den erläuterten Versuchsergebnissen ab und ist bei Verdrehungen zwischen 10-20 mrad gültig. Außerdem ist diese Vereinfachung nur bei der in den Versuchen betrachteten Geometrie zuverlässig, da zur vollständigen Verifizierung eine Parameterstudie notwendig ist. Dies spiegelt den Bereich der Verdrehung für die Bestimmung der Anschlusssteifigkeit nach Kapitel 6.5 wider.

2.2.6. Zusammenfassung

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen mit gestoßenem Holzträger wurden drei baugleiche Versuchskörper in einem Dreipunkt-Biegeversuch experimentell untersucht. Dabei ergaben sich zuverlässige Ergebnisse, die anschließend in Kombination mit einer FE-Vergleichsberechnung, zur Verifikation des entwickelten Komponentenmodells verwendet wurden. Die Untersuchungen ergaben folgende Hauptergebnisse:

- Das Rissverhalten des Betons im negativen Momentenbereich führt bereits bei geringer Rotation zu einer starken Abnahme der Anfangssteifigkeit des Anschlusses.
- Die Menge der eingelegten Bewehrung hat auf die Anfangssteifigkeit nur einen geringen Einfluss.
- Die Auswertung der Druck-Kontakthöhe ergab, dass für die betrachtete Geometrie, die Druck-Kontakthöhe näherungsweise zu 20% der Höhe des Holzes abgeschätzt werden kann.
- Die Verifikation des entwickelten Komponentenmodells mit den experimentellen Untersuchungen bestätigt, dass die Momenten-Rotationsbeziehung von durchlaufenden Holz-Beton-Verbunddecken mit gestoßenen Holzträgern, mit hoher Genauigkeit ermittelt werden kann.

3. Modellentwicklung und Bemessungsvorschlag (AP 3)

3.1. Verifikation des numerischen Modells (iBHolz)

Mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode ist es durch eine gezielte Modellierung des Betongurtes möglich, das nichtlineare Rissverhalten der Stahlbetonbauweise zu berücksichtigen. Ähnlich wie analytische Ansätze kann das FE-Modell in Abhängigkeit der vorliegenden Komplexität jedoch nur eine reduzierte Abstraktion der Realität darstellen. Im Zusammenhang mit der FE-Modellierung führen nachfolgende Gesichtspunkte der Modellvereinfachungen bzw. Modellierungsansätze zu einer Diversität, die im Vergleich zum realen Tragverhalten mit Modellunsicherheiten unterschiedlicher Ausprägung behaftet sein können.

- unterstellte Stoffgesetze
- Materialanisotropie
- homogene Verteilung der Materialkenngrößen innerhalb des Bauteils
- Streuung der Materialkenngrößen
- Linearisierung der Dehnung über die Querschnittshöhen
- lineares Tragverhalten der Verbundmittel
- keine Aktivierung von Reibung in der Verbundfuge
- Modellabstraktion
- Idealisierung des Bauteils mit geeigneten Strukturelementen (Stab-, Flächen-, Volumenelemente)
- Architektur der FEM

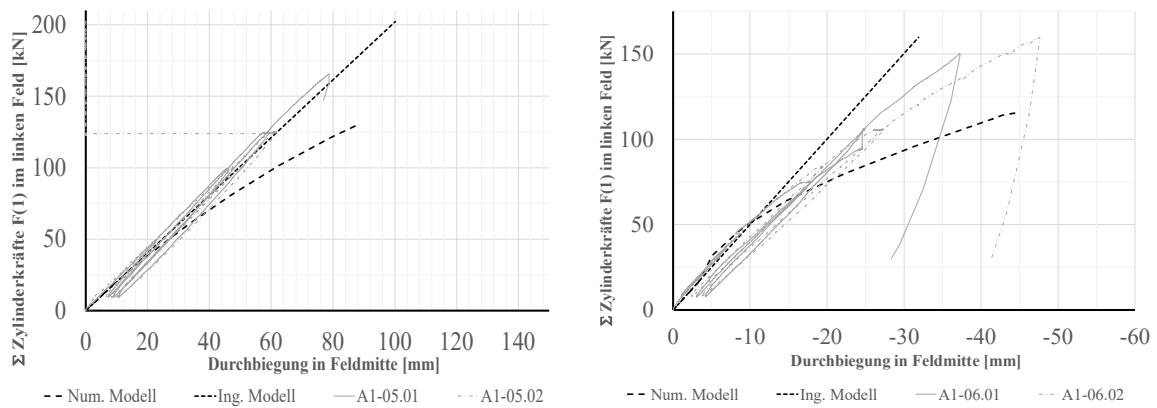
Die materialbezogene Nichtlinearität kommt allein durch den Einsatz des Verbundbaustoff Stahlbeton zum tragen. Unter Druckbeanspruchung zeichnet sich der Beton zwar ebenfalls durch ein nichtlineare Charakteristik aus, die jedoch von der um ein vielfaches geringen Zugfestigkeit maßgeblich geprägt wird. In diesem Fall wirkt er als Verbundquerschnitt und aktiviert somit den Betonstahl. Mit der Abbildung der Nichtlinearität geht immer ein erhöhter Rechenaufwand einher, der auch zu Konvergenzproblemen führen kann. Der entscheidende Vorteil für die im Rahmen des Projektes genutzten Berechnungssoftware liegt jedoch im Erfassen der Nichtlinearität des Stahlbetonquerschnittes, die das Trag- und Verformungsverhalten mit den notwendigen Iterationsschritten automatisiert abbildet.

Mit dem im Kapitel 1.1 vorgestellten numerische Modell sollen die Messergebnisse der durchgeführten großmaßstäblichen Versuche mit durchlaufenden Holzquerschnitt (am Zwischenuflager) nachvollzogen werden. Dazu wurden die vorhandenen Querschnittsgeometrien, Bewehrungsmengen und Materialsteifigkeiten gemäß Tabellen Tabelle 2.2 und Tabelle 2. im Modell adaptiert. Zur Erfassung des „tension-stiffening“ Effektes wurde für die Erstrissbildung der Mittelwert der Zugfestigkeit entsprechend Tabelle 2.6 und Gleichung (2-2) in Ansatz gebracht.

Für die Vergleichbarkeit der Berechnung mit den Versuchsergebnissen sind die Kraft-Momenten(HBV)- und Kraft-Verformungs-Beziehung an den charakteristischen Systemstellen der Versuchsträger von besonderem Interesse und können der Anlage A.1.10 entnommen werden. Darüber lassen sich erste Erkenntnisse zur Gesamtsteifigkeiten des Verbundträgers ableiten. Für die Felder mit positiver Momentenbeanspruchung ist in Abbildung 3.1 die Kraft-Verformungs-Beziehung für die Serie A1-05 mit positiver Durchbiegung und für die Serie A1-06 mit negativer Durchbiegung dargestellt.

Abbildung 3.1

Kraft-Verformungs-Beziehung

links: Serie A1-05 im ersten Feld $x = 4,45$ m – rechts: Serie A1-06 im zweiten Feld $x = 4,45$ m

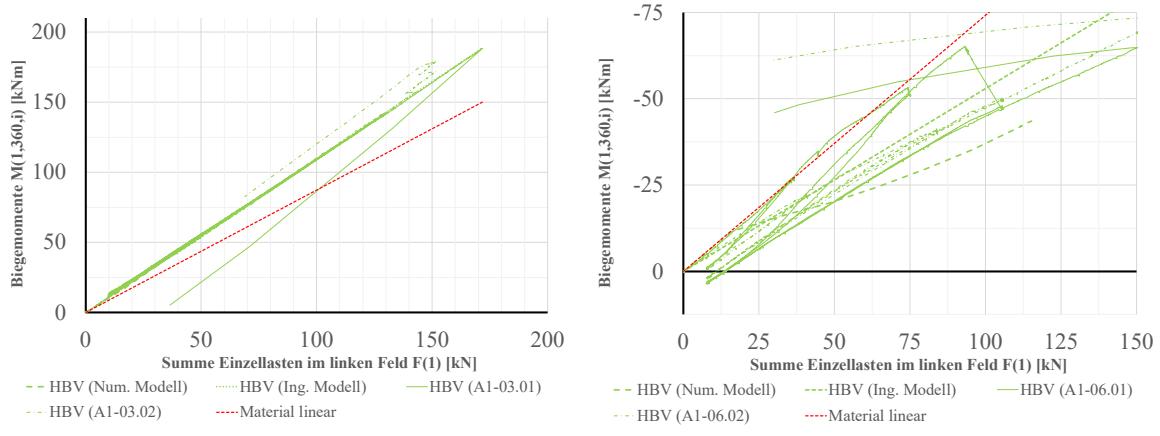
Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass das numerische Modell die Durchbiegungen des Versuchsträgers überschätzt. Abbildung 3.1 stellt die beiden Serien mit den größten Diskrepanzen in Höhe von ca. 33% dar. Ausgehend vom Mittelwert einer Serie fällt die Abweichung für die Serien mit kleiner Schrauben- und Bewehrungsdichte geringer aus.

Dieser Zusammenhang spiegelt sich auch bei der Betrachtung des globalen Biegemomentes (auflagerkraftbezogen) wieder. Abbildung 3.2 verdeutlicht das an den Serien A1-03 und A1-06. Während die Grafen beider Versuchsträger und des numerischen Modells für die Serie A1-03 deckungsgleich verlaufen, deutet der Graf des numerischen Modells im Vergleich zum Versuchsträger für die Serie A1-05 eher auf das Unterschätzen der Steifigkeiten im negativen Momentenbereich hin. Diese Zusammenhänge zeichnen sich unabhängig von der betrachteten Stellen im positiven oder negativen Momentenbereich für sämtliche Serien ab.

Abbildung 3.2

Kraft-Momenten(HBV)-Beziehung

links: Serie A1-03 im ersten Feld $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-06 im zweiten Feld $x = 0,50$ m

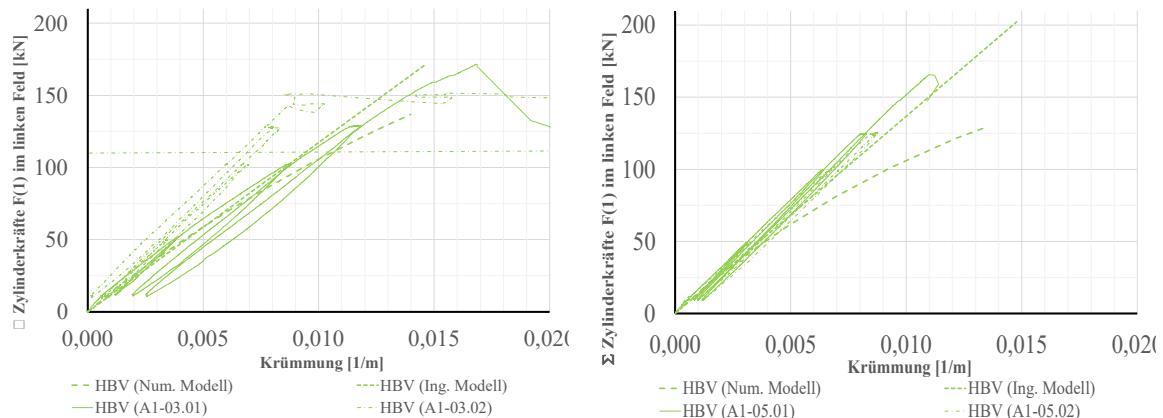
Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die in Abbildung 3.2 ausgewiesenen roten Grafen sollen den Zusammenhang für eine Betrachtung auf Grundlage von linearen Materialverhalten (Beton) zeigen und somit die Abweichungen verdeutlichen.

Aus den in Kapitel 2.1.5 genannten Gründen scheidet eine valide Gegenüberstellung der Ergebnisse für die charakteristischen Stellen in den negativen Momentenbereich aus, sodass nachfolgend ausschließlich die positiven Momentenbereiche beurteilt werden können.

Grundsätzlich können diese Bereiche für die Momenten-Krümmungs-Beziehung des HBV-Querschnitts dadurch beschrieben werden, dass das numerische Modell im Vergleich zu den experimentellen Daten geringere Steifigkeiten erzeugt, deren Divergenz mit steigender Last anwächst, siehe Abbildung 3.3.

Abbildung 3.3
Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 im zweiten Feld $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-05 im ersten Feld $x = 3,40$ m

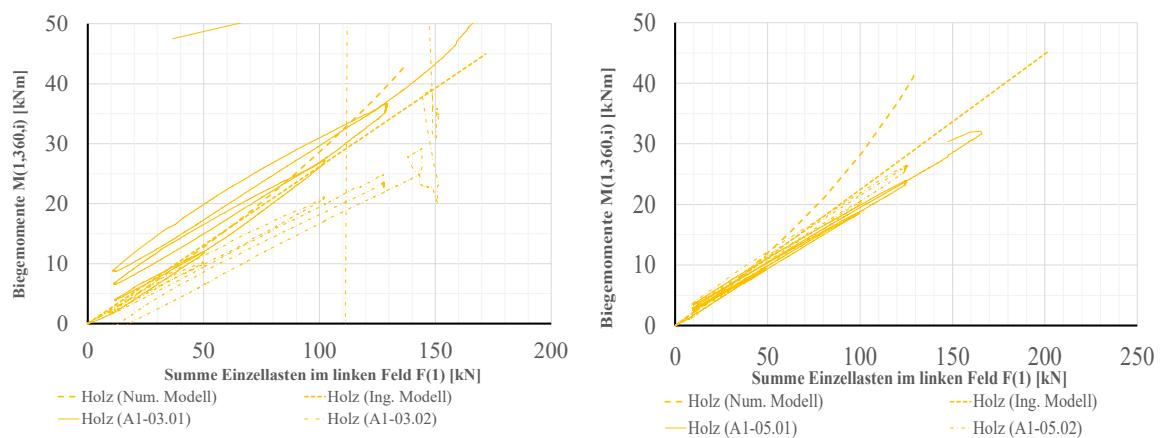


Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Die Abweichungen zwischen den beiden Feldern sind unterschiedlich. Die Abweichungen im ersten Feld sind größer zu interpretieren.

Für die Betrachtung der Biegemomente in den Teilquerschnitten zeigt Abbildung 3.4 den nichtlinearen Biegemomentenzuwachs im Holzquerschnitt bei zunehmenden Beanspruchungsniveau.

Abbildung 3.4
Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 im zweiten Feld $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-05 im ersten Feld $x = 3,40$ m

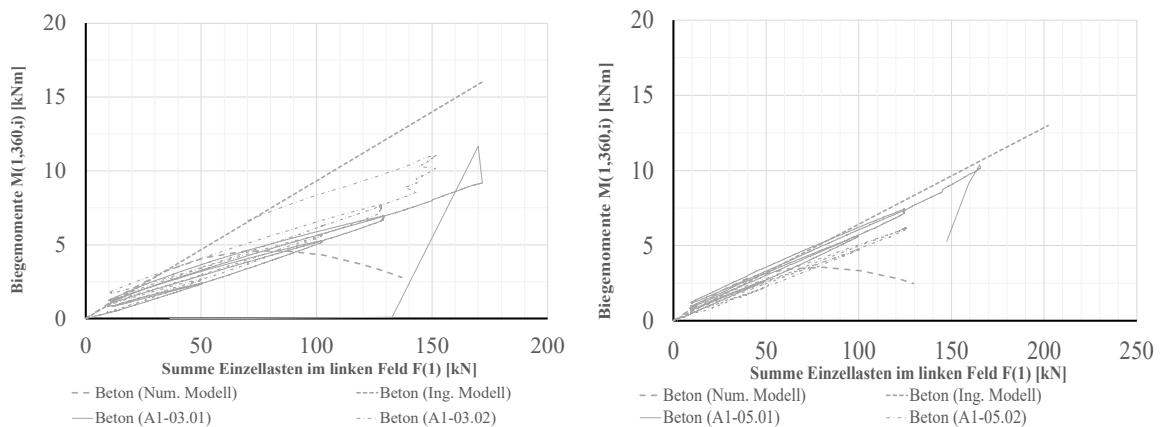


Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

Dieses Verhalten zeichnet sich für das numerische Modell auch am Zwischenauflager ab. Das ließe den Rückschluss zu, dass die Steifigkeit des Holzes höher eingestuft wird bzw. das zuvor beschriebene Unterschätzen der Steifigkeit des HBV-Querschnittes am Zwischenauflager zu einer Umlagerung der Biegemomente (Holz) in das Feld führt. Denkbar wäre ebenfalls, dass die Steifigkeit in der Verbundfuge der Versuchsträger möglicherweise größer ausfällt. Gesamtheitlich gesehen würde diese Effekte auch eine Erklärung dafür sein, dass die Durchbiegungen der Versuchsträger etwas geringer ausfallen.

Einen weiteren Hinweis auf die zuvor beschriebene Zunahme der Biegemomente im Holzquerschnitt kann die Abnahme der Steifigkeit des Betonquerschnitts bei steigender Belastung geben. Der nichtlineare Verlauf der Grafen in Abbildung 3.5 schließt eine derartige Möglichkeit für das numerische Modell nicht aus. Mit steigender Beanspruchung scheint die Abweichung gegenüber den Daten der Versuchsträger größer zu werden. Dieses Verhalten entspricht in qualitativer Hinsicht der Zunahme des Biegemomentes im Holzquerschnitt, kann allerdings nicht als alleiniger Aspekt ursächlich sein.

Abbildung 3.5
Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 im ersten Feld $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-05 im zweiten Feld $x = 3,40$ m



Quelle: TU Braunschweig - iBHolz

3.2. Bemessungsvorschlag – Überführung der numerischen Ergebnisse in ein mechanisches Modell (iBHolz)

Ein Ansatz, dem planenden Ingenieur zukünftig eine Bemessungsmöglichkeit für Durchlaufsysteme in HBV-Bauweise zur Verfügung zu stellen, ist der Einsatz von häufig in der Praxis genutzter Berechnungssoftware, die das physikalisch nichtlineare Materialverhalten von Beton nicht abbilden müssen oder können. Der Einfluss der Rissbildung im Betongurt auf die Momentenverteilung könnte näherungsweise dadurch berücksichtigt werden, dass beidseitig der Innenstütze Bereiche El_1 für den gerissenen Betongurt mit einer Länge von ca. 20 % der Stützweite der angrenzenden Felder angesetzt werden, siehe Abbildung 1.7. Innerhalb des genannten Trägerabschnittes werden die Dehn- und Biegesteifigkeiten des Betonquerschnittes durch die des Betonstahls ersetzt. Am Holzquerschnitt müssen keine Veränderungen vorgenommen werden. In den übrigen Bereichen wird der ungerissene Betonquerschnitt El_2 angenommen. Die Schnittgrößenermittlung kann dann mithilfe der EDV an einem Zweistabmodell unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten aus den Verbundmitteln erfolgen.

Im Abschlussbericht ist immer wieder der Begriff „mechanisches Modell“ anzutreffen. Dabei handelt es sich um die Beschreibung des zuvor geschilderten Berechnungsmodells, das mit Hilfe von definierten

Vereinfachungen für die Ingenieuranwendung im Alltag handhabbar gemacht werden soll und nachfolgend als ingenieurtechnisches Modell beschrieben wird.

In Abbildung 3.1 bis Abbildung 3.5 bzw. in den Diagrammen der Anlage A.1.10 sind die Ergebnisse des ingenieurtechnischen Modells durch einen Grafen („Ing. Modell“) ergänzt worden, sodass ein direkter Vergleich mit den eingeschränkten Versuchsdaten (siehe Kapitel 3.1) und dem numerischen Modell ermöglicht werden kann.

Das ingenieurtechnische Modell bildet die Steifigkeiten an den charakteristischen Stellen mit einer positiven Momentenbeanspruchung sehr gut ab und zeigt erst bei einem ansteigendem Lastniveau eine leichte Divergenz. Letztere Beobachtungen sind für die Serien A1-04 und A1-06 zunehmend ausgeprägter und unterschätzen die Durchbiegungen im zweiten Feld etwas stärker. Die Diagramme der Kraft-Krümmungs(HBV)-Beziehung in der Anlage A.1.10 zeigen im positiven Momentenbereich bessere Übereinstimmung mit den Versuchsträgern, als das für das numerische Modell der Fall ist.

Eine ähnliche Charakteristik spiegelt sich demnach auch bei der Betrachtung des globalen Biegemomentes (auflagerkraftbezogen) wieder. Die Diagramme zur Kraft-Biegemoment(HBV)-Beziehung in der Anlage A.1.10 verdeutlichen das Verhalten. Während die Grafen der Serien A1-03 und A1-05, auch im negativen Momentenbereich, gegenüber den Grafen der Versuchsträger nahezu deckungsgleich verlaufen, deuten sich mit zunehmender Belastung im negativen Momentenbereich der Serien A1-04 und A1-06 vergrößerte Abweichungen gegenüber den Versuchsträgern ab. Das ingenieurtechnische Modell überschätzt die Steifigkeiten im Vergleich zum Versuchsträger. Gegenüber einer Betrachtung mit linearen Materialverhalten (roter Graf) fallen die Ergebnisse jedoch noch deutlich besser aus.

Für die Betrachtung der Biegemomente in den Teilquerschnitten zeigt das ingenieurtechnische Modell gegenüber den Versuchsträgern eine leichte Abweichung, die mit zunehmenden Beanspruchungsniveau anwächst. Weiterhin ist festzustellen, dass für den positiven Momentenbereich die Momente im ersten Feld eher etwas überschätzt, im zweiten Feld etwas unterschätzt werden. Im Vergleich zum numerischen Modell ist bei den Serien A1-03 und A1-05 am Zwischenaulager zu beobachten, dass die Abweichungen der Biegemomente im Holzquerschnitt mit zunehmender Schrauben- und Bewehrungsdichte größer ausfallen. Dieser Aspekt tritt bei den Serien A1-04 und A1-06 im negativen Momentenbereich genau entgegengesetzt in Erscheinung.

Die Steifigkeit des Betonquerschnitts wird grundsätzlich im positiven Momentenbereich überschätzt und nimmt mit steigender Belastung zu. Dieser Zusammenhang ist in der Gegenüberstellung sowohl für die Daten der Versuchsträger als auch für das numerische Modell zu beobachten.

3.3. Anpassung von Eingangsgrößen zur Minimierung der Abweichungen zwischen Modell und numerischer Berechnung (iBHolz)

Für die im Rahmen des Projektes untersuchten Konstellationen und Parameter können für das Kurzzeittragverhalten aus dem numerischen Modell für das vorgestellte ingenieurtechnische Modell für nahezu symmetrische Lastbilder die nachfolgenden Adaptionen abgeleitet werden. Die Abstraktion einer HBV-Decke mit flächigen Holzbauteilen lässt sich mit Hilfe eines Zweistabmodells realisieren. Eine stetig linearisierte Dehnungsverteilung über die gesamte Höhe des HBV-Querschnitt darf nicht unterstellt werden. Das Berechnungsmodell muss die durch die Verbundmittel hervorgerufene Nachgiebigkeit auf Höhe der Verbundfuge ausreichend abbilden können. Innerhalb des negativen Momentenbereich ist der Stahlbetonquerschnitt als gerissen anzusehen. In diesem Abschnitt ist der Querschnitt durch die geplante Querschnittsmenge des Betonstahls zu ersetzen und kann in Höhe des Schwerpunktes vom Betongurt angeordnet werden. Beidseitig der Innenstütze wird für den gerissenen Betongurt eine Länge von ca. 20 % der Stützweite der angrenzenden Felder angesetzt. Eine

Berücksichtigung der verstifende Wirkung durch den Beton, dem sogenannten „tension-stiffening“ Effekt, ist nicht erforderlich. Der verbleibende Betongurt kann als ungerissen betrachtet werden, sodass hierfür ein Beton mit linearem Materialverhalten definiert werden kann.

4. Zuverlässigkeitssanalyse des vereinfachten Gesamtsystems (AP 4)

4.1. Allgemeines (HBC)

Bei der Bemessung von Tragwerken werden Festigkeiten der Werkstoffe und Belastungsgrößen verwendet, die auf Grundlage probabilistischer Modelle ermittelt wurde. Daher muss davon ausgegangen werden, dass diese Parameter einer statistischen Streuung unterliegen und eine 100%-ige Sicherheit der Tragwerke somit nicht erreicht werden kann, da nicht alle Gefährdungen ausgeschlossen werden können. In [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] ist definiert, dass Bauteile als standsicher bezeichnet werden können, wenn sie eine Versagenswahrscheinlichkeit von 1:1.000.000 innerhalb eines Jahres aufweisen. Entsprechend der Kopplung der Wahrscheinlichkeiten nimmt die akzeptierte Wahrscheinlichkeit eines Versagens mit zunehmendem Standdauer zu. Im Folgenden werden die Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie anhand der Arbeiten von [Faber, 2007; DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010; JCSS, 2001a; Köhler u. a., 2012; Honfi, 2013; Melchers u. Beck, 2017] erläutert.

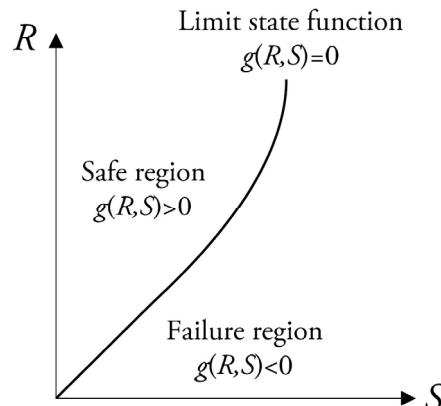
Ein grundlegendes Konzept der Zuverlässigkeitstheorie ist das Prinzip des Grenzzustands. Als Grenzzustand eines Bauteils wird der Zustand bezeichnet, in dem es nicht mehr alle zuvor definierten Anforderungen erfüllt. Für die Anwendung wird daher der Grenzzustand mit einer Grenzzustandsfunktion beschrieben. Im einfachen Fall des Versagens eines Bauteils kann die Grenzzustandsfunktion wie folgt definiert werden:

$$g(R, S) = R - S \begin{cases} < 0 & \rightarrow \text{Versagen} \\ \geq 0 & \rightarrow \text{Überleben} \end{cases} \quad (4.1)$$

Wobei R den Widerstand des Bauteils beschreibt und S die Einwirkungen (Beanspruchung) auf das Bauteil darstellt.

Die Grenzzustandsfunktion definiert in diesem vereinfachten Fall nach Abbildung 4.1 einen auf der sicheren und einen auf der unsicheren Seite liegenden Bereich.

Abbildung 4.1
Interpretation der limit-state-function



Quelle: [Honfi, 2013]

In diesem vereinfachten Zuverlässigkeitssfall sind R und S stochastische Variablen mit bestimmten Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen (PDFs). Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f des Bauteils kann wie folgt bestimmt werden:

$$P_f = P[g(R, E) \leq 0] \quad (4.2)$$

Die daraus resultierenden Folgen eines möglichen Versagens eines Bauteils oder eines Tragwerks, bestimmen in [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] den Zielwert des Zuverlässigkeitssindexes. Dieser Zusammenhang zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit P_f und dem Zuverlässigkeitssindex β ist in nachfolgender Tabelle 4.1 ersichtlich.

Tabelle 4.1: Beziehung zwischen β und P_f [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010].

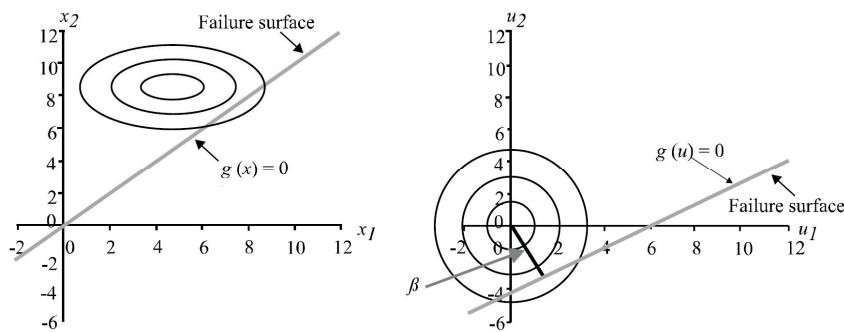
P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Dabei folgen die Versagenswahrscheinlichkeit P_f und der Zuverlässigkeitssindex β folgender mathematischer Beziehung:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.3)$$

Wobei der Zuverlässigkeitssindex (β -Index) den geringsten Abstand der Grenzzustandsgleichung zur Spitze der Dichteverteilung beschreibt. Dieser Abstand ist in der nachfolgenden Abbildung 4.2 ersichtlich.

Abbildung 4.2
Darstellung eines zweidimensionalen Falles mit einer linearen Grenzzustandsfunktion und standardisierten normalverteilten Variablen U



Quelle: [Faber, 2007]

Um die Zuverlässigkeit eines Bauteils oder Tragwerks und die damit verbundene Versagenswahrscheinlichkeit in Verbindung mit dem Zuverlässigkeitssindex zu berechnen, gibt es verschiedene Methoden. Prinzipiell können diese in zwei Gruppen aufgeteilt werden: Näherungsverfahren

(z.B. FORM, SORM) und Simulationsverfahren. Einen Überblick der verschiedenen Verfahren einer Zuverlässigkeitsanalyse sind in [Melchers u. Beck, 2017] gegeben.

In dieser Arbeit wird zur Bestimmung der Zuverlässigkeit die klassische Monte-Carlo-Simulationsmethode (MC) verwendet. Dabei wird angenommen, dass eine Zufallsvariable durch eine Menge statistisch unabhängiger Zufallsvariablen dargestellt werden kann. Das Ergebnis der Grenzzustandsgleichung kann dann für jede Simulation vorhergesagt werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f lässt sich nach einer unendlichen Anzahl an Simulationen n vorhersagen. Dabei ist n_f die Anzahl der Simulationen, die in Abbildung 4.1 im Bereich des Versagens liegen und das Ergebnis der Grenzzustandsgleichung somit < 0 ist.

$$P_f = P(g(R - S) \leq 0) = \lim_{x \rightarrow \infty} \frac{n_f}{n} \quad (4.4)$$

Es ist offensichtlich, dass mit zunehmender Anzahl von Simulationen n das Endergebnis präziser wird. Im Bereich der Zuverlässigkeitsanalyse von Bauteilen oder Bauwerken ist es üblich, Versagenswahrscheinlichkeiten von $P_f \leq 10^{-6}$ zu bestimmen. Daher werden i. d. R. $n = 10^8$ Simulationen benötigt, um aussagekräftige Ergebnisse erzielen zu können. Dies ist Grund dafür, dass in dieser Arbeit lediglich $n \approx 10^3 - 10^4$ Simulationen durchgeführt wurden und anschließend der Zuverlässigkeitsindex über eine Näherung der Verteilungsfunktion der Grenzzustandsgleichung berechnet wurde. Diese Berechnung ist in der nachfolgenden Gleichung (4.5) dargestellt.

$$\beta\text{-Index} = \frac{\mu(g(R, E))}{\sigma(g(R, E))} = \text{Z-Wert der normierten Normalverteilung} \quad (4.5)$$

mit $\mu(g(R, E))$ Mittelwert der Grenzzustandsgleichung in Abhängigkeit des Widerstands R und der Einwirkung E

$\sigma(g(R, E))$ Standardabweichung der Grenzzustandsgleichung in Abhängigkeit des Widerstands R und der Einwirkung E

Die Methode nach Gleichung (4.5) erlaubt eine Ermittlung der Verteilungsfunktion der Grenzzustandsgleichung mit Hilfe der Monte-Carlo-Simulation. Die dabei wichtigen Kennwerte sind i. d. R. der Mittelwert μ und die Standardabweichung σ . Da diese Faktoren i. d. R. recht bald jeweils gegen einen Wert konvertieren, sind für die Bestimmung dieser Werte weniger Einzelberechnungen notwendig. Sind diese Werte konvergiert, kann der Sicherheitsindex β durch Gleichung (4.5) bestimmt werden.

4.2. Modellbildung (HBC)

Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit einer Spannweite größer 6 m ist i. d. R der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, also die vertikale Verformung in Feldmitte, bei der Bemessung maßgebend. Daher wird im Folgenden eine Zuverlässigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durchgeführt, um zu überprüfen, welche zusätzlichen statistischen Streuungen durch die Anbringung einer Drehfeder, zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung, auftreten. Ziel ist dabei zu überprüfen, ob die nach [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] geforderte Zuverlässigkeit des Gesamtsystems weiterhin gegeben ist.

Der erste Teil des Eurocodes [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] definiert dabei Lastkombinationen für die jeweiligen Bemessungssituationen. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden dabei die Lastkombinationen (i) charakteristisch, (ii) häufig und (iii) quasi-ständig gegeben. Da im Rahmen dieser Arbeit ausschließlich das Kurzzeitverhalten untersucht wird, wird im Folgenden die charakteristische

Lastkombination in Gleichung (4.6) betrachtet, die normalerweise eine irreversible Schädigung eines Systems beschreibt [Honfi u.a., 2012].

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.6)$$

Wobei G_k den charakteristischen Wert der ständigen Einwirkung (i.d.R Mittelwert), Q_k der charakteristische Wert der variablen Einwirkung (i.d.R der 98%-ige Fraktilwert für einen Referenzzeitraum von einem Jahr) und ψ_0 den ständigen Anteil der Begleiteinwirkungen beschreibt.

Zur Beschreibung der vertikalen Verformungen gibt [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010] die in Tabelle 4.2 angegebenen Grenzwerte. Daraus ist zu erkennen, dass bei der Betrachtung des Kurzzeitverhaltens ein Grenzwert von $L/300$ für u_{inst} angegeben wird. Dies ist Grund dafür, dass in der folgenden Zuverlässigkeitssanalyse ausschließlich dieser Grenzwert als maximale Verformung betrachtet wird.

Tabelle 4.2: Grenzwerte der vertikalen Verformung in Feldmitte aus [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010].

u_{inst}	$u_{net,fin}$	u_{fin}
$L/300 - L/500$	$L/250 - L/350$	$L/150 - L/300$

In der vorliegenden Arbeit wird ein Versagen der Gebrauchstauglichkeit dann angenommen, wenn eine Durchbiegung infolge von Biegung eine zulässige Durchbiegungsgrenze überschreitet. Für die probabilistische Berechnungen kann dieses Versagen durch die mit Gleichung (4.7) angegebene Grenzzustandsgleichung beschrieben werden [Honfi u.a., 2012]:

$$g(\mathbf{X}) = g(\delta_{limit}, \delta_{max}) = \theta_R \delta_{limit} - \theta_E \delta_{max} \quad (4.7)$$

Wobei $\mathbf{X} = x_1, \dots, x_n$ der Vektor der Basisvariablen, δ_{limit} die zulässige Durchbiegungsgrenze und δ_{max} die maximale Durchbiegung des Trägers ist. θ_E beschreibt dabei die Modellunsicherheit der Einwirkung, und θ_R die Modellunsicherheit des Widerstands. Die statistischen Eigenschaften der Modellunsicherheiten sind in Tabelle 4.3 zusammengestellt.

Tabelle 4.3: Verwendete Modellunsicherheiten nach [Honfi u.a., 2012].

Eigenschaft	X	Verteilung	μ_x	σ_x
Faktor Widerstand	θ_R	Lognormal	1	$0,05\mu_x$
Faktor Einwirkung	θ_E	Lognormal	1	$0,10\mu_x$

Die Wahrscheinlichkeit des Versagens der Gebrauchstauglichkeit ist die Wahrscheinlichkeit der Überschreitung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (GZG):

$$p_f = P[g(\mathbf{X}) \leq 0] \quad (4.8)$$

Der dazugehörige Zuverlässigkeitssindex (β -Index) kann anschließend über die Annäherung der Verteilung der Grenzzustandsgleichung nach Gleichung (4.9) bestimmt werden.

$$\beta = \frac{\mu(g(\delta_{limit}, \delta_{max}))}{\sigma(g(\delta_{limit}, \delta_{max}))} \quad (4.9)$$

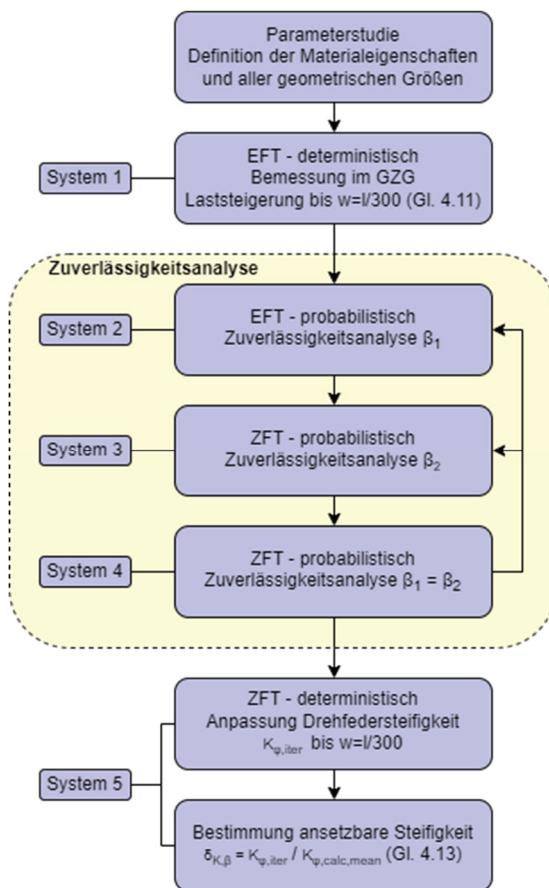
Um zusätzlich die Auswirkungen von veränderlichen Lasten zu untersuchen, wird im Folgenden das Lastverhältnis χ eingeführt, dass das Verhältnis von Verkehrslasten zur Gesamtbelastung beschreibt.

$$\chi = \frac{Q_k}{G_k + Q_k} \quad (4.10)$$

In den folgenden Kapiteln wird die Durchführung der Zuverlässigkeitssanalyse am Gesamtsystem vorgestellt. Diese teilt sich in die Untersuchung von fünf verschiedener Teilsystemen auf. Bei der Modellierung des Gesamtsystems wird der Ansatz aus Kapitel 7 verwendet, wobei ein einseitig elastisch eingespannter Einfeldträger betrachtet wird. Dabei beschreibt die Drehfeder die zusätzliche Steifigkeit, die durch die Durchlaufwirkung für das jeweilige System erzeugt werden kann. Da die Drehfedersteifigkeit, neben Festigkeit und Belastung des eigentlichen Einfeldträgers, eine weitere statistisch streuende Größe ist, wird die Zuverlässigkeit und die damit verbundene Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtsystems beeinflusst. Um die Reduktion der Zuverlässigkeit zu verhindern, wird im Folgenden eine Zuverlässigkeitssanalyse am vereinfachten Gesamtsystem durchgeführt, um die tatsächlich vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit mit der maximal zulässigen aus [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] zu vergleichen. Anschließend soll über die Einführung eines Faktors, der den anzusetzenden Anteil der Drehfedersteifigkeit abmindert, die Zuverlässigkeit des Systems so angepasst werden, dass sie den Anforderungen aus [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] entspricht. Zur Modellierung der Systeme in der Zuverlässigkeitssanalyse wurde die Software Matlab verwendet [MathSoft, 2001].

Der Ablauf der Zuverlässigkeitssanalyse ist in Abbildung 4.3 dargestellt. Grundlage bilden dabei die in der Parameterstudie berechneten Parameterfälle. Diese werden zunächst in System 1 als gelenkig gelagerter Einfeldträger berechnet, wobei die Gesamtbelastung über einen Faktor so lange gesteigert wird, bis eine 100%-ige Ausnutzung im GZG über die Grenze von $l/300$ erreicht ist. Zusätzlich wird dabei jeder zu berechnende Parameterfall für die vier verschiedene Verbundbeiwerte $\gamma_1 = 0,25; 0,50; 0,75; 1,00$ berechnet. Anschließend wird in System 2 im Rahmen einer Zuverlässigkeitssanalyse der β -Index zu jedem betrachteten System bestimmt. Dieser β -Index wird dabei als β_1 gekennzeichnet. Aufbauend auf System 2 wird in System 3 prinzipiell die gleiche Zuverlässigkeitssanalyse durchgeführt, allerdings erhält der gelenkig gelagerte Einfeldträger nun eine einseitige Drehfeder, die das Einfeldträgersystem auf ein durchlaufendes Zweifeldträgersystem erweitert. Dabei wird eine Zuverlässigkeit β_2 erzielt, wobei evident ist, dass diese durch die zusätzlich in das System eingebrachte Drehfedersteifigkeit, im Vergleich zu β_1 höher ist. Anschließend wird in System 4 die Gesamtlast so lange gesteigert, bis $\beta_1 = \beta_2$ ist. In System 5 wird abschließend die Drehfedersteifigkeit der betrachteten Parameterfälle so iteriert, dass die Verformungsgrenze von $l/300$ wieder eingehalten ist. Diese gefundene Drehfedersteifigkeit wird anschließend mit der aus berechneten Drehfedersteifigkeit verglichen, wobei ersichtlich wird, welcher Anteil der Drehfedersteifigkeit angesetzt werden kann, ohne die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems negativ zu beeinflussen. Die dabei verwendeten Teilsysteme werden in den nachfolgenden Kapiteln erläutert.

Abbildung 4.3
Ablauf der Zuverlässigkeitssanalyse am vereinfachten Gesamtsystem

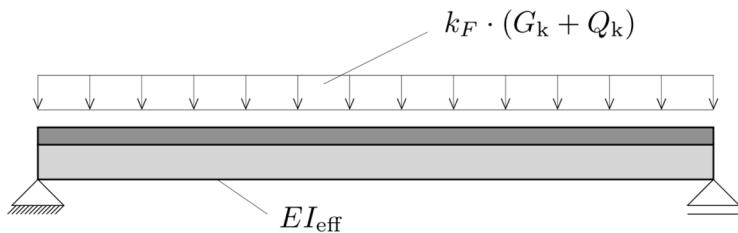


Quelle: Hochschule Biberach

4.3. System 1: Bemessung des gelenkig gelagerten Einfeldträgers (HBC)

Als Ausgangssystem für die Durchführung einer Zuverlässigkeitssanalyse am vereinfachten Gesamtsystem wird ein gelenkig gelagerter Einfeldträger in Abbildung 4.4 betrachtet. Dabei erfolgt eine Bemessung aller Systeme aus der in Kapitel 7 durchgeführten Parameterstudie, im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit wird dabei das γ -Verfahren verwendet [Dias u. a., 2018]. Um den Einfluss des Verbundverhaltens zu untersuchen, wird jeder Parameterfall mit vier verschiedenen Verbundbeiwerten $\gamma_1 = 0,25; 0,50; 0,75; 1,00$ berechnet.

Abbildung 4.4

System 1: Bemessung des gelenkig gelagerten Einfeldträgers im GZG, damit $\delta_{max} = l/300$ 

Quelle: Hochschule Biberach

Innerhalb der Berechnung von System 1 wird der Lastfaktor k_F über das Newton-Iterationsverfahren [Kohn u. Tamm, 2019] so lange iteriert, bis die maximale Verformung in Feldmitte δ_{max} nach Gleichung (4.11), den Zielwert von $\frac{l}{300}$ erreicht.

$$\delta_{max} = u_{inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{L^4}{EI_{eff}} \cdot k_F \cdot (G_k + Q_k) \stackrel{!}{=} \frac{l}{300} \quad (4.11)$$

mit L Spannweite des Einfeldträgers

EI_{eff} Effektive Biegesteifigkeit des Verbundträgers (Berechnung über γ -Verfahren)

k_F iterativ angepasster Faktor zur Steigerung der Gesamtbelastrung

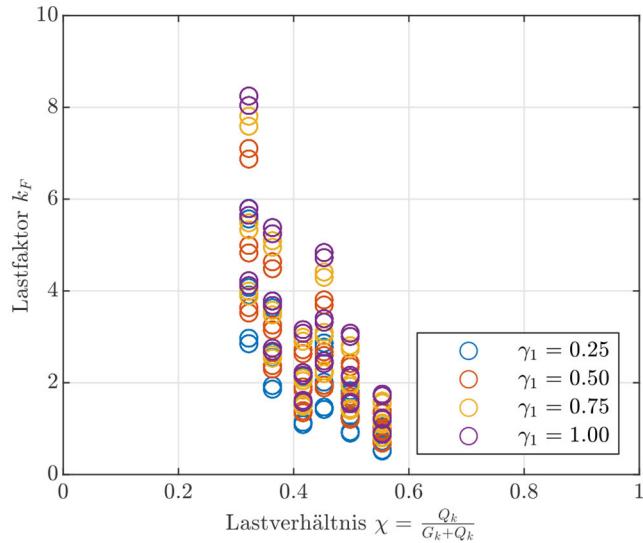
G_k Mittelwert des Eigengewichts (Wichte von Holz und Beton)

Q_k charakteristische veränderliche Belastung nach [JCSS, 2001b]

Durch die Iteration der Belastung über den Faktor k_F ist sichergestellt, dass bei allen betrachteten Parameterfällen eine 100%-ige Ausnutzung im GZG erzielt wird. Nachfolgend ist in Abbildung 4.5 das Ergebnis für k_F in Abhängigkeit des Lastverhältnisses χ und den vier unterschiedlichen Verbundbeiwerten γ_1 grafisch dargestellt.

In Abbildung 4.5 wird ersichtlich, dass sich mit den in betrachteten Parameterfällen insgesamt sechs verschiedene Lastverhältnisse für χ ergeben. Außerdem wird deutlich, dass für das Erreichen einer vertikalen Verformung in Feldmitte von $l/300$, die Last in der Regel mit dem Faktor k_F erhöht werden muss und k_F nur bei einer geringen Anzahl zu einer Verringerung der Gesamtbelastrung führt.

Abbildung 4.5
Lastfaktor k_F zur Steigerung der Verformung bis $l/300$ am gelenkig gelagerten Einfeldträger für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1

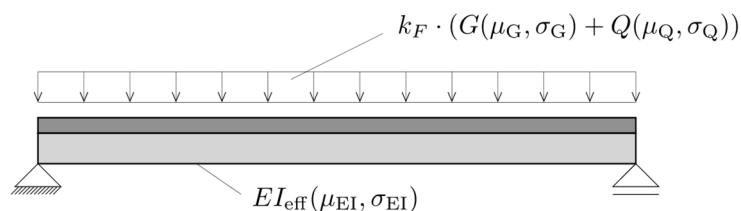


Quelle: Hochschule Biberach

4.4. System 2: Zuverlässigkeitsanalyse am gelenkig gelagerten Einfeldträger (HBC)

Auf Grundlage von den in System 1 definierten Systemen mit einer 100%-igen Ausnutzung im GZG wird in System 2 der Zuverlässigkeitsindex β von jedem Parameterfall bestimmt. Dazu ist das berücksichtigte System 2 in Abbildung 4.6 grafisch dargestellt. Dabei bilden nach Kapitel 2 generierte korrelierende Materialparameter die Eingangsgrößen der Berechnung. Zu erwähnen ist, dass durch die Berücksichtigung der Dichte der Materialien in der Korrelation, sowohl die Last-, als auch die Widerstandseite voneinander abhängig ist.

Abbildung 4.6
System 2: Zuverlässigkeitsanalyse am gelenkig gelagerten Einfeldträger



Quelle: Hochschule Biberach

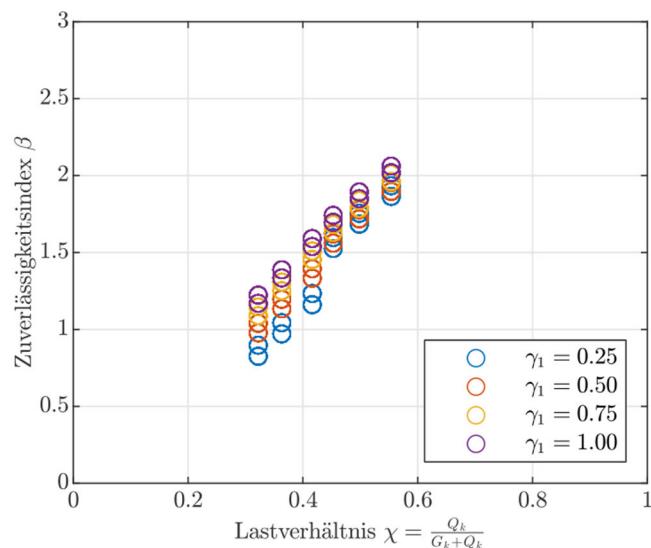
Zur Modellierung der veränderlichen Belastung wurde der Ansatz aus [JCSS, 2001a; Honfi, 2013] verwendet. Dabei kann die nachfolgende Gleichung (4.12) zur Berechnung des Mittelwerts der veränderlichen Belastung auf Basis des charakteristischen Belastungswertes (98%-Quantilwert) aus System 1 verwendet werden. Dabei wird die Verteilung im oberen Bereich über eine Gumbel Verteilungsfunktion nach [Honfi u.a., 2012] abgebildet.

$$\frac{\mu_Q}{Q_k} = \frac{1}{(-\ln(-\ln(0,98)) - 0,5772) \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot V_Q + 1} \quad (4.12)$$

- mit μ_Q Mittelwert der veränderlichen Belastung
 Q_k charakteristischer Belastungswert (98%-Quantilwert)
 V_Q Variationskoeffizient (CoV) der veränderlichen Belastung

Der Faktor k_F aus System 1 dient dabei zur Erhöhung des Mittelwerts der Gesamtbelaistung, wobei zusätzlich auch die Vergrößerung der damit eintretenden Streuungen über die Berechnung der Standardabweichung über den Variationskoeffizient der probabilistischen Größen berücksichtigt wird. Über Gleichung (4.9) erfolgt die Bestimmung des Zuverlässigkeitsexponenten β_1 , bei dem zusätzlich Modellunsicherheiten auf Widerstands- und Einwirkungsseite berücksichtigt werden. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Abbildung 4.7 dargestellt.

Abbildung 4.7
Auswertung des Zuverlässigkeitsexponenten β_1 am gelenkig gelagerten Einfeldträger für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1



Quelle: Hochschule Biberach

In Abbildung 4.7 ist zu erkennen, dass die erzielten Werte deutlich unter der geforderten Ziel-Zuverlässigkeit ($\beta = 2,9$) aus [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] liegen. Außerdem wird deutlich, dass bei einem kleinen Lastverhältnis χ , die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems stark sinkt. Ein Lastverhältnis $\chi \approx 0,5$ entspricht dabei etwa einer Belastung in Bürogebäuden [Honfi u.a., 2012].

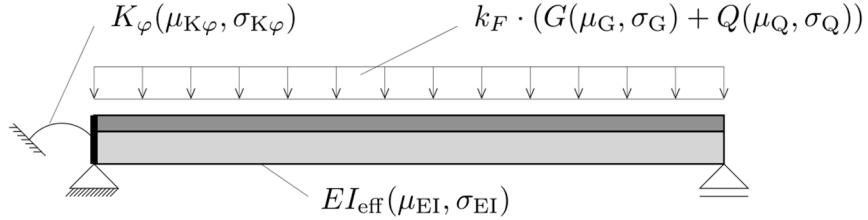
Auf Grundlage der geringen Zuverlässigkeiten aus Abbildung 4.7 wurde bei der Durchführung der Zuverlässigkeit die Entscheidung getroffen, die Gesamtbewertung der Zuverlässigkeit am vereinfachten Gesamtsystem nicht auf Grundlage von nur einem β -Index aus [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] durchzuführen, sondern die Ergebnisse aus Abbildung 4.7 als Referenzsysteme ohne Berücksichtigung der Durchlaufwirkung zu nutzen.

4.5. System 3: Zuverlässigkeitssanalyse am einseitig eingespannten Einfeldträger (HBC)

Das Teilsystem 3 wird aufbauend auf System 2 erstellt. Dabei wird das System in Abbildung 4.8 mit einer einseitig angebrachten Drehfeder zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung versehen. Die dazugehörige Drehfedersteifigkeit wird als unabhängige Stichprobe aus einer nicht parametrischen Verteilungsfunktion jedes einzelnen Falls aus der Parameterstudie gezogen. Anschließend wird analog

zu System 2 eine Zuverlässigkeitssanalyse für die betrachteten Parameterfälle durchgeführt. Innerhalb der Zuverlässigkeitssanalyse kann die vertikale Verformung in Feldmitte nicht mehr über Gleichung (4.11) berechnet werden, da die Drehfeder darin nicht berücksichtigt wird. Daher kann der in [Sülzle, 2023] verifizierte und in Kapitel 7.4.1 erläuterte Ansatz verwendet werden. Hierbei wird über die Berechnung des Stützmoments in Abhängigkeit der Drehfedersteifigkeit die Verformung in Feldmitte bestimmt.

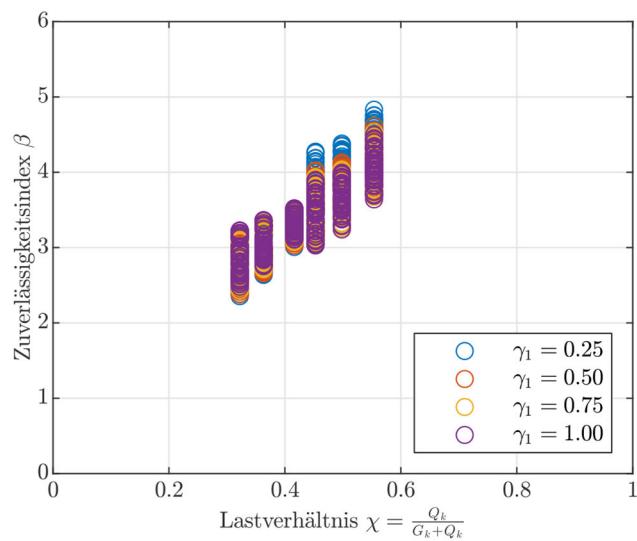
Abbildung 4.8
System 3: Zuverlässigkeitssanalyse am einseitig elastisch eingespannten Einfeldträger zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung (DLW)



Quelle: Hochschule Biberach

Auch hier werden korrelierende Materialkenngroßen als Eingangswerte der Monte-Carlo Simulation genutzt. Die dabei erzielten Ergebnisse der Zuverlässigkeit für alle Parameterfälle in Abhängigkeit des Lastverhältnisses χ und für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1 sind in der nachfolgenden Abbildung 4.9 dargestellt.

Abbildung 4.9
Auswertung des Zuverlässigkeitssindex β_2 am einseitig eingespannten Einfeldträger für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1



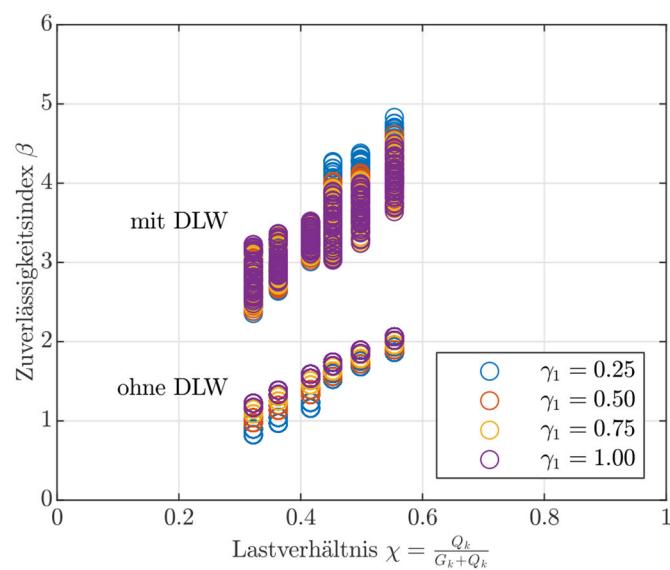
Quelle: Hochschule Biberach

In Abbildung 4.9 ist ersichtlich, dass die Zuverlässigkeit des vereinfachten Gesamtsystems durch die Anbringung einer einseitigen Drehfeder zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung, im Vergleich zu Abbildung 4.7 ohne Drehfeder, deutlich steigt. Dies zeigt, dass das System einen deutlichen Zugewinn an Steifigkeit durch die Drehfeder erfährt, die zu einer höheren Zuverlässigkeit des Systems führt.

4.6. System 4: Rückrechnung auf gefordertes Zuverlässigsniveau (HBC)

In System 4 wird zunächst der Unterschied der erzielten Zuverlässigkeiten aus System 2 und System 3 in Abbildung 4.10 betrachtet. Dabei kennzeichnet die untere Punktewolke die erzielten Zuverlässigkeiten aus System 2, bei dem keine Durchlaufwirkung (DLW) berücksichtigt wurde. Wohingegen bei der oberen Punktewolke die Durchlaufwirkung über eine Drehfeder in System 3 berücksichtigt wurde. Aufbauend darauf wird im vorliegenden System 4 der Lastfaktor k_F aus System erneut iterativ angepasst, sodass in System 3 das gleiche Zuverlässigsniveau erreicht wird. Ziel ist in System 4 also, die Gesamtbelastung über den Lastfaktor k_F so lange zu erhöhen, bis $\beta_1 \approx \beta_2$. Für die Iteration wurde ebenfalls das Newtonverfahren verwendet.

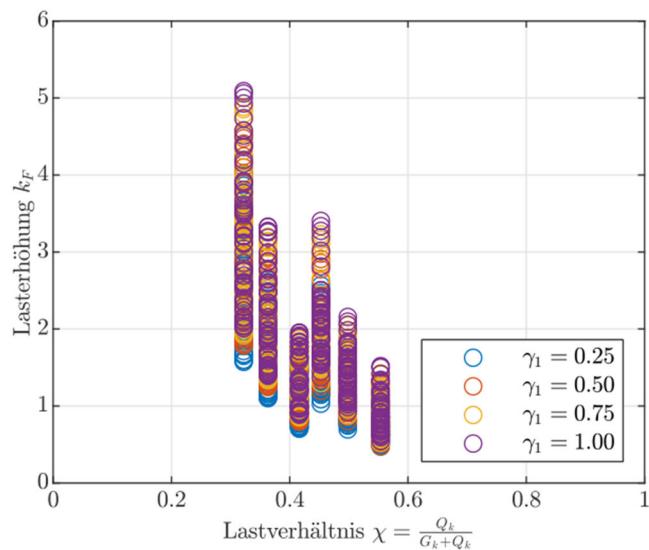
Abbildung 4.10
Vergleich des Zuverlässigsindex β_1 des gelenkig gelagerten Einfeldträgers (ohne DLW) und β_2 des einseitig eingespannten Einfeldträger (mit DLW) für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1



Quelle: Hochschule Biberach

Aus Abbildung 4.11 wird deutlich, wie die Gesamtbelastung über den Faktor k_F angepasst werden muss, dass das geforderte Niveau des β -Index erreicht wird. Allerdings ist durch die Steigerung der Last, die Verformungsgrenze von $l/300$, die in System 1 als Ausgangszustand angenommen wurde, nicht mehr eingehalten.

Abbildung 4.11
Lastfaktor k_F zur Sicherstellung des gleichen Sicherheitsniveau für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1

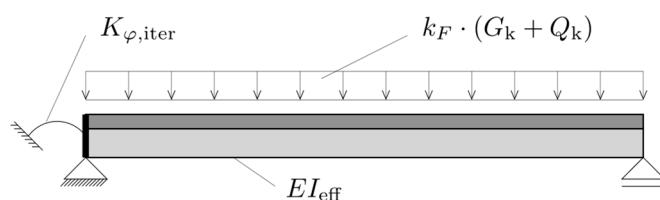


Quelle: Hochschule Biberach

4.7. System 5: Bestimmung der ansetzbaren Drehfedersteifigkeit (HBC)

Zur Einhaltung der maximalen Verformung in Feldmitte von $l/300$ wird mit System 5 eine deterministische Bemessung aller betrachteten Parameterfälle vorgenommen. Dabei werden analog zu System 1, charakteristische Werte (98% -Quantilwerte) für die veränderlichen Lasten angegeben. Diese werden mit Gleichung (4.12) und den mit k_F multiplizierten Mittelwerten aus System 4 berechnet. Innerhalb der Bemessung wird mit Hilfe des Newtonverfahrens die Drehfedersteifigkeit (siehe $K_{\varphi,iter}$ in Abbildung 4.12) so angepasst, damit eine Verformung in Feldmitte von $l/300$ erzielt wird. Auch hier erfolgt die Bestimmung der Verformung des Systems in Abbildung 4.12 über Gleichung (7.9), die den einseitig elastisch eingespannten Einfeldträger beschreibt.

Abbildung 4.12
System 5: Iteration der Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi,iter}$, damit die Verformungsgrenze von $l/300$ eingehalten ist



Quelle: Hochschule Biberach

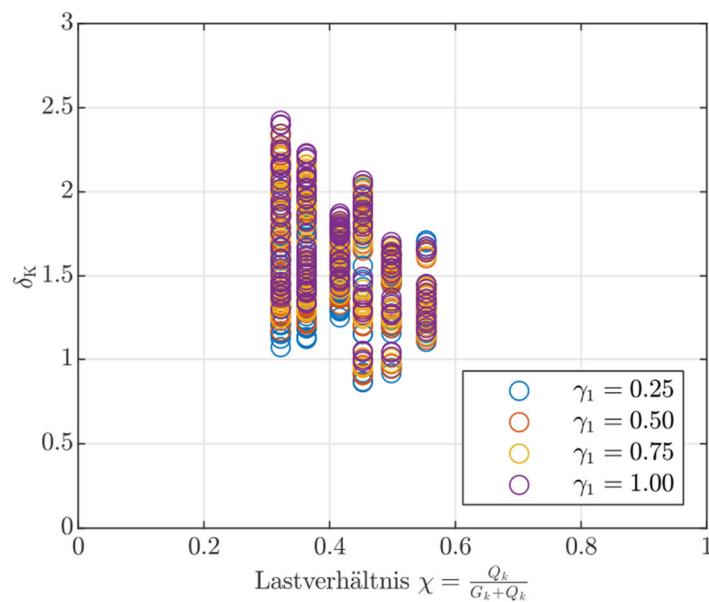
Zur Auswertung, welche Drehfedersteifigkeit im System 5 nach Abbildung 4.12 angesetzt werden kann, um die Verformungsgrenze von $l/300$ und die geforderte Zuverlässigkeit aus System 1 und 2 zu erfüllen, wird in Gleichung (4.13) der Faktor δ_K eingeführt. Dabei wird innerhalb der Auswertung jedes betrachteten Parameterfalls, die anzusetzende Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi,iter}$ iteriert und durch die über den Faktor $k_{mean,1}$ angepasste Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi,calc}$ aus dem Bemessungsvorschlag dividiert. Dies bildet die Grundlage zur Aussage, welche Drehfedersteifigkeit angesetzt werden kann, ohne die Systemzuverlässigkeit negativ zu beeinflussen.

$$\delta_K = \frac{K_{\varphi,\text{iter}}}{k_{\text{mean},1} \cdot K_{\varphi,\text{calc}}} \quad (4.13)$$

- mit $K_{\varphi,\text{iter}}$ iterierte Drehfedersteifigkeit aus Zuverlässigkeitssanalyse
 $K_{\varphi,\text{calc}}$ Drehfedersteifigkeit aus Bemessungsvorschlag
 $k_{\text{mean},1}$ Faktor zur Anpassung des vereinfachten Bemessungsmodells auf die Mittelwert-Kurve des probabilistischen Komponentenmodells

Die Auswertung des Verhältnisses der Drehfedersteifigkeit aus Gleichung (4.13) ist in Abbildung 4.13 dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass die anzusetzende Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi,\text{iter}}$ bei der Mehrheit der untersuchten Parameterfälle größer als die mit Hilfe des Bemessungsvorschlags berechnete Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi,\text{calc}}$ ist. Dies lässt vermuten, dass der entwickelte Bemessungsvorschlag auf Grundlage der Mittelwert-Kurve der Momenten-Rotationsbeziehung des Anschlusses keinen negativen Einfluss auf die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems hat.

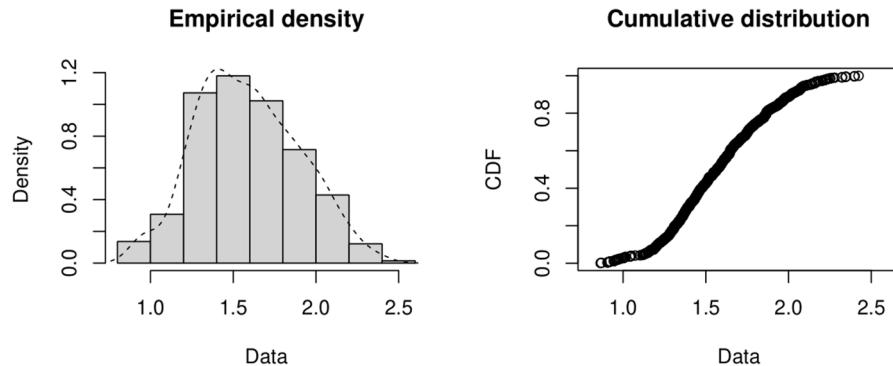
Abbildung 4.13
Faktor δ_K zur Sicherstellung des geforderten Sicherheitsniveaus für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1



Quelle: Hochschule Biberach

Um diese Vermutung zu bestätigen, werden im Folgenden die Ergebnisse von δ_K über eine parametrische Verteilungsfunktion angepasst, sodass der 5%-Quantilwert als Faktor $k_{05,2}$ angegeben werden kann. Zur Erstellung des Fits der Verteilungsfunktion werden die gleichen statistischen Methoden wie in Kapitel 0 verwendet. Zur statistischen Auswertung wird dabei die Programmiersprache R in Verbindung mit dem Paket fitdistrplus verwendet [Delignette-Muller u. Dutang, 2015]. Dabei werden die Ergebnisse von δ_K zunächst als Histogramm und cumulative distribution function (CDF) in Abbildung 4.14 dargestellt.

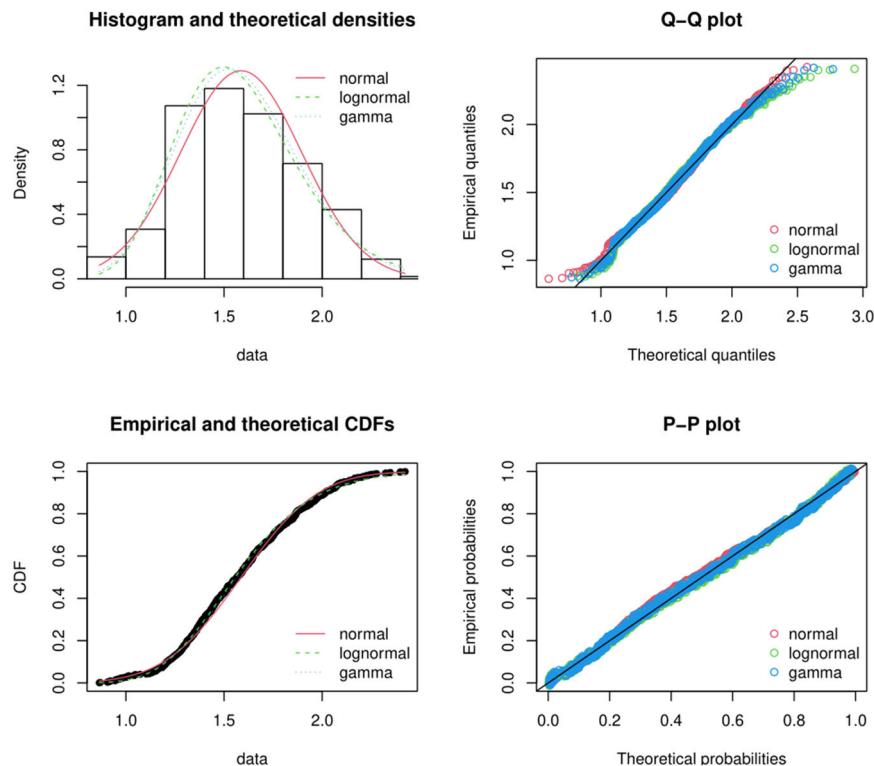
Abbildung 4.14
Grafische Auswertung von δ_K für alle betrachteten Parameterfälle ($\delta_K=\text{Data}$)



Quelle: Hochschule Biberach

Anschließend können die Daten in Abbildung 4.15 über eine Normal-, Lognormal- und Gammaverteilung angenähert werden. Dabei zeigt sich, dass eine Lognormalverteilung die rechts-schiefe Verteilung der Daten sehr gut abbilden. Dies bestätigen auch statistische Tests wie Anderson-Darling, Cramer-von Mises oder Kolmogorov-Smirnov [Delignette-Muller u. Dutang, 2015], bei dem der Fehler der vorliegenden empirischen Daten und der parametrischen Verteilungsfunktion beurteilt wird.

Abbildung 4.15
Anpassung verschiedener Verteilungsfunktionen (normal, lognormal, gamma) auf die vorliegenden Daten ($\text{data}=\delta_K$)



Quelle: Hochschule Biberach

Auf Grundlage der durchgeföhrten statistischen Untersuchungen, stellt eine Lognormalverteilung mit den Parametern aus Tabelle 4.4 eine ausreichend genaue Beschreibung der Daten des Faktors δ_K dar.

Tabelle 4.4: Anpassungswerte der gewählten Verteilungsfunktion.

Eigenschaft	Bezeichnung	Wert [-]
Verteilungsfunktion	Func.	Lognormal
Mean (lognormal)	μ_{lognorm}	0.4424432
Std. (lognormal)	σ_{lognorm}	0.1989967
Mean (normal)	μ_{norm}	1.587631
Std. (normal)	σ_{norm}	0.319087
5%-Quantil	$Q_{05,2}$	1.122011
95%-Quantil	$Q_{95,2}$	2.159256

Der 5%-Quantilwert von $Q_{05,2} = 1.12$ aus Tabelle 4.4 bestätigt, dass die über den Bemessungsvorschlag berechnete Drehfedersteifigkeit im Rahmen Bemessung nicht zusätzlich über einen Faktor abgemindert werden muss, um das geforderte Zuverlässigkeitseiveau aus Teilsystem 2 zu erzielen. Dies bestätigt, dass die dem Bemessungsvorschlag zu Grunde liegende Auswertung über die Mittelwert-Kurve der Momenten-Rotationsbeziehung der durchlaufenden HBV-Decke mit gestoßenem Holzträger keine Verringerung der Zuverlässigkeit des Gesamtsystems nach sich zieht. Auf Grundlage dieser Ergebnisse wird der Faktor $k_{05,2}$ definiert, der den 5%-Quantilwert der Verteilungsfunktion aus Tabelle 4.4 beschreibt.

4.8. Zusammenfassung (HBC)

Im Rahmen des Arbeitspaket 4 wurde eine Zuverlässigkeitssanalyse am vereinfachten Gesamtsystem im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durchgeföhr. Dabei wurde untersucht, inwiefern sich die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems verändert, wenn dieses einen Steifigkeitszugewinn über die Anbringung einer Drehfeder zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung erfährt. Dabei wurde über das in Kapitel 2 entwickelte probabilistische Komponentenmodell die statistische Streuung der Drehfedersteifigkeit berücksichtigt und alle Eingangsgrößen wurden durch statistische Modelle/Verteilungen beschrieben. Die Zuverlässigkeitssanalyse wurde an allen der definierten Parameterfälle durchgeföhrt, um eine zuverlässige Aussage über die Veränderung der Zuverlässigkeit des Gesamtsystems treffen zu können. Die Hauptergebnisse dieser Zuverlässigkeitssanalyse sind:

Die Zuverlässigkeitssanalyse ergibt, dass weniger als 2% der ausgewerteten Parameterfälle eine geringere, als die im [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] geforderte Zuverlässigkeit aufweisen. Dies bestätigt, dass der in Kapitel 0 entwickelte Bemessungsvorschlag, der auf Grundlage der Mittelwertkurve der Momenten-Rotationsbeziehung erstellt wurde, die statistische Streuung der Anschlusssteifigkeit ausreichend genau berücksichtigt.

Die anzusetzende Drehfedersteifigkeit kann nach Gleichung (8.33) bestimmt werden, wobei der Faktor $k_{05,2}$ zur Anpassung der Zuverlässigkeit zu 1,0 angenommen werden kann, sodass im Rahmen der Bemessung die Drehfedersteifigkeit aufgrund der Zuverlässigkeit des Gesamtsystems nicht abgemindert werden muss.

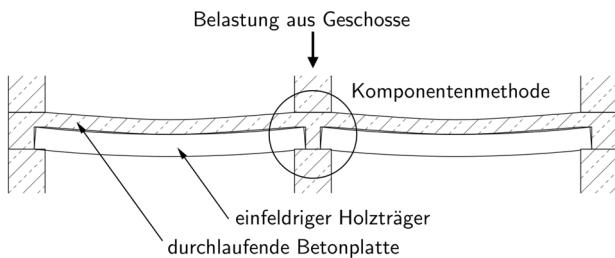
Abschließend ist zu erwähnen, dass zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Notwendigkeit besteht, eine weitere Zuverlässigkeitssanalyse durchzuföhren, bei der eine Grenzzustandsfunktion auf Spannungsniveau verwendet wird, die ein Materialversagen des Systems beschreibt.

5. Einfluss Stoß (AP 5)

5.1. Allgemeines (HBC)

Um durchlaufende HBV-Decken realisieren zu können, ist es notwendig, ein Modell zu entwickeln, das das Steifigkeitsverhalten in Bereichen mit negativen Biegemomenten zuverlässig beschreibt. In diesem Kapitel wird die Entwicklung eines auf der Komponentenmethode basierenden, rein deterministischen mechanischen Modells beschrieben, um die Momenten-Rotationsbeziehung über dem Mittelauflager eines zweifeldrigen Holz-Beton-Verbundträgers zu beschreiben. Das dabei betrachtete System ist in Abbildung 5.1 dargestellt. Dabei werden die Holzbalken als Einfeldträger ausgeführt, während die Betonplatte als durchlaufende Platte konzipiert ist. Diese konstruktive Ausbildung reduziert das Auftreten von Querdruck im Holz im Vergleich zu einem System mit durchgehenden Holzelementen, der durch die Lastabtragung der Decke und der darüber liegenden Wände entsteht. Weiterhin wird davon ausgegangen, dass Schubverbinder in Form von eingefrästen Kerven verwendet werden, diese aber nur in Bereichen mit positiven Biegemomenten eingebaut sind.

Abbildung 5.1
Übersicht: Durchlaufender Holz-Beton-Verbundträger

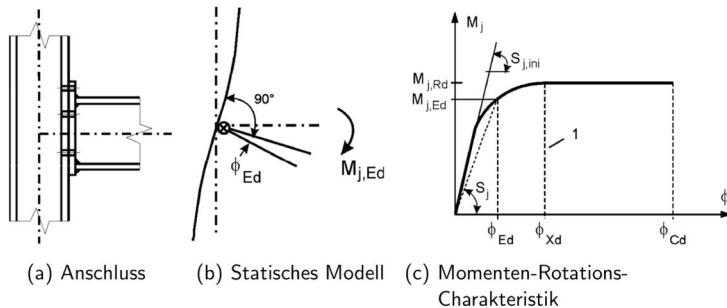


Quelle: Hochschule Biberach

Für die Modellierung des Bereichs mit negativen Biegemomenten wird die sogenannte Komponentenmethode verwendet. Diese Methode hat sich in der Literatur für die Berechnung von Stahlkonstruktionen [DIN EN 1993-1-8:2005, 2005; Anderson u. a., 1999; Bijlaard, Frans S.K. u. a., 1989; Kühnemund, 2003] und Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen [DIN EN 1994-1-1: 2010, 2010; Schäfer, 2005] etabliert, wobei die Auswirkungen von Verformungen in der aus einzelnen Komponenten zusammengesetzten Verbindung berücksichtigt werden [Wagenknecht, 2014]. Die ersten Anwendungen der Komponentenmethode im Holzbau wurden in [Brühl, 2019] und [Kuhlmann u. Gauß, 2020] entwickelt. Im Jahr 2006 wurde von [Kuhlmann u. a., 2006] der erste Ansatz zur Anwendung der Komponentenmethode zur Untersuchung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit integrierten Slim-Floor-Profilen vorgestellt.

In Abbildung 5.2 aus [DIN EN 1993-1-8:2005, 2005] ist beispielhaft ein einseitiger Träger-Stützenanschluss sowie dessen statisches System und die zugehörige Momenten-Rotations-Charakteristik dargestellt. Es fällt auf, dass der rechte Winkel zwischen der Systemlinie des Trägers und der Stütze im Belastungszustand nicht mehr erhalten bleibt. Es tritt eine Rotation ϕ im Anschluss auf, die durch eine nichtlineare Rotationsfeder S_j erfasst werden kann. Die Verdrehsteifigkeit kann dabei in einen quasielastischen, einen Übergangs- und einen plastischen Bereich unterteilt werden [Wagenknecht, 2014; Kuhlmann u. Gauß, 2020].

Abbildung 5.2
Beispiel nachgiebiger Anschluss im Stahlbau, statisches Modell und zugehörige Momenten-Rotations-Charakteristik



Quelle: [DIN EN 1993-1-8:2005, 2005]

Die drei wesentlichen Kenngrößen des verformbaren Anschlusses, die in der Momenten-Rotations-Charakteristik nach Abbildung 5.2 zusammengefasst werden, sind:

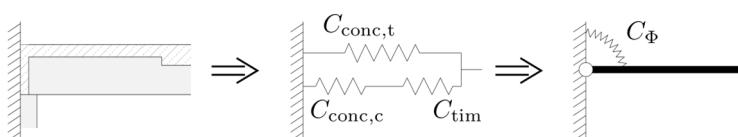
- Momententrägfähigkeit $M_{j,Rd}$
- Rotationssteifigkeit S_j
- Rotationskapazität ϕ_{Cd}

Mit dem in dieser Arbeit entwickelten Berechnungssatz soll mit Hilfe der Komponentenmethode die Momententrägfähigkeit $M_{j,Rd}$ und die zugehörige Rotationssteifigkeit S_j von dem in Abbildung 5.1 dargestellten System bestimmt werden.

5.2. Modell (HBC)

Im entwickelten Modell wird der Anschluss in einzelne lasttragende Komponenten aufgeteilt. Die einzelnen Komponenten werden als nichtlineare Feder mit ihrem spezifischen Tragverhalten charakterisiert (vgl. Abbildung 5.3). Die Steifigkeit der Komponente Beton unter Druck ($C_{conc,c}$) wird vernachlässigt, da die Steifigkeit $C_{conc,c}$ aufgrund der kurzen Federlänge im Verhältnis zu den anderen Komponenten relativ hoch ist.

Abbildung 5.3
Diskretisierung des Anschlusses zum Komponentenmodell



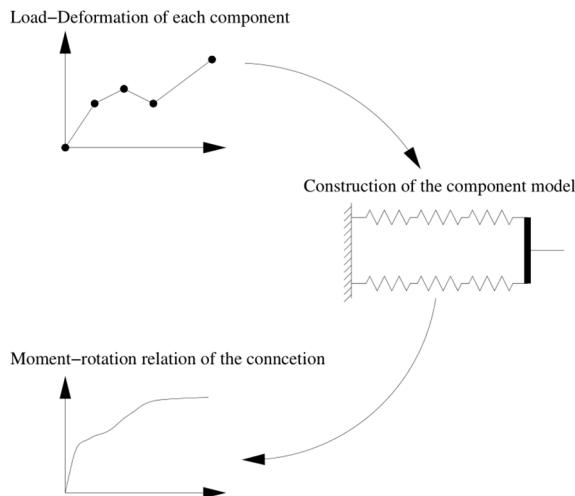
Quelle: Hochschule Biberach

Gemäß Abbildung 5.3 werden folgende Federn für die Modellierung der Verbindung berücksichtigt:

- C_{tim} : Federsteifigkeit des Holzes unter exzentrischem Druck
- $C_{conc,t}$: Federsteifigkeit des Betons unter zentrischem Zug

Wie in Abbildung 5.4 dargestellt, werden die einzelnen Komponenten im Rahmen der Berechnung der Momenten-Rotationsbeziehung zu einem Federmodell zusammengesetzt. Als Eingangsgröße wird eine Verdrehung der Verbindung angenommen und das dazugehörige Biegemoment bestimmt.

Abbildung 5.4
Berechnungsprozess im Komponentenmodell



Quelle: Hochschule Biberach in Anlehnung an [Kuhlmann u. a., 2006]

Die Gleichungen des Komponentenmodells können auf der Grundlage von Abbildung 5.5 definiert werden, welche die Konfiguration der beiden Bauteile im Holz-Beton-Verbundquerschnitt darstellt. Die sich ergebende Verdrehung wird durch die Relativverschiebung der Einzelkomponenten definiert, aus der sich die beiden Spannungszustände des ungerissenen und gerissenen Betons ergeben.

In der in Abbildung 5.1 dargestellten Konfiguration, in der das Holzbauteil nur Druck-Kontaktspannungen überträgt kann, hängt die Steifigkeit von der Druckhöhe $h_{tim,c}$ ab, die durch die Rotation bestimmt wird (vgl. Abbildung 5.5). Das Moment kann daher nicht direkt bestimmt werden, sondern muss iterativ für eine gegebene Verdrehung mit Hilfe der Gleichungen (5.1)-(5.5) gelöst werden. Der gegebene Hebelarm e kann durch Gleichung (5.1) und die Rotation mit Gleichung (5.2) bestimmt werden.

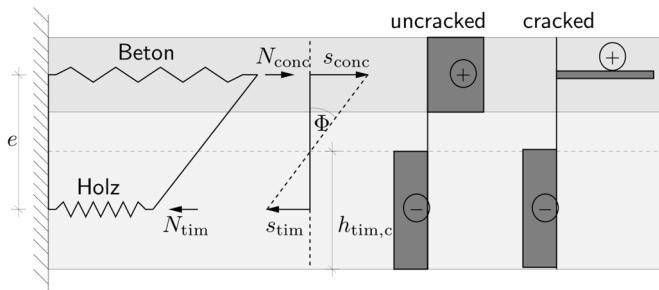
$$e = \frac{h_{conc}}{2} + h_{tim} - \frac{h_{tim,c}}{2} = \frac{h_{conc}}{2} + h_{tim} - \frac{s_{tim}}{\phi} \quad (5.1)$$

$$\phi = \frac{|s_{conc}| + |s_{tim}|}{e} \quad (5.2)$$

mit	h_{conc}	Querschnittshöhe des Betons
	h_{tim}	Querschnittshöhe des Holzes
	$h_{tim,c}$	Druck-Kontakthöhe im Holz
	s_{tim}	Verschiebung im Holz
	s_{conc}	Verschiebung im Beton
	ϕ	Rotation der Verbindung

Abbildung 5.5

Konfiguration des Federmodells im HBV-Querschnitt, in Abhängigkeit der Verdrehung, sowie dem Spannungszustand im ungerissenen und gerissenem Beton-Zustand



Quelle: Hochschule Biberach

Durch Gleichsetzen und Umstellen von Gleichung (5.1) und (5.2) ergibt sich Gleichung (5.3). Mit Hilfe von Gleichung (5.3) und (5.4) kann die Verschiebung im Holz s_{tim} und die entsprechende Druckhöhe des Holzes $h_{tim,c}$ bei einer vorgegebenen Rotation Φ und einer geschätzten Verschiebung im Beton s_{conc} bestimmt werden.

$$|s_{tim}| = \frac{\Phi \cdot \left(\frac{h_{conc}}{2} + h_{tim} \right) - |s_{conc}|}{2} \quad (5.3)$$

$$h_{tim,c} = 2 \cdot \frac{s_{tim}}{\Phi} \quad (5.4)$$

Die Änderung des Hebelarms wird durch die Auswertung der Relativverschiebung der Bauteile und die Ermittlung des entsprechenden geometrischen Schwerpunkts der Komponenten bestimmt (vgl. Abbildung 5.5). Die Druckkontaktefläche im Holz ist daher abhängig von der Verdrehung des Anschlusses. Das Newton-Iterationsverfahren [Süli u. Mayers] wird zur Lösung der Gleichungen verwendet, um ein Gleichgewicht der inneren Normalkräfte zu erreichen. Sobald dieses Gleichgewicht gefunden ist, kann das entsprechende Moment mit Gleichung (5.5) berechnet werden.

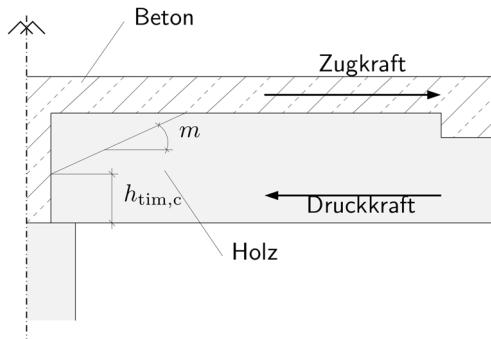
$$M(\Phi) = N \cdot e \quad (5.5)$$

Um die Normalkraft bei einer bestimmten Verschiebung zu bestimmen, werden die Last-Verformungskennlinien der jeweiligen Komponenten benötigt. Diese werden im Folgenden erläutert.

5.3. Komponente: Holz unter exzentrischem Druck (HBC)

Zur Ermittlung der Federsteifigkeit der Komponente Holz unter exzentrischem Druck wird ein Modell verwendet, das in [Kuhlmann u. a., 2006] erfolgreich angewendet wurde. Da es im Holzbau keine Komponenten-Bauteilkataloge wie im Stahlbau [DIN EN 1993-1-8:2005, 2005] gibt und in [Kuhlmann u. Gauß, 2020] nur erste grundlegende Holzkomponenten beschrieben sind, wird der in Abbildung 5.6 dargestellte Ansatz verwendet. Dieser lässt sich durch die Druckkontaktehöhe $h_{tim,c}$, die aus dem geometrischen Schwerpunkt der Einzelkomponenten aus dem Komponentenmodell abgeleitet wird, und den Lastausbreitungswinkel m beschreiben.

Abbildung 5.6
Komponente Holz unter exzentrischem Druck



Quelle: Hochschule Biberach

Wie Untersuchungen von [Lippert, 2002] an eingeklebten Gewindestangen zeigen, kann die Steigung der Lastverteilung im Querschnitt anhand eines Basiswinkels, dem Kraft-Faser-Winkel, der Holzdichte und der Holzfeuchte vereinfacht bestimmt werden, gemäß:

$$m = \tan(m_{0,c} \cdot k_\alpha(\alpha) \cdot k_\rho(\rho) \cdot k_u(u)) \quad (5.6)$$

mit: $m_{0,c}$ Basiswinkel der Lastausbreitung bei Zugbeanspruchung

$k_\alpha(\alpha)$ Faktor zur Berücksichtigung des Kraft-Faser-Winkels

$$= 1,25 + 0,25 \cdot \sin(2 \cdot \alpha - 90^\circ)$$

$k_\rho(\rho)$ Faktor zur Berücksichtigung der Holzrohdichte

$$= 0,0007 \cdot \rho + 0,7 \text{ mit } \rho \text{ in } [\text{kg}/\text{m}^3]$$

$k_u(u)$ Faktor zur Berücksichtigung der Holzfeuchtigkeit

$$= 1,1 - u \cdot 0,01 \text{ mit } u \text{ in } [\%]$$

Zur Berechnung der Federsteifigkeit der Komponente wird Gleichung (5.7) aus [Kuhlmann u. a., 2006] angewendet, wobei ein linear elastisches Materialverhalten bis zum Versagen angenommen wird.

$$C_{\text{tim}} = m \cdot b \cdot E_{\text{mean}} \cdot \frac{h_{\text{tim}}}{h_{\text{tim},c} - \left(\ln \left(\frac{h_{\text{tim},c}}{h_{\text{tim}}} \right) + 1 \right) \cdot h_{\text{tim}}} \quad (5.7)$$

mit m Steigung der Lastausbreitung innerhalb des Querschnitts

E_{mean} E-Modul des Holzes parallel zur Faser

b Breite des Holzquerschnitts

h_{tim} Höhe des Holzquerschnitts

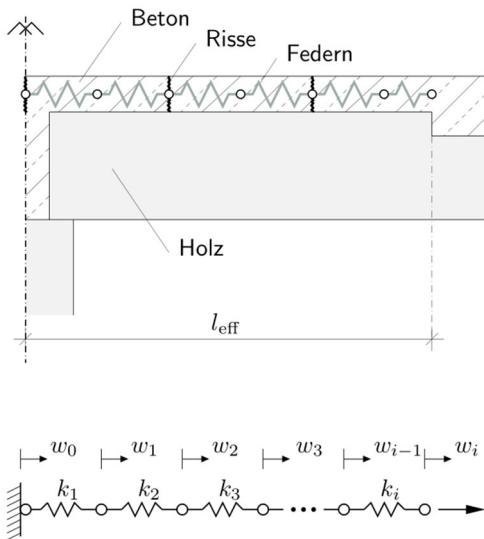
$h_{\text{tim},c}$ Druckzonenhöhe im Holz

5.4. Komponente: Beton unter zentrischem Zug (HBC)

Für die Bestimmung der Federsteifigkeit des Betons unter zentrischer Zugbeanspruchung wurden die von [Anderson u. a., 1999] und [DIN 1045-1:2008-08, 2008] vorgeschlagenen Modelle untersucht. Zur genauen Beschreibung des Nachtraglastverhaltens des Betons wurde eine Softwareimplementierung entwickelt, welche die in [DIN 1045-1:2008-08, 2008] beschriebenen Grundlagen zur Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen („tension stiffening“) berücksichtigt.

Das Modell basiert auf der Annahme, dass das Betonbauteil, ausgehend von der letzten Kerve, die im Bereich des negativen Biegemoments liegt, als reines Zugband über die Länge l_{eff} abgebildet wird. Die Diskretisierung dieses Zugbands erfolgt durch einzelne Federn, wie in Abbildung 5.7 dargestellt.

Abbildung 5.7
Komponente Beton unter zentrischem Zug



Quelle: Hochschule Biberach

Jede einzelne Feder wird dabei durch eine Steifigkeit k_i und eine Verschiebung w_i am Knotenpunkt beschrieben. Da das Modell einer Reihenschaltung folgt, ist die Kraft F in allen Federn konstant $F_i = F$. Unter Berücksichtigung des Federgesetzes muss Gleichung (5.8) für jede einzelne Feder erfüllt sein, um das innere Gleichgewicht zu gewährleisten.

$$k_i \cdot (w_i - w_{i-1}) - F = 0 \quad (5.8)$$

Mit den Randbedingungen $w_0 = 0$ für eine feste Lagerung und $w_i = w$ für eine vorgegebene Verschiebungen ergibt sich das in Gleichung (5.9) angegebene Gleichungssystem, das in Matrixnotation mit den entsprechenden Symbolen ausgedrückt werden kann, wie in Gleichung (5.10) gezeigt.

$$\mathbf{A} \cdot \mathbf{x} - \mathbf{b} = \Delta \stackrel{!}{=} 0 \quad (5.9)$$

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_1 & +k_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 & -1 \\ 0 & -k_2 & +k_2 & 0 & \cdots & 0 & -1 \\ 0 & 0 & -k_3 & +k_3 & \cdots & 0 & -1 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_i & +k_i & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} w_0 \\ w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ \vdots \\ w_i \\ F_{\text{est}} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ w \end{bmatrix} = 0 \quad (5.10)$$

Zur Lösung des Gleichungssystems wird die Newton-Iteration [Süli u. Mayers] verwendet. Der Vektor \mathbf{x} wird unter Berücksichtigung der gegebenen Randbedingungen iterativ angepasst, bis der Subtraktionsfehler ausreichend gering ist. Nach diesem Verfahren kann die Last-Verschiebungskurve für die auf Zug beanspruchte Betonkomponente durch Berechnung der entsprechenden Kraft F für jede vorgegebene Verschiebung w ermittelt werden.

Dabei muss die Steifigkeit k_i jeder einzelnen Feder bestimmt werden. Für Stahlbeton wird eine Einteilung in drei Fälle vorgenommen: (i) ungerissen, (ii) gerissen mit Zugversteifung („tension stiffening“), und (iii) gerissen ohne Zugversteifung.

Im ungerissenen Zustand wird die Steifigkeit des Betonquerschnitts verwendet, während im gerissenen Zustand die Steifigkeit des Bewehrungsstahls einschließlich der Mitwirkung zwischen den Rissen berücksichtigt wird. Die Zugsteifigkeit wird durch Integration der Stahldehnung entlang des maximalen Rissabstands im Beton berechnet [DIN 1045-1:2008-08, 2008; DIN EN 1992-1-1: 2010, 2010].

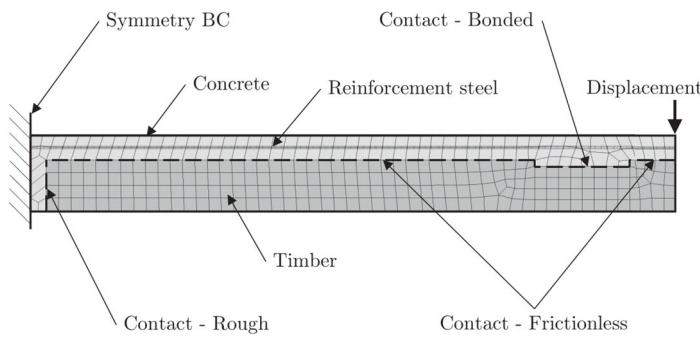
5.5. Finite-Elemente-Modell zur Verifikation (HBC)

Zur Verifikation des Komponentenmodells wurde eine 3D solid nonlinear static analysis durchgeführt. Dafür wurde die Software Ansys [Ansys Documentation, 2021] verwendet. Für die Diskretisierung wurde der in Abbildung 5.8 dargestellte Bereich modelliert. Dabei wurde am Mittelaufhänger eine Symmetrierauslastung definiert, wobei die Belastung als vorgegebene Verschiebung aufgebracht wurde. Die Kontaktflächen wurden im Bereich der Kerne als fest verbunden (bonded) und auf der Oberseite als reibungsfrei (frictionless) definiert. Am Stoß des Holzbauteils können lediglich Druck- und Schubspannungen übertragen werden (rough), sodass diese Kontaktfläche nicht auf Zug beansprucht werden kann.

Das Holz wurde mit 8-Knoten-Volumenelementen (Solid185) modelliert. Zur Modellierung des richtungsabhängigen Verhaltens von Holz wurde ein orthotropes Materialverhalten in Kombination mit der Generalized Hill Fließtheorie gewählt. Diese stellt eine Erweiterung der Hill'schen Formulierung [Hill, 1998] dar und ermöglicht ein unterschiedliches Fließverhalten in x-, y- und z-Richtung sowie ein unterschiedliches Verhalten bei Zug- und Druckbelastung. Hier wurden die orthotropen Materialeigenschaften aus [Töpler, 2015; Grosse, 2005; JCSS, 2001b] übernommen.

Der Beton wurde mit 8-Knoten-Volumenelementen (CPT215) [Bazant u. Oh, 1983] modelliert. Um das plastisch-nichtlineare Verhalten von Beton zu berücksichtigen, wurde das Coupled Damage-Plasticity Microplane Model [Molod, 2021; Zreid u. Kaliske, 2018] verwendet. In diesem Modell wird die Plastizität durch ein dreiflächiges Microplane-Drucker-Prager-Modell und eine nichtlokale implizite Gradientenregularisierung dargestellt. Für die Definition des Materialmodells wurden die in [Zreid u. Kaliske, 2018] empfohlenen Parameter verwendet.

Abbildung 5.8
Finite-Elemente Modell - Ansys.



Quelle: Hochschule Biberach

Für die Erzeugung von diskreten Bewehrungselementen ist es notwendig, zunächst Volumenelemente als Basiselemente zu erzeugen und diese mit Vernetzungselementen (MESH200) zu vernetzen. Anschließend können die Basiselemente in Bewehrungselemente umgewandelt werden (Reinf264). Für das Materialmodell des Bewehrungsstahls wurde ein linear-elastisches Verhalten mit bilinearer isotroper Verfestigungsplastizität verwendet. Die Volumenelemente und das Bewehrungselement sind an jedem Knoten entlang der Bewehrung miteinander verbunden, so dass keine spezielle Verbundinteraktion zwischen Beton und Stahl berücksichtigt wird.

Zur Verifikation des vorgestellten Komponentenmodells wurden Vergleichsrechnungen mit dem erläuterten Finite-Elemente-Modell (FE) durchgeführt. In Tabelle 5.1 die Eingabeparameter für die Berechnung definiert. Die Materialeigenschaften werden aus den einschlägigen Normen [DIN EN 338:2016-07, 2016] für Bauholz und [DIN EN 1992-1-1: 2010, 2010] für Beton übernommen. Zur Bestimmung der orthotropen Materialparameter des Holzes werden Berechnungsmethoden aus [Grosse, 2005; JCSS, 2001b; Töpler, 2015] verwendet. Für das Bruchverhalten von Beton werden die in [Molod, 2021; Zreid u. Kaliske, 2018] angegebenen Parameter verwendet. Bei der Berechnung wurden sechs verschiedene Varianten der Bewehrung untersucht. Dabei wurden die Bewehrungsquerschnitte nach den gängigen Betonstahlmatten gewählt [DIN 488, 1984].

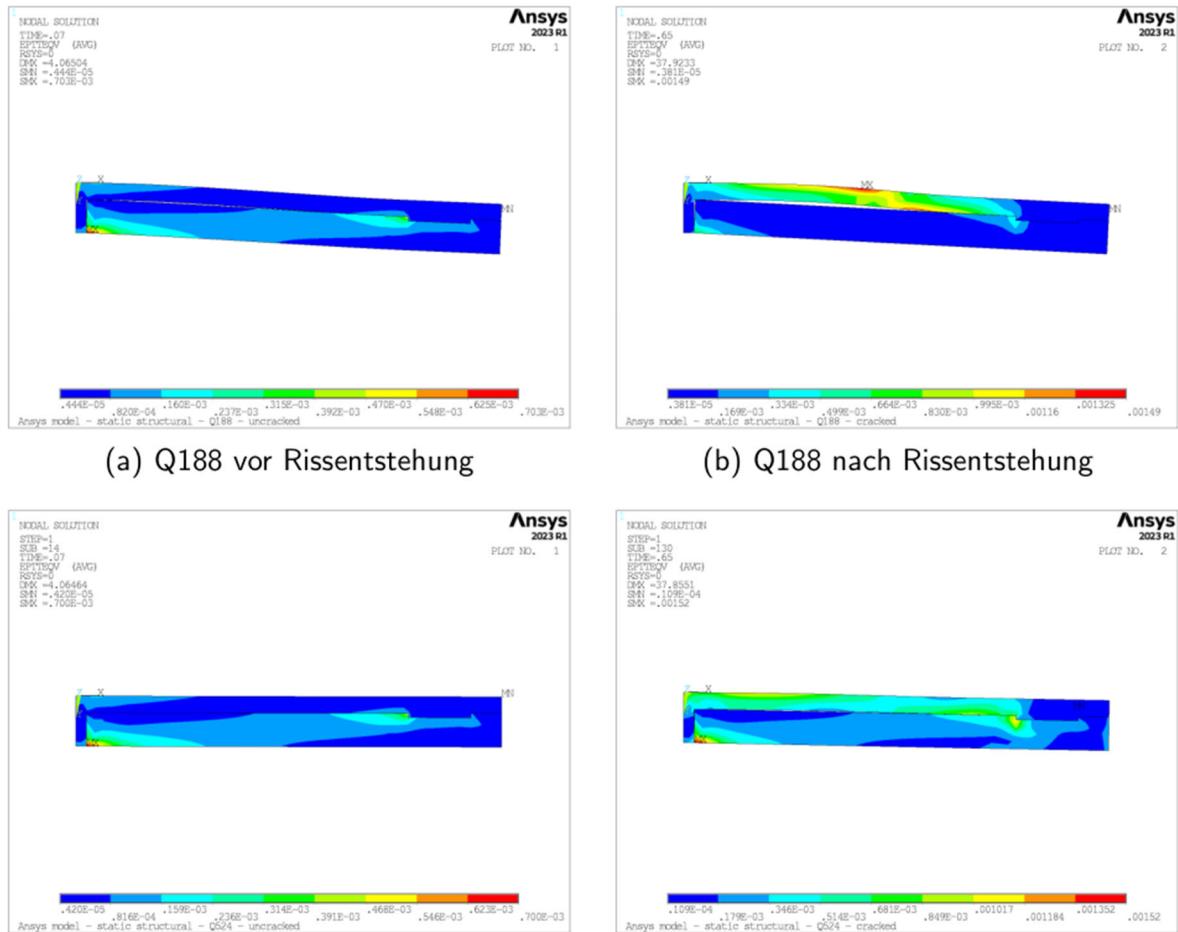
In Abbildung 5.9 sind die Dehnungen der Berechnung beispielhaft für eine eingelegte Bewehrungsmatte Q188 und Q524 dargestellt. Helle Bereiche stellen dabei eine große Dehnung dar, während dunkle Bereiche eine kleine Dehnung visualisieren. Wie daraus ersichtlich wird, bildet sich vor dem Erstriss des Betons eine Druckstrebe im Holz aus, wobei die Bereiche der Kerve und die des Druckkontakte eine große Dehnung erfahren. Nach Beendigung der Rissphase des Betons ist eine deutliche Konzentration der Dehnung im Rissbereich des Betons zu erkennen.

Tabelle 5.1: Eingangsparameter für die Berechnung.

Eigenschaft	Beschreibung
Beton	C20/25, $b \times h = 15 \times 8 \text{ cm}^2$
Holz	C24, $b \times h = 15 \times 16 \text{ cm}^2$
Kerne	$t_n = 2 \text{ cm}$, $l_n = 30 \text{ cm}$
Effektive Länge	$l_{\text{eff}} = 160 \text{ cm}$
Bewehrungsstahl	1.Var.: B500, Q188 2.Var.: B500, Q257 3.Var.: B500, Q335 4.Var.: B500, Q424 5.Var.: B500, Q524 6.Var.: B500, Q636

Abbildung 5.9

Dehnungen und Verschiebung bei verschiedenen Bewehrungsdurchmessern (rot = große Dehnung)



Quelle: Hochschule Biberach

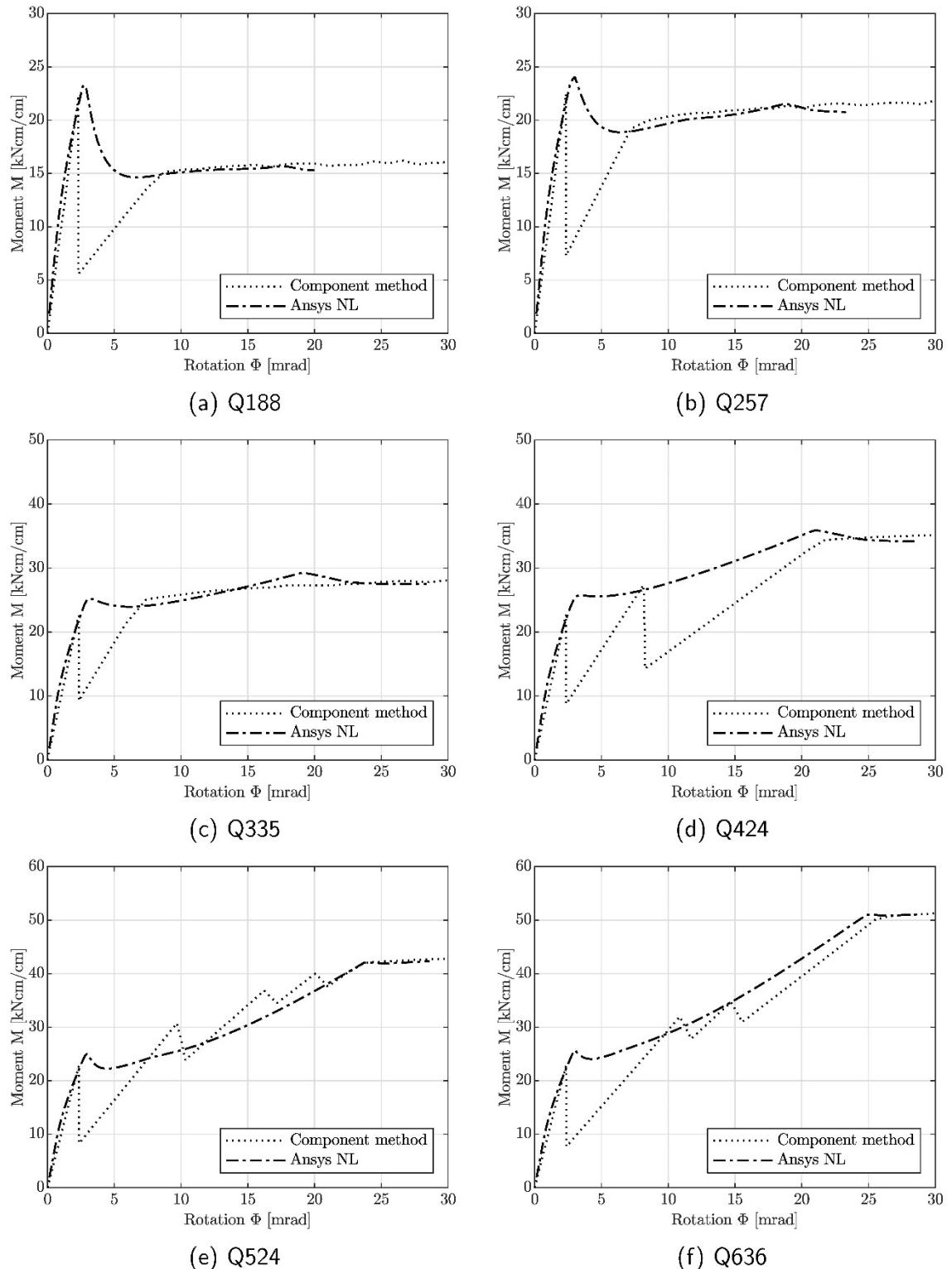
5.6. Ergebnisse und Verifikation über FE-Berechnungen (HBC)

Der Vergleich der Moment-Rotationsbeziehungen zwischen dem Komponentenmodell und den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen ist in Abbildung 5.21 dargestellt. Bei der Betrachtung der Ergebnisse ist festzustellen, dass die Verbindung, unabhängig von der eingelegten Bewehrungsmenge, bis zum ersten Betonriss bei einer Verdrehung von etwa 2,5 mrad eine nahezu identische Anfangssteifigkeit aufweist.

In der anschließenden Rissphase, in der die Kräfte vom Beton auf den Bewehrungsstahl umgelagert werden, zeigt ein Vergleich der beiden Berechnungsmethoden jedoch unterschiedliche Ergebnisse. Der Grund für das unterschiedliche Verhalten nach dem ersten Peak sind die unterschiedlichen Rissmodelle der beiden Berechnungsmethoden. Im Komponentenmodell werden aufgrund des iterativen Berechnungsansatzes diskrete Einzelrisse und damit einzelne Betonfedern in der Rissphase abgebildet. Das Betonmodell in Ansys gibt dagegen nur ein verschmiertes Rissmodell. Im abgeschlossenen Risszustand des Betons ist in der Zugzone lediglich der Querschnitt des Bewehrungsstahls und in der Druckzone der exzentrisch belastete Holzquerschnitt vorhanden. In diesem Zustand ist zu erkennen, dass das Ergebnis aus dem Komponentenmodell und das aus Ansys wieder gut übereinstimmen. Schließlich erreicht die Bewehrung in beiden Berechnungsmodellen auf gleicher Höhe den Fließzustand.

Abbildung 5.10

Momenten-Rotationsbeziehung mit gestoßenem Holzträger: Vergleich zwischen der Komponentenmethode und der FE-Berechnung mit Ansys



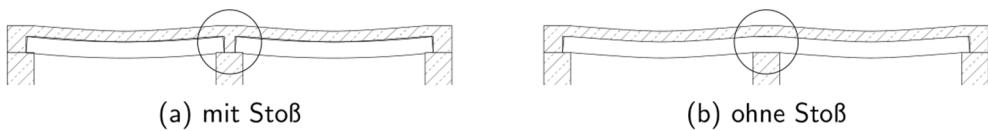
Quelle: Hochschule Biberach

5.7. Erweiterung des Komponentenmodells für durchlaufende Holzträger (HBC)

- Modell

Da das entwickelte Komponentenmodell bisher auf der Grundlage beruht, dass die Holzträger über den Mittelauflagern gestoßen werden, soll im Folgenden untersucht werden, ob die Momenten-Rotationsbeziehung von Holz-Beton-Verbunddecken mit durchlaufendem Holzträgern ebenfalls mit Hilfe des Komponentenmodells ermittelt werden kann (vgl. Abbildung 5.11).

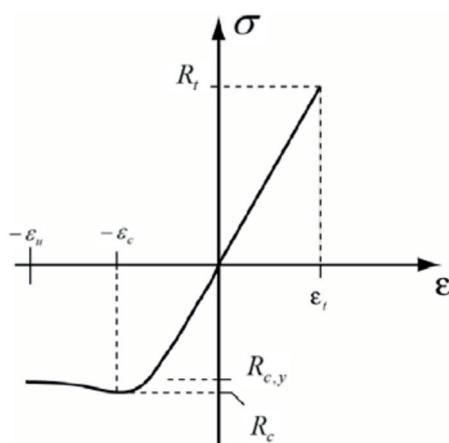
Abbildung 5.11
Übersicht: Holz-Beton-Verbundträger mit/ohne gestoßenem Holzträger



Quelle: Hochschule Biberach

Für die Berechnung wird das in Kapitel 5.2 entwickelte Komponentenmodell dahingehend erweitert, dass eine zusätzliche Komponente Holz unter Zug implementiert wird. Die Generierung der Arbeitslinie der Holzkomponente folgt dabei der in Abbildung 5.12 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Holz. Dabei wird der Grundsatz verfolgt, dass Holz auf Zug ein sprödes und auf Druck ein plastisches Verhalten aufweist.

Abbildung 5.12
Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Holz nach [JCSS, 2001b]

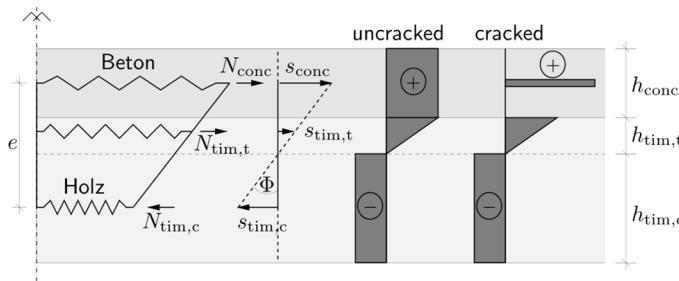


Quelle: Hochschule Biberach

In Abbildung 5.13 ist die berücksichtigte Konfiguration der Einzelkomponenten dargestellt. Dabei wird die Komponente Holz unter exzentrischem Druck zu Holz unter zentrischem Druck mit der Federsteifigkeit EA/L verändert, da eine Spannungsausbreitung im Querschnitt nun nicht mehr möglich ist.

Abbildung 5.13

Konfiguration des Federmodells im HBV-Querschnitt bei durchlaufendem Holzträger, in Abhängigkeit der Verdrehung, sowie dem Spannungszustand im ungerissenen und gerissenen Beton-Zustand



Quelle: Hochschule Biberach

Auf Grundlage von Gleichung (5.1)-(5.4) kann dabei der Hebelarm e , die Verdrehung Φ , die Verschiebung $s_{\text{tim},c}$ und die Druckhöhe im Holz $h_{\text{tim},c}$ bestimmt werden. Die zusätzliche Zughöhe im Holz folgt dabei Gleichung (5.11).

$$h_{\text{tim},t} = h_{\text{tim}} - h_{\text{tim},c} \quad (5.11)$$

Da die zusätzliche Komponente Holz unter Zug ein sprödes Verhalten aufweist, wird dies durch eine dreiecksförmige Spannungsverteilung modelliert (vgl. Abbildung 5.13). Dabei kann mit Gleichung (5.12) die Verschiebung der Zugkomponente im Holz im Schwerpunkt der Dreiecksverteilung bestimmt werden. Als Dehnsteifigkeit wird hierbei EA/L verwendet. Da die Normalspannung innerhalb der Länge l_{eff} linear abnimmt, ist bei durchlaufenden Holzträgern die halbe Länge des negativen Momentenbereichs als effektive Länge mit konstanter Normalkraft anzunehmen.

$$s_{\text{tim},t} = s_{\text{conc}} - \left(\frac{1}{3} \cdot h_{\text{tim},t} \cdot \Phi \right) \quad (5.12)$$

Auch hier wird das Newton-Iterationsverfahren [Süli u. Mayers] zur Lösung der Gleichungen verwendet, um ein Gleichgewicht der inneren Normalkräfte zu erreichen. Sobald dieses Gleichgewicht gefunden ist, kann das entsprechende Moment mit Gleichung (5.13) berechnet werden.

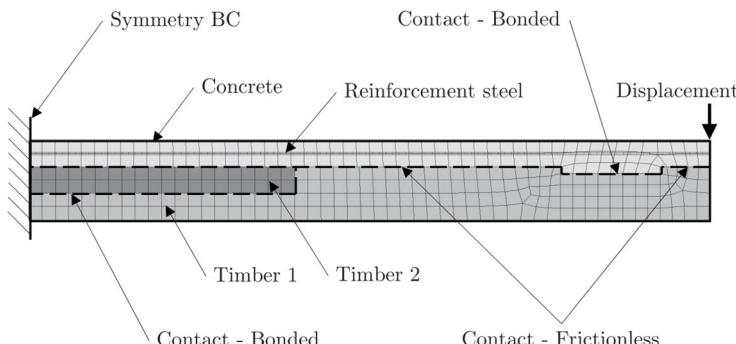
$$M(\Phi) = N_{\text{tim},c} \cdot e - N_{\text{tim},t} \cdot \left(\frac{h_{\text{conc}}}{2} + \frac{1}{3} \cdot h_{\text{tim},t} \right) \quad (5.13)$$

- Verifikation über FE-Berechnungen

Analog zu den in Kapitel 5.5 durchgeführten Berechnungen zur Verifikation des Komponentenmodells mit gestoßenem Holzträger über Finite-Elemente-Berechnungen werden nachfolgend dieselben Berechnungen mit durchlaufendem Holzträger durchgeführt. Dafür wurde ebenfalls die Software Ansys [Ansys Documentation, 2021] verwendet. Tabelle 5. definiert dabei die Eingabeparameter für die Berechnung.

Für die Diskretisierung wurde der in Abbildung 5.14 dargestellte Bereich modelliert. Im Vergleich zum Modell in Abbildung 5.8 wurde hier der Holzträger als durchlaufend modelliert und das Holzbauteil wurde in zwei Körper mit unterschiedlichen Materialien aufgeteilt. Dabei sind die Holzkörper durch eine fest verbundene Kontaktfläche gekoppelt. Das Material *Timber 1* bildet hierbei die Plastizität auf Druckbeanspruchung und *Timber 2* das spröde Versagen auf Zug ab. Die Materialmodelle und Parameter wurden analog zum in Kapitel 5.5 erläuterten Modell verwendet.

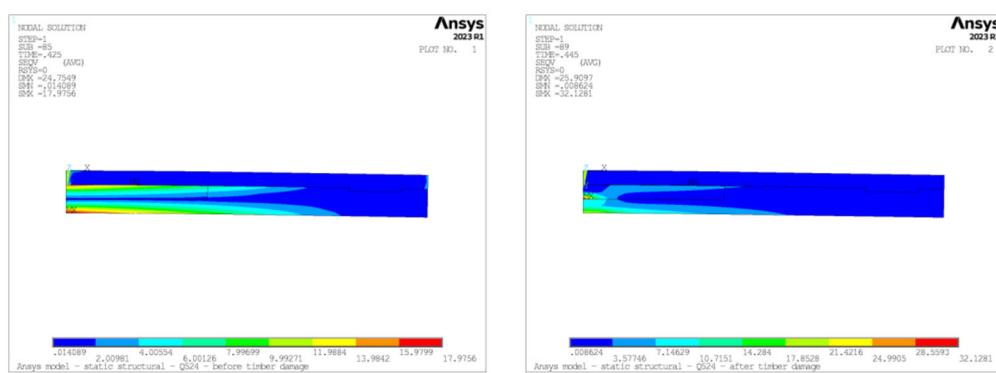
Abbildung 5.14
Finite-Elemente Modell mit durchlaufendem Holzträger - Ansys



Quelle: Hochschule Biberach

In Abbildung 5.15 ist die Vergleichsspannung vor und nach Schädigung der Zugzone des Holzes beispielhaft für eine eingelegte Bewehrungsmatte Q524 dargestellt. Wie daraus ersichtlich, stellt sich eine dreiecksförmige Spannungsverteilung im Holz ein, bis dieses auf Zug am oberen Rand versagt. Anschließend steht lediglich die Druckzone des Holzes und die Beton-Zugkomponente zur Kraftübertragung zur Verfügung. Dabei ist ebenfalls die lineare Spannungsabnahme über die Länge l_{eff} grafisch zu identifizieren, was im Modell durch eine konstante Normalspannung über die halbe Länge von Mittelauflager bis zur ersten Kerve angenähert wird.

Abbildung 5.15
Vergleichsspannung vor und nach Schädigung der Zugzone des Holzes



Quelle: Hochschule Biberach

Der Vergleich der Moment-Rotationsbeziehungen zwischen dem Komponentenmodell und den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen ist in Abbildung 5.21 dargestellt. Bei der Betrachtung der Ergebnisse ist festzustellen, dass die Verbindung analog zu den in Abbildung 5.10 dargestellten Ergebnissen mit gestoßenem Holzträger, unabhängig von der eingelegten Bewehrungsmenge, bis zum

Erstriss des Betons bei einer Verdrehung von etwa 2,5 mrad eine nahezu identische Anfangssteifigkeit aufweist. Nach dem Erstriss des Betons erfolgt eine Spannungsumlagerung auf die Bewehrung und auf die Zugzone des Holzes. Da die Zugzone in diesem Bereich eindeutig dominiert, ist in Abbildung 5.21 im weiteren Verlauf der Momenten-Rotationsbeziehung kein Unterschied zwischen den unterschiedlichen Bewehrungsgraden erkennbar. Anschließend kommt es zu einem spröden Versagen der Zugzone des Holzes bei etwa 11 mrad. Es ist festzustellen, dass das maximal aufnehmbare Moment durch die Bewehrungsmenge minimal erhöht werden kann. Nach dem Versagen kommt es in den Berechnungen mit Ansys zu Konvergenzproblemen, sodass das Nachtraglastverhalten lediglich mit dem Komponentenmodell abgebildet werden kann. Es zeigt sich, dass nach dem Versagen der Zugzone im Holz die Ergebnisse denen von Abbildung 5. mit gestoßenem Holzträger entsprechen, da die Komponente Holz unter Zug vollständig ausfällt. In diesem Zustand definiert das Fließplateau der Bewehrung das Tragverhalten der Verbindung.

5.8. Experimentelle Untersuchungen mit durchlaufendem Holzträger – Verifikation mit Komponentenmethode (HBC)

5.8.1. Allgemeines

Im Rahmen von Arbeitspaket 2 wurden insgesamt acht HBV-Zweifeldträger mit durchlaufendem Holzträger experimentell untersucht (vgl. Abbildung 5.16). Die Versuchsplanung, -durchführung und -auswertung sind in bereits in vorangegangenen Kapiteln ausführlich erläutert. In diesem Kapitel werden daraus die Versuchsserien 03 und 05 mit symmetrischer Belastung isoliert betrachtet. Aus diesen werden im Folgenden alle relevanten Messwerte für die Bestimmung der Momenten-Rotationsbeziehungen ausgewertet. Anschließend werden die Versuchskonfigurationen mit dem in Kapitel 5.7 erweiterten Komponentenmodell und dem ebenfalls in Kapitel 5.7 vorgestellten Finite-Elemente-Modell für durchlaufende Holzträger berechnet. Dies ermöglicht anschließend einen direkten Vergleich der Momenten-Rotationsbeziehung und die Verifikation des erweiterten Komponentenmodells für durchlaufende Holzträger.

Abbildung 5.16
Übersicht der Versuchskonfiguration



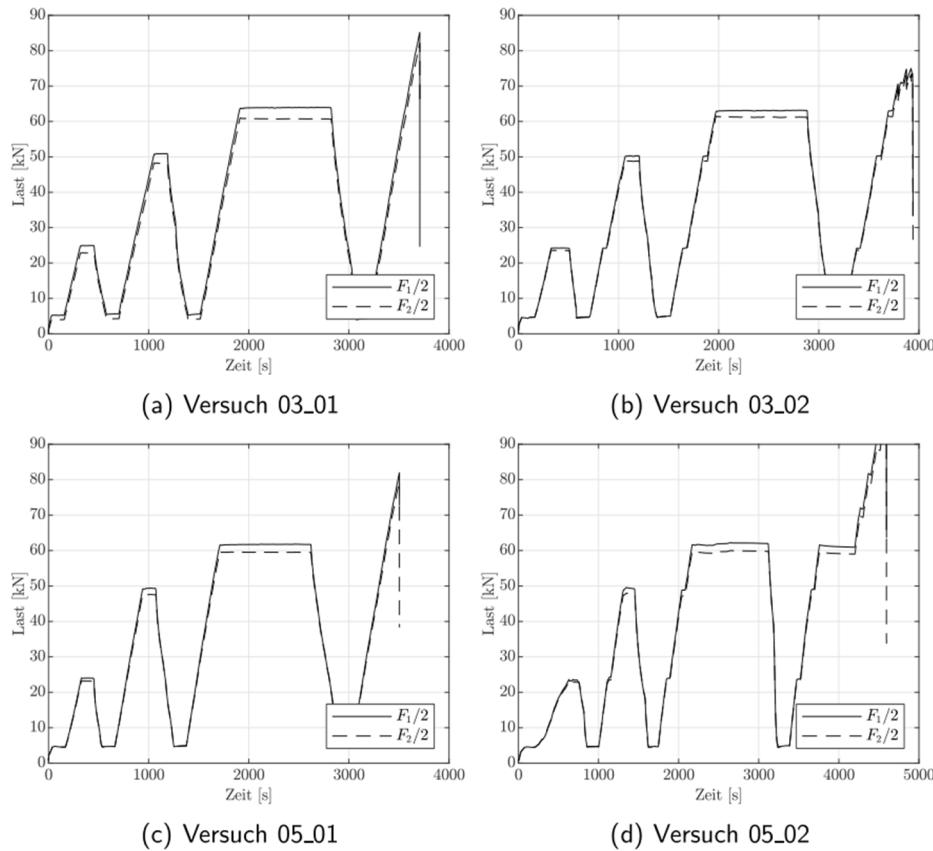
Quelle: iBHolz + HBC

5.8.2. Auswertung der experimentellen Untersuchungen

Um die Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchskörper bestimmen zu können, war es notwendig, zunächst die aufgebrachten Belastungen und die daraus resultierenden Auflagerreaktionen

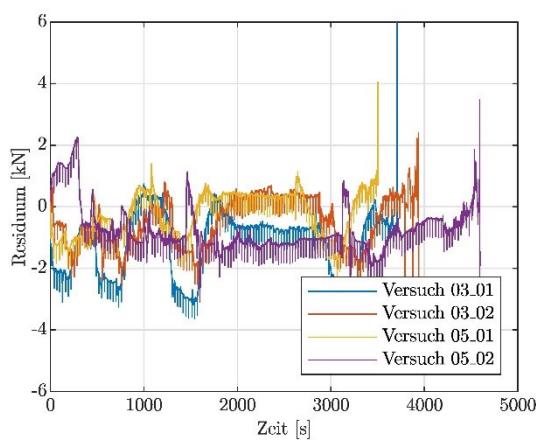
auszuwerten. Diese Auswertung erfolgte mit der Software Matlab [MathSoft, 2023]. Die Größen der aufgebrachten Einzellasten im Feldbereich sind in Abbildung 5.17 über die Zeit dargestellt. Dabei ist die Lastaufbringung über Laststufen visuell zu erkennen. Zusätzlich ist auffällig, dass die Belastung in Feld 1 um etwa 5% höher ist, als in Feld 2. Mit der verwendeten Messtechnik wurde an jedem der drei Auflager die Kraftreaktion aufgezeichnet. Mit diesen Größen wurde in Abbildung 5.18 das Kräftegleichgewicht für jeden Versuchskörper gebildet. Aus Abbildung 5.18 wird deutlich, dass sich das Kraftresiduum zwischen -3 und +2 kN bewegt. Dies ist auf Messungenauigkeiten zurückzuführen, die sich im Bereich der Messtoleranz befinden.

Abbildung 5.17
Lastregime der Einzellasten über die Zeit



Quelle: Hochschule Biberach

Abbildung 5.18
Globales Kräftegleichgewicht

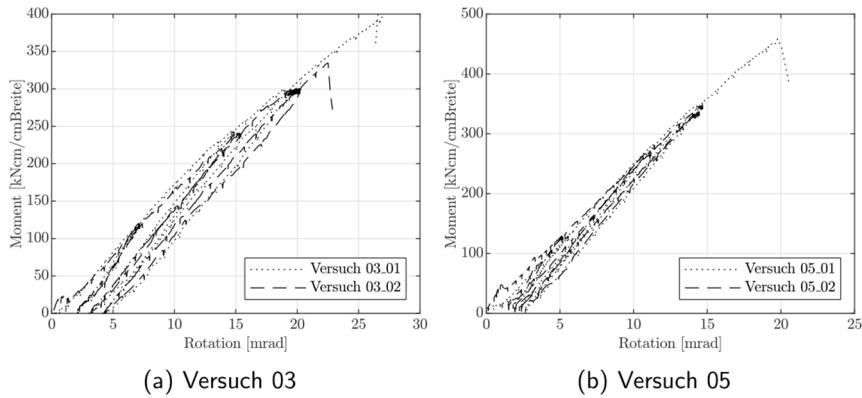


Quelle: Hochschule Biberach

Zur Bestimmung der Momenten-Rotationsbeziehung wurde das Moment über die anliegenden Kräfte links und rechts vom Mittelauflager bestimmt. Anschließend wurde das arithmetische Mittel der beiden

Ergebniswerte verwendet (vgl. Abbildung 5.). Die Auswertung der Rotation erfolgte über die Betrachtung der vertikalen Verformung des Verbundträgers links und rechts vom Mittelauflager. Als Endergebnis der Rotation ist in Abbildung 5.19 ebenfalls der Mittelwert aus den Einzelrotationen angegeben.

Abbildung 5.19
Vergleich der Momenten-Rotationsbeziehung aller Versuche



Quelle: Hochschule Biberach

In Abbildung 5.19 wird deutlich, dass durch den höheren Bewehrungsgrad der Versuchsserie 05 im Vergleich zu Versuchsserie 03 die Steifigkeit des Verbundträgers deutlich gesteigert werden kann. Zusätzlich sind in Abbildung 5.19 die Belastungszyklen zu erkennen, wobei bei Entlastung stets eine plastische Verformung zurückbleibt, die auf das nichtlineare Rissverhalten des Betons zurückzuführen ist.

5.8.3. Verifikation des Komponentenmodells

Um die in Kapitel 5.7 entwickelte Erweiterung des Komponentenmodells für die Anwendung bei durchlaufenden Holzträgern zu verifizieren, wurden im Rahmen der experimentellen Untersuchungen mit durchlaufenden Holzträgern Vergleichsberechnungen der Versuchskörper mit Hilfe des Komponentenmodells erstellt. Nachfolgend wird die Erstellung dieser Vergleichsberechnungen erläutert und es erfolgt ein direkter Vergleich der Ergebnisse.

In Kapitel 5.7 erfolgte eine erste Verifizierung des erweiterten Komponentenmodells mit FE-Berechnungen. Dabei wurde angenommen, dass die Verbundfuge zwischen Beton und Holz keine Verbundsteifigkeit besitzt und die Einzelkomponenten sich daher getrennt voneinander verhalten. In den durchgeführten experimentellen Untersuchungen mit durchlaufendem Holzträger wurden Schrauben als Verbindungsmittel in der Verbundfuge eingebaut. Zur Berücksichtigung dieser aus der Verbundfuge resultierenden zusätzlichen Steifigkeit im Bereich mit negativen Biegemomenten wurde daher die Annahme, dass sich die Zugspannungen im Holz über die Länge des negativen Momentenbereichs linear abbauen, überarbeitet.

Dabei kann die Schubtragfähigkeit der eingebauten Verbindungsmittel pro Längeneinheit über folgende Gleichung bestimmt werden:

$$T_{VBM} = \frac{T_k \cdot n}{a_1} \quad (5.14)$$

mit T_k Schubtragfähigkeit des eingebauten Verbindungsmittels
 n Anzahl der Verbindungsmittelreihen

a_1 Abstand der Verbindungsmitte parallel zur Faser

Als maximal zu übertragende Normalkraft wird dabei die Bruchlast der eingebauten Bewehrung betrachtet.

$$F_{\text{reb,max}} = A_{\text{reb}} \cdot f_{y,\text{reb,mean}} \quad (5.15)$$

mit A_{reb} Fläche der eingebauten Bewehrung
 $f_{y,\text{reb,mean}}$ Mittelwert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls, i.d.R. = 530 N/mm² nach [JCSS, 2001b]

Anschließend kann mit Gleichung (5.16) die Länge bestimmt werden, die benötigt wird, um die Kraft $F_{\text{reb,max}}$ über die Verbindungsmitte auf das Holz zu übertragen. Diese Länge liegt bei den durchgeführten Versuchsserien 03 und 05 bei jeweils etwa 5% der Spannweite. Auf Grundlage dessen wurde die effektive Länge der Holzkomponente in den Vergleichsberechnungen mit der Komponentenmethode berechnet.

$$l_{\text{eff,tim}} = \frac{F_{\text{reb,max}}}{T_{\text{VBM}}} \quad (5.16)$$

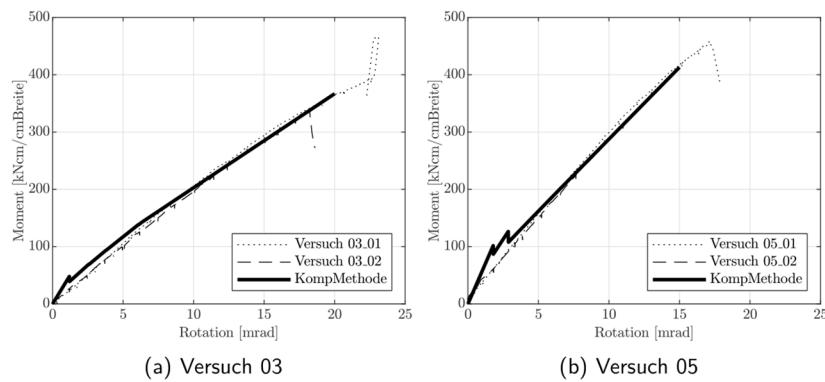
Um den Einfluss der eingebauten Verbindungsmitte im entwickelten Komponentenmodell genauer zu berücksichtigen, müssen in Anlehnung an den erläuterten, stark vereinfachten Berechnungsansatz, weitere Untersuchungen durchgeführt werden. Dabei können eventuell zusätzliche Federkomponenten zur Berücksichtigung der Verbindungsmitte in das bestehende Komponentenmodell implementiert werden.

In der nachfolgenden Abbildung 5.20 ist ein Vergleich der Ergebnisse aus den durchgeführten Versuchen und dem erweiterten Komponentenmodell dargestellt. Zur besseren Übersichtlichkeit wurde lediglich der letzte Belastungszyklus aus Abbildung 5.19 verwendet.

In Abbildung 5.20 ist zunächst der Bereich mit einer Verdrehung von 0-1 mrad auffallend. Hier befindet sich der Beton noch im ungerissenen Zustand. Bei der Versuchsdurchführung wurde allerdings festgestellt, dass durch die Rissbildung während der Hydratation und das Bewegen der Versuchskörper über einen Kran, der Beton über dem Mittelauflager zu Beginn der Versuche gerissen war. Mit Belastung der Versuchskörper öffneten sich diese Risse lediglich und im Vergleich des Rissbildes zum Versuchsstart wurden während des Versuchs nur wenig neue Risse erzeugt. Wohingegen im entwickelten Komponentenmodell davon ausgegangen wird, dass sich der Beton zu Beginn im ungerissenen Zustand befindet. Des Weiteren wurde innerhalb der Berechnungen über das Komponentenmodell das Versagen der Zugzone im Holz nicht berücksichtigt, da bei den experimentellen Untersuchungen stets ein Versagen im Feldbereich des Durchlaufträgers auftrat, was das Komponentenmodell derzeit nicht abbildet.

Abschließend lässt sich in Abbildung 5.20 feststellen, dass die Ergebnisse aus den durchgeführten Versuchen und dem Komponentenmodell sehr gut übereinstimmen. Allerdings ist in weiteren Untersuchungen abschließend zu klären, wie der Einfluss von Verbindungsmitten im negativen Momentenbereich genau erfasst werden kann.

Abbildung 5.20
Vergleich der Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchsserien 03 und 05 mit der Komponentenmethode



Quelle: Hochschule Biberach

5.8.4. Zusammenfassung

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen mit durchlaufendem Holzträger wurden in diesem Kapitel die Versuchsserien mit symmetrischer Belastung betrachtet. Aus diesen wurde die Momenten-Rotationsbeziehung über dem Mittelauflager bestimmt und es wurden Vergleichsberechnungen mit Hilfe des entwickelten Komponentenmodells erstellt. Die Hauptergebnisse dieser Untersuchung sind:

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen stimmen sehr gut mit denen der Komponentenmethode überein (vgl. Abbildung 5.20).

In der Berechnung der Momenten-Rotationsbeziehung über die Komponentenmethode wurde der Einfluss von Verbindungsmittern über die Reduzierung der effektiven Länge der Holzkomponente erfasst. Dies ist ein sehr stark vereinfachter Ansatz, sodass für eine vollständige Verifizierung weitere Untersuchungen notwendig sind. Dazu können eventuell weitere Federkomponenten zur Beschreibung der Verbindungsmitte, dem Komponentenmodell hinzugefügt werden.

Zusammenfassend ist zu erwähnen, dass das erstellte Komponentenmodell grundsätzlich dazu verwendet werden kann, um die Momenten-Rotationsbeziehung von durchlaufenden Holz-Beton-Verbundträgern zu bestimmen. Allerdings haben die Untersuchungen gezeigt, dass für den Fall eines durchlaufenden Holzträgers, weitere Untersuchungen und Anpassungen am Komponentenmodell zwingend notwendig sind.

5.9. Zusammenfassung (HBC)

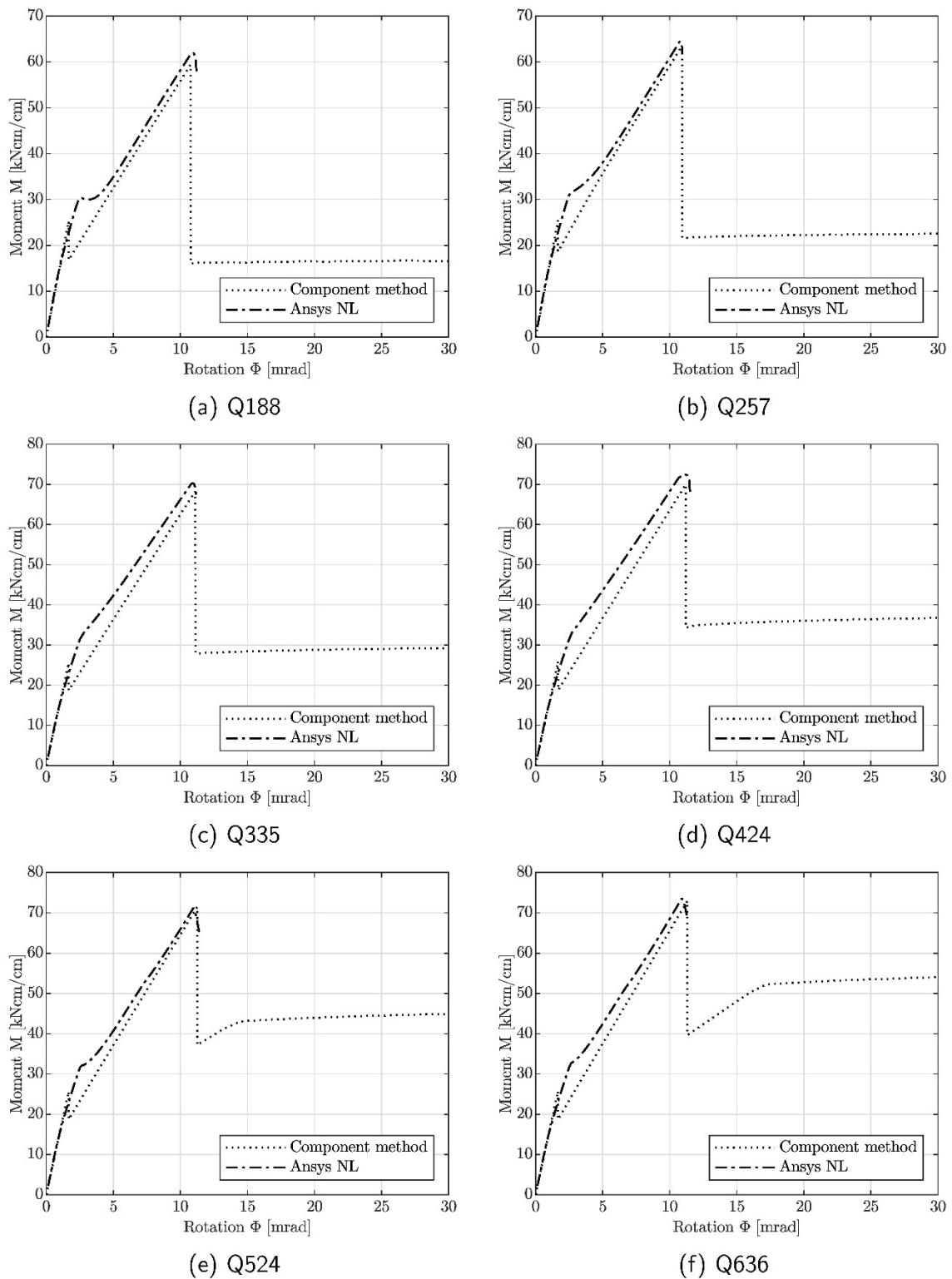
Im Rahmen der Entwicklung eines deterministischen Komponentenmodells zur Bestimmung der Momenten-Rotationsbeziehung von Holz-Beton-Verbunddecken in Bereichen mit negativen Biegemomenten wurden zunächst alle lastabtragenden Einzelkomponenten durch mechanische Modelle beschrieben. Anschließend wurden diese innerhalb einer entwickelten Software zu einem Komponentenmodell kombiniert und die Momenten-Rotationsbeziehung iterativ ermittelt. Im Modell wurde vorausgesetzt, dass Schubverbinder in Form von eingefrästen Kerven verwendet werden, diese aber nur in Bereichen mit positiven Biegemomenten eingebaut sind. Die Untersuchungen ergaben folgende Hauptergebnisse:

- Das entwickelte deterministische Komponentenmodell bildet die Moment-Rotationsbeziehung von HBV-Decken in Bereichen mit negativen Biegemomenten mit ausreichender Genauigkeit ab.

- Eine Verifikation über Finite-Elemente-Berechnungen bestätigt die Genauigkeit des Komponentenmodells.
- Bei der Anfangssteifigkeit der Verbindung spielt die Menge der eingelegten Bewehrung eine untergeordnete Rolle. Wohingegen das Rissverhalten des Betons maßgebend die Anfangssteifigkeit der Verbindung beeinflusst.
- Das maximal aufnehmbare Moment kann mit größerer Bewehrungsmenge deutlich erhöht werden.
- Das Komponentenmodell wurde um die Komponente Holz unter Zug erweitert, um durchlaufende Holzträger zu berücksichtigen. Eine Verifikation des Modells wurde über Finite-Elemente-Berechnungen erfolgreich durchgeführt.
- Bei durchlaufenden Holzträgern ist ein Versagen in der Zugzone des Holzes bei geringer Rotation zu erwarten, was unabhängig von der eingelegten Bewehrungsmenge auftritt.

Abbildung 5.21

Momenten-Rotationsbeziehung mit durchlaufendem Holzträger: Vergleich zwischen der Komponentenmethode und der FE-Berechnung mit Ansys



Quelle: Hochschule Biberach

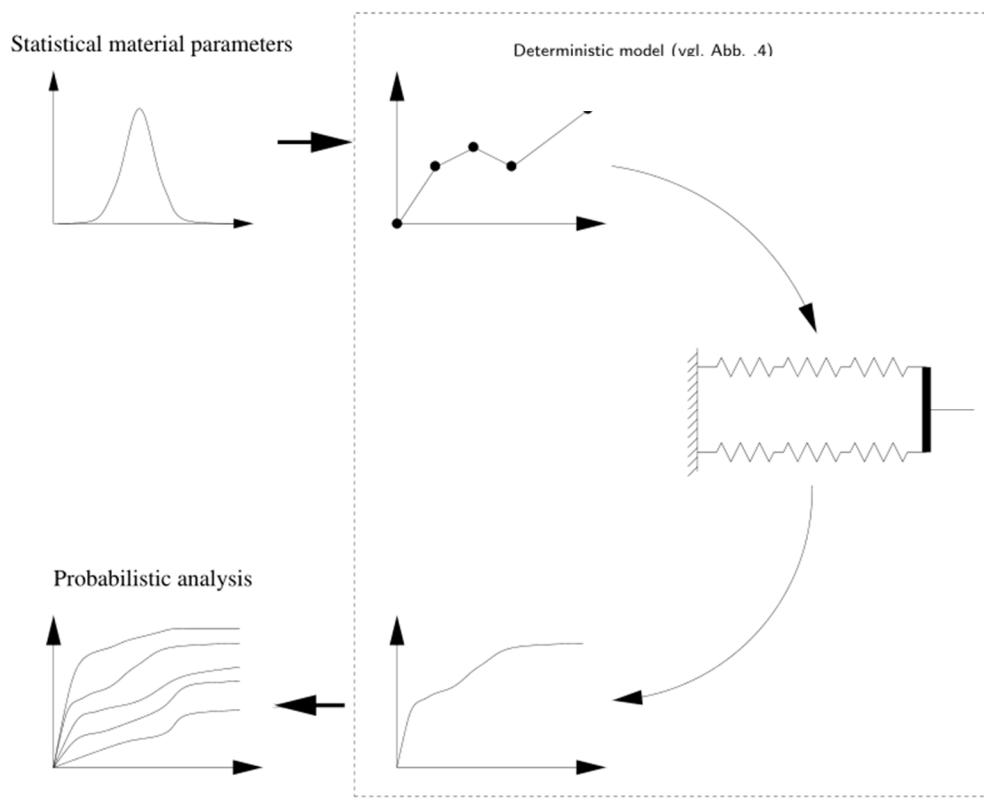
6. Zuverlässigkeitsanalyse des Verhaltens am Stoß (AP 6)

6.1. Allgemeines (HBC)

Eine Vorstudie zeigte, dass die Variabilität der Eingangswerte die Steifigkeit der Verbindung und damit die Verformung sowie die Spannungen im Holz-Beton-Verbundträger stark beeinflusst. Daher ist ein rein deterministischer Ansatz, wie er in Kapitel 1 vorgestellt wird, nicht ausreichend. Um Grenzwerte für die Steifigkeit der durchlaufenden Holz-Beton-Verbunddecke mit gestoßenem Holzträger zu ermitteln, die bei der Bemessung zu berücksichtigen sind, wird im Folgenden eine probabilistische Analyse durchgeführt.

Das deterministische Modell wird zu einem probabilistischen Modell erweitert (vgl. Abbildung 6.1). Auf der Grundlage des Konzepts der Stichprobenbildung (Monte-Carlo-Simulation [Ulam u. Metropolis, 1949]) wird eine Schätzung der Verteilung und des Mittelwerts der Verbindungssteifigkeit berechnet. Daher sollte das probabilistische Modell die Variabilität der Materialien Holz und Stahlbeton in den Eingangswerten vollständig berücksichtigen. Ziel ist es, ein probabilistisches Widerstandsmodell für Holz-Beton-Verbunddecken in Bereichen mit negativen Biegemomenten für eine statische Bemessung bereitzustellen, das Grenzwerte für die Anschlusssteifigkeit definiert.

Abbildung 6.1
Erweiterung des deterministischen Modells um ein probabilistisches Modell



Quelle: Hochschule Biberach

6.2. Probabilistische Materialmodelle (HBC)

- Holz

Für die Berechnung der Moment-Rotationsbeziehung mit dem entwickelten Komponentenmodell ist eine Vielzahl von Materialkennwerten des Holzes notwendig. Soll dabei der statistische Einfluss von streuenden Materialparametern untersucht werden, ist es unerlässlich, die Streuungen der Materialeigenschaften zu berücksichtigen. Um dies mathematisch umzusetzen, werden korrelierende Eingangsgrößen zur Berechnung generiert. Zur Erzeugung der korrelierten Eingangsparameter kann das sogenannte „Gaußsche Copula“ verwendet werden. Zu diesem Zweck stellt [JCSS, 2001b] eine Korrelations-Koeffizientenmatrix für Vollholz zur Verfügung. Da nicht alle Materialparameter des JCSS als Eingangswerte für die Berechnung im entwickelten Komponentenmodell benötigt werden, wird in Tabelle 6.1 lediglich ein Ausschnitt der Korrelationsmatrix berücksichtigt, der alle erforderlichen Eingangsparameter des Modells enthält.

Tabelle 6.1: Verteilungsfunktionen und Korrelationskoeffizienten für die ausgewählten Holzeigenschaften nach [JCSS, 2001b].

	E_m	$R_{c,0}$	$R_{t,0}$	ρ_{den}	Verteilung
E_m	1.0	0.6	0.6	0.6	Log-normal
$R_{c,0}$	0.6	1.0	0.5	0.8	Log-normal
$R_{t,0}$	0.6	0.5	1.0	0.4	Log-normal
ρ_{den}	0.6	0.8	0.4	1.0	Normal

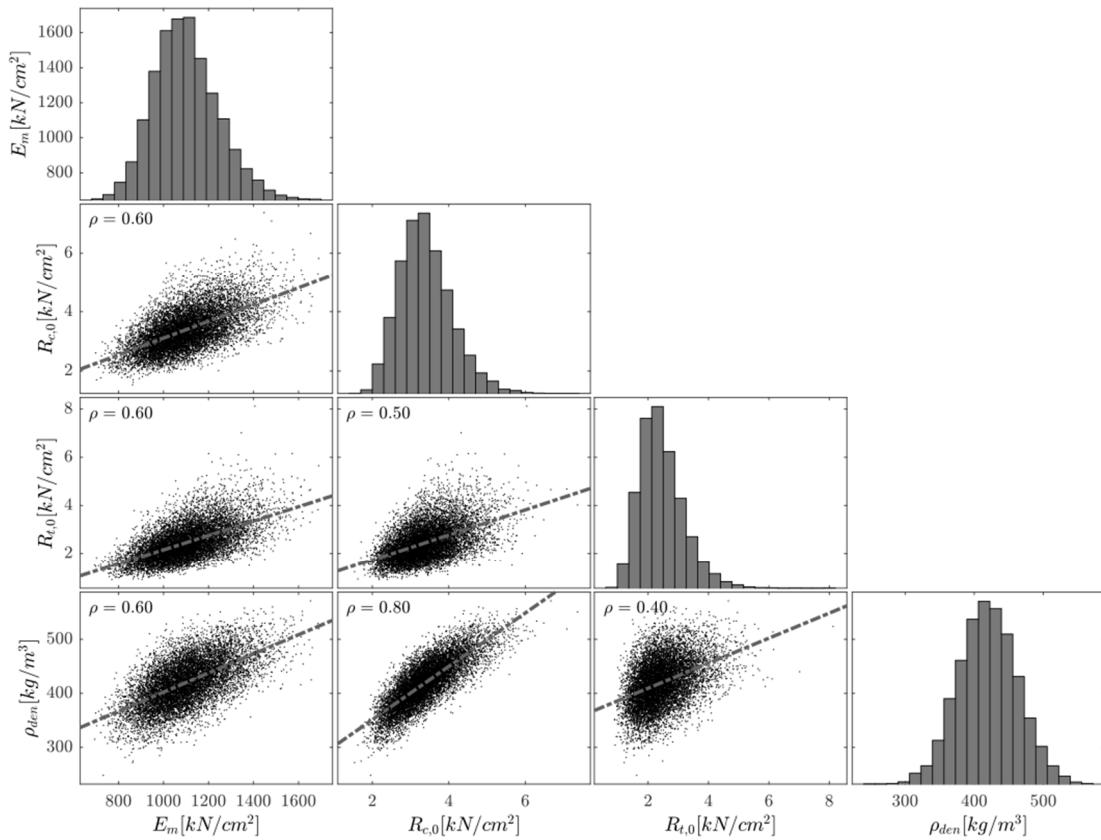
Bei der Betrachtung der in Tabelle 6.1 dargestellten Korrelationsmatrix wird deutlich, dass die meisten Korrelationen in den Bereich von 0,5 bis 0,6 fallen, was auf eine mittlere Korrelation hindeutet. Allerdings ist die Korrelation zwischen $R_{t,0}$ und ρ_{den} gering (0,4), während die Korrelation zwischen $R_{c,0}$ und ρ_{den} hoch ist (0,8).

Für die numerische Berechnung der korrelierten zufälligen Eingangsvariablen wird die Mathematiksoftware Matlab verwendet [MathSoft, 2001]. Diese Software ermöglicht die Generierung von mehrdimensionalen korrelierenden Zufallsvariablen. Die für die Berechnung im Komponentenmodell benötigten Holzeigenschaften werden in Abbildung 6.2 als korrelierte Zufallsvariablen dargestellt. Hier kann die Korrelation von $n = 1 \cdot 10^4$ unabhängigen Stichproben grafisch betrachtet werden. Für die Modellierung wurden dabei einzelne Bauholzbretter betrachtet und zu einem Brettschichtholzquerschnitt zusammengefasst. Dieses Verfahren berücksichtigt die Abnahme der Streuung des Elastizitätsmoduls bei großen Querschnitten.

Aus Abbildung 6.2 ist ersichtlich, dass alle Eingangsvariablen einer positiven linearen Korrelation folgen. Der Grund für dieses lineare Verhalten ist die durch [JCSS, 2001b] definierte Korrelationsmatrix, die eine lineare Pearson-Korrelation beschreibt. Zusätzlich kann die Abhängigkeit von stark korrelierten (d.h. $R_{c,0} \Leftrightarrow \rho_{den}$) und gering korrelierten (d.h. $R_{t,0} \Leftrightarrow \rho_{den}$) graphisch identifiziert werden. Abbildung 6.2 zeigt zusätzlich die Verteilungsfunktionen der einzelnen Variablen durch Histogramme, die aus den korrelierten Stichproben erzeugt wurden. Daraus ist ersichtlich, dass die Verteilungen den in Tabelle 6.1 definierten Funktionen folgen.

Zusammenfassend zeigt Abbildung 6.2 eine hohe Qualität der korrelierten Eingangsparameter für den Werkstoff Holz, so dass sie in der anschließenden Monte-Carlo-Simulation verwendet werden können. Ergänzend sei erwähnt, dass nach der Generierung von korrelierten Zufallsvariablen immer überprüft werden sollte, ob die generierten Verteilungen tatsächlich den definierten Eigenschaften folgen.

Abbildung 6.2
Korrierte Materialkennwerte für Vollholz ($n=1 \cdot 10^4$)



Quelle: Hochschule Biberach

▪ Beton

Um das probabilistische Verhalten des Werkstoffs Beton zu bestimmen, ist es ebenfalls notwendig, mehrere korrelierende Parameter zu berücksichtigen. Das Joint Committee on Structural Safety [JCSS, 2001b] schlägt hier ein umfangreiches probabilistisches Modell vor, sodass das Verfahren über „Gaussian Copula“ mit vorgegebenen Korrelationskoeffizienten nicht verwendet werden sollte.

Das probabilistische Modell nach JCSS berücksichtigt die Produktionsschwankungen je nach Produktionscharge, Baustelle und Bauzeit. Darüber hinaus wird die Variabilität innerhalb eines Bauteils berücksichtigt, was auch Schwankungen aufgrund der Einbau-, Aushärtungs- und Erhärtungsbedingungen einschließt [JCSS, 2001b].

Der vorgeschlagene Ansatz basiert auf der Bestimmung der Druckfestigkeit jeder Betonprobe mit Hilfe eines umfassenden probabilistischen Modells. Anschließend können zusätzliche Materialeigenschaften des Betons, wie zum Beispiel die Zugfestigkeit oder der Elastizitätsmodul, durch geschlossene Gleichungen bestimmt werden, welche die Druckfestigkeit sowie zusätzliche statistisch variierende Variablen, die in [JCSS, 2001b] definiert sind, enthalten.

Hier wird die Druckfestigkeit des Betons an einem bestimmten Punkt i in einer Betonstruktur j als Funktion des Grundwerts der Druckfestigkeit f_{co} angegeben (siehe Gleichung (6.1) und (6.2)). Es ist zu beachten, dass jede voneinander unabhängigen Betonstruktur j das gesamte Betonbauteil in einer Monte-Carlo-Simulation darstellt. Jede Struktur j hat einen logarithmischen Mittelwert M_j , der auf der Grundlage der in [JCSS, 2001b] definierten Priorparameter bestimmt werden kann.

$$f_-(c, ij) = \alpha(t, \tau) \cdot (f_{co})^\lambda \cdot Y_{1,j} \quad (6.1)$$

$$f_{co,ij} = \exp(U_{ij} \cdot \Sigma_j + M_{1,j}) \quad (6.2)$$

In Gleichung (6.2) ist Σ_j die logarithmische Standardabweichung innerhalb einer Charge und wird mit einem Variationskoeffizienten $CoV = 4\%$ auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen von Betonwürfelproben für eine Charge bestimmt. Die zusätzliche Variable U_{ij} ist eine Standardnormal-Variable, welche die Variabilität innerhalb eines Bauwerks [JCSS, 2001b] darstellt. Dies zeigt sich auch in dem Index i , der eine räumliche Platzierung in einem Bauwerk j beschreibt. In dem entwickelten Bauteilmodell wird die räumliche Trennung durch die Modellierung einzelner Betonfedern erreicht, die jeweils den Beton von Riss zu Riss repräsentieren. Um die Größe des Modells zu begrenzen, wird $i = 1 \dots 10$ definiert.

In Gleichung (6.1) wird der Term $\alpha(t, \tau)$ verwendet. Dieses zeitabhängige Verhalten wird bei der Modellierung jedoch vernachlässigt. Der Parameter $\lambda = 0.96$ wird deterministisch bestimmt, und der Parameter $Y_{1,j}$ wird mit Hilfe der in Tabelle 6.2 angegebenen Informationen generiert. Dabei beschreiben die Y -Parameter zusätzliche Variationen aufgrund der besonderen Einbau-, Nachbehandlungs- und Erhärtungsbedingungen von Ort beton in einem Bauteil j [JCSS, 2001b].

Tabelle 6.2: Informationen für die Parameter Y_i [JCSS, 2001b].

Variable	Verteilung	Mittelwert	CoV	Bezogen auf
$Y_{1,j}$	Log-normal	1.0	0.06	Druck
$Y_{2,j}$	Log-normal	1.0	0.30	Zug
$Y_{3,j}$	Log-normal	1.0	0.15	E-Modul

Ausgehend von der Druckfestigkeit des Betons können Gleichung (6.3) und (6.4) zur Berechnung der Zugfestigkeit $f_{ct,ij}$ und des Elastizitätsmoduls $E_{c,ij}$ [JCSS, 2001b] verwendet werden.

$$f_{ct,ij} = 0.3 \cdot f_{c,ij}^{2/3} \cdot Y_{2,j} \quad (6.3)$$

$$E_{c,ij} = 10.5 \cdot f_{c,ij}^{1/3} \cdot Y_{3,j} \cdot (1 + \beta_d \cdot \varphi(t, \tau))^{-1} \quad (6.4)$$

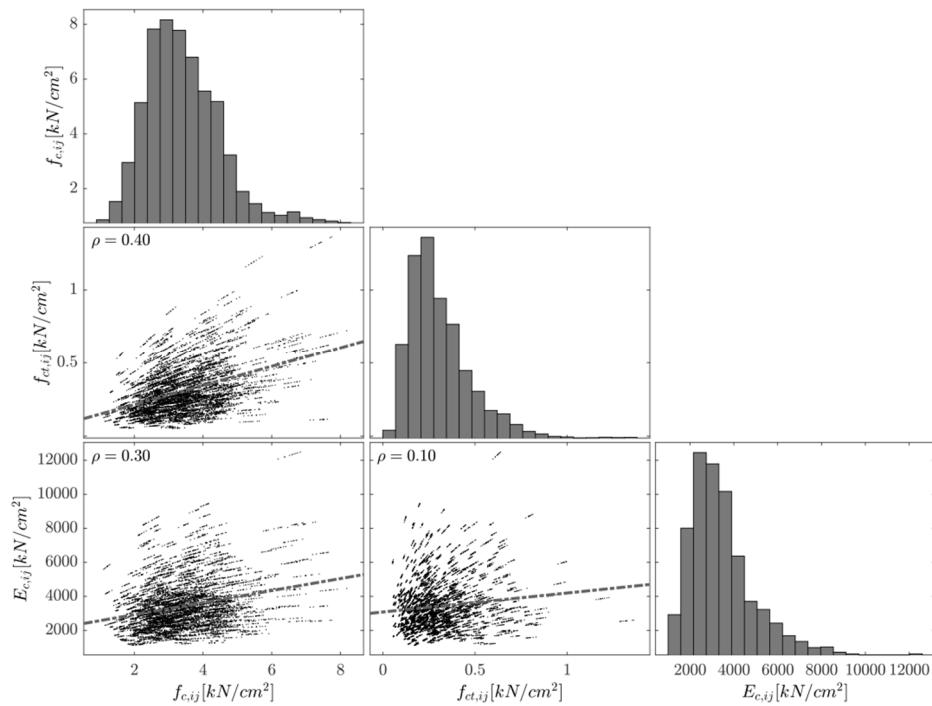
In Anbetracht des relativ hohen Variationskoeffizienten für $Y_{2,j}$, der in Tabelle 6.2 definiert ist, führte die probabilistische Berechnung zu der Möglichkeit unrealistisch hoher Zugfestigkeiten. Daher wurde die Verteilungsfunktion für $Y_{2,j}$ beim 10-fachen ihrer Standardabweichung abgeschnitten, um das Auftreten unrealistisch hoher Zugfestigkeiten in der Berechnung zu minimieren.

Bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls $E_{c,ij}$ wird der zusätzliche Term $\beta_d \cdot \varphi(t, \tau)$ in Gleichung (6.4) zur Berücksichtigung der Dauer der Lasteinwirkung vernachlässigt. Außerdem wird der Parameter $Y_{3,j}$ gemäß berücksichtigt.

Das probabilistische Modell zur Bestimmung der Materialeigenschaften von Beton wurden in Matlab [The MathWorks Inc.] implementiert. In Abbildung 6.3 sind $n = 1 \cdot 10^4$ zufällig korrelierte Eingangsparameter für Beton dargestellt.

In Abbildung 6.3 ist ersichtlich, dass jede Betonstruktur j eine Reihe von 10 einzelnen Punkten erzeugt, die die Variabilität innerhalb eines einzelnen Bauteils darstellen. Insgesamt verdeutlicht die Abbildung die Qualität des probabilistischen Modells für das Material Beton. Alle zufällig generierten Materialparameter folgen einer klaren Verteilungsfunktion.

Abbildung 6.3
Korrelierte Materialkennwerte für Beton ($n=1 \cdot 10^4$); Bemerkung: Jede Linie besteht aus 10 Stichproben



Quelle: Hochschule Biberach

- **Bewehrungsstahl**

Um das probabilistische Verhalten von Bewehrungsstahl zu berücksichtigen, bietet [JCSS, 2001b] ein Verfahren analog zu dem für Holz als streuendes Material (vgl. Abbildung 6.2). Mit [JCSS, 2001b] wird eine Korrelationsmatrix definiert, aus der der Korrelationskoeffizient zwischen der Bewehrungsfläche A_s und der Zugfestigkeit R_t mit $r = 0,5$ übernommen wird.

Der Mittelwert der Fließspannung ist definiert als $S_{nom} + 2\sigma$. Dabei bezieht sich S_{nom} auf die charakteristische Fließspannung von 500 MPa, wie in [DIN EN 1992-1-1: 2010, 2010] definiert. Die Standardabweichung $\sigma = 30$ MPa von R_t wird durch drei Faktoren bestimmt: (i) Schwankungen im globalen Mittelwert verschiedener Stahlwerke, (ii) Schwankungen innerhalb eines Stahlwerks von Charge zu Charge und (iii) Schwankungen innerhalb einer einzelnen Schmelze [JCSS, 2001b]. Außerdem wird der Elastizitätsmodul des Betonstahls als konstant angenommen, wie in [JCSS, 2001b] angegeben.

6.3. Implementierung in das Komponentenmodell und Berechnung (HBC)

Zur Entwicklung des probabilistischen Berechnungsmodells wird im Folgenden ein Beispielberechnungsfall definiert, die Eingabeveriablen sind in Tabelle 6.3 zusammengefasst.

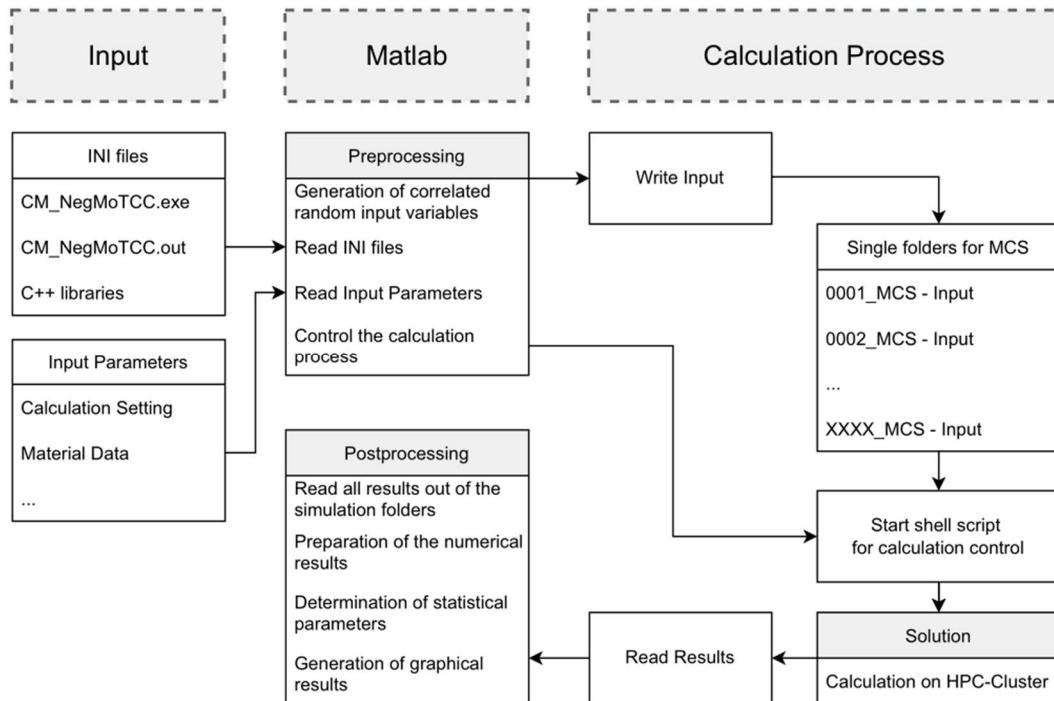
Für die Beschreibung der Materialien werden die Materialeigenschaften für Beton aus [DIN EN 1992-1-1: 2010, 2010] und für Vollholz aus [DIN EN 338:2016-07, 2016] übernommen. Unter Verwendung der in Kapitel 6.2 beschriebenen Modelle werden die Mittelwerte, Standardabweichungen und Verteilungsfunktionen aus dem probabilistischen Model-Code [JCSS, 2001b] als Eingabeparameter übernommen. Diese Werte erfassen die statistisch streuenden und korrelierten Materialeigenschaften.

Tabelle 6.3: Geometrie- und Materialkennwerte als Eingangsvariablen für die Berechnung mit dem probabilistischen Modell.

Eigenschaft	Beschreibung
Beton	C25/30, $b \times h = 15 \times 8 \text{ cm}^2$
Vollholz	C24, $b \times h = 15 \times 16 \text{ cm}^2$
Bewehrungsstahl	B500, 1 $\varnothing 9 \text{ mm}$, $a_s = 4.24 \text{ cm}^2/\text{m}$
Effektive Länge	$l_{eff} = 100 \text{ cm}$

Bei der Modellierung wurde das deterministische Modell vollständig von den probabilistischen Simulationen getrennt (vgl. Abbildung 6.4). Zuerst wird Matlab [The MathWorks Inc.] verwendet, um statistische Eingabedaten zu erfassen, dann werden die Simulationen mit einem Shell-Skript ausgeführt und schließlich werden die Ergebnisse mit Matlab statistisch ausgewertet. Abbildung 6.4 zeigt das Berechnungsverfahren des probabilistischen Modells, das in drei Ebenen unterteilt ist. Die erste Ebene stellt die Input Ebene dar, die zweite die Matlab Ebene und die dritte, die Calculation Process Ebene.

Abbildung 6.4
Berechnungsprozess des probabilistischen Modells



Quelle: Hochschule Biberach

Die „Input“ Ebene definiert die Bereitstellung von Initialisierungsdateien und Eingabeparametern für einen Berechnungsfall. Die Initialisierungsdateien bestehen aus der kompilierten Software („.exe“ für Windows Systeme und „.out“ für Linux-Systeme) und den verwendeten Bibliotheken (zum Beispiel GNU Scientific Library [Gough]). Die Eingabeparameter für einen Berechnungsfall bestehen aus allen für die Berechnung mit dem entwickelten Komponentenmodell benötigten Variablen (z.B. Materialdaten, Software-Einstellungen, etc.). Die resultierende Input Ebene wird anschließend an die Matlab Ebene übertragen.

In der "Matlab"-Ebene wird das probabilistische Modell zentral gesteuert. Im Preprocessing werden auf der Basis der vorgegebenen Eingangsparameter korrelierende Materialeigenschaften generiert. Die mathematischen Methoden und das Vorgehen dazu sind in Kapitel 6.2 beschrieben.

Auf der „Calculation Process“ Ebene, die auf der Monte-Carlo-Simulation [Ulam u. Metropolis, 1949] basiert, wird für jeden Berechnungsfall eine eigene Ordnerstruktur angelegt. Für jeden Fall wird ein statistischer Datensatz mit Eingabewerten erstellt. Schließlich wird in einem Vorverarbeitungsschritt die Erstellung eines Shell-Skripts automatisiert, um die Berechnung aller einzelnen Simulationsfälle zu initiieren. Alle generierten Daten für das probabilistische Modell werden auf einen Rechencluster übertragen. Dort wird das vorhandene Shell-Skript verwendet, um die Berechnungen für alle Simulationsfälle anzustoßen. Um mehrere probabilistische Fälle gleichzeitig effizient und zeitsparend zu bearbeiten, wird zusätzlich das Vorgehen von Parallel Computing verfolgt.

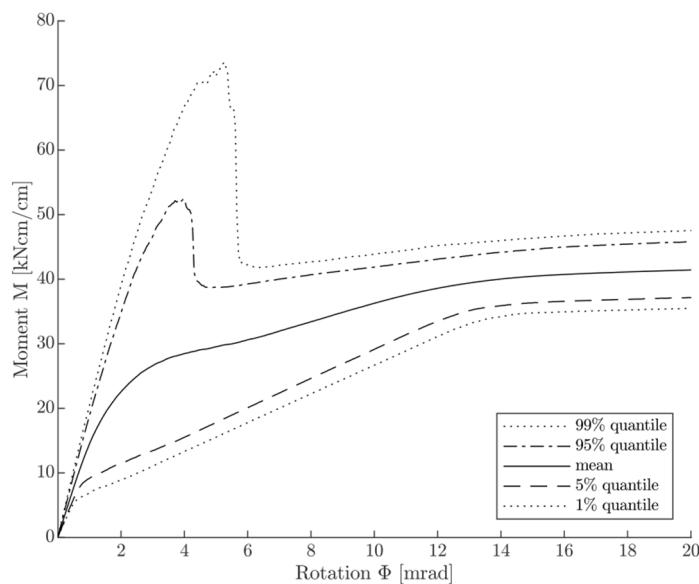
Nach erfolgreichen Berechnungen werden die Daten im Postprocessing in Matlab eingelesen (vgl. Abbildung 6.4). Diese Methode hat sich bewährt, da durch die Ordnerstruktur, die für jeden Berechnungsfall in der Monte-Carlo-Simulation einen eigenen Ordner vorsieht, alle Ein- und Ausgabedaten jedes Berechnungsfalls zentral in einem Ordner zur Verfügung gestellt werden. Auf diese Weise können die importierten Ergebnisse numerisch verarbeitet und eine probabilistische Analyse kann durchgeführt werden.

6.4. Untersuchung des probabilistischen Verhaltens am Stoß (HBC)

Basierend auf dem Komponentenmodell zur Berechnung der Momenten-Rotationsbeziehung von Holz-Beton-Verbunddecken in Bereichen mit negativen Biegemomenten (siehe Kapitel 1) wurde dieses Modell um einen probabilistischen Ansatz erweitert, der korrelierte Materialparameter und eine Monte-Carlo-Simulation verwendet. Mit Hilfe des entwickelten Modells wurde der in Kapitel 6.3 erläuterte Berechnungsfall berechnet, und die Ergebnisse werden im Folgenden vorgestellt. Insgesamt wurden dabei 5000 probabilistisch unabhängige Simulationsfälle betrachtet, wodurch mehr als 2 Millionen einzelne Datenpunkte erzeugt wurden.

Auf Grundlage der in Tabelle 6.3 angegebenen Verteilungen der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften der am Verbund beteiligten Materialien sind die erzielten Ergebnisse in Abbildung 6.5 dargestellt. Hier wurde bei der Monte-Carlo-Simulation nach 2000 Iterationen eine ausreichende Konvergenz von weniger als 1% erreicht.

Abbildung 6.5
Moment-Rotationsbeziehung des Anschlusses nach



Quelle: Hochschule Biberach

Abbildung 6.5 zeigt, dass aufgrund der unterschiedlichen Materialeigenschaften des Betons, im Wesentlichen zwei Grenzfälle in Bezug auf die Anfangssteifigkeit und die Tragfähigkeit festgestellt werden können:

- Der Beton reißt sehr früh, so dass nur noch der Bewehrungsstahl und die Druckzone des Holzes an der Lastabtragung beteiligt sind.
- Die Betonzugfestigkeit ist ausreichend groß, sodass der Beton die Anfangssteifigkeit der Verbindung deutlich erhöht.

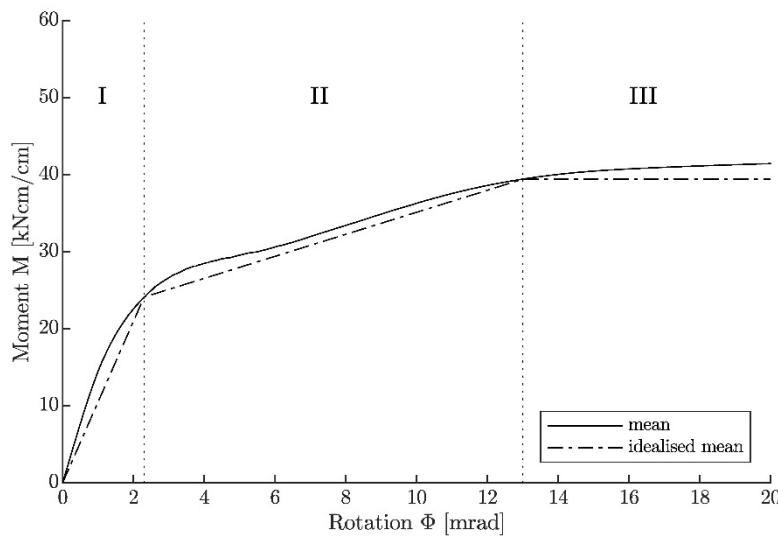
Dieses Verhalten wurde auch in [Kuhlmann u. a., 2006] beobachtet, wo Untersuchungen an durchgehenden Holz-Beton-Verbunddecken mit eingelegten Slim-Floor-Profilen durchgeführt wurden.

Zusätzlich wurde bei der Auswertung der berechneten oberen und unteren Grenze festgestellt, dass diese einen sehr großen Bereich definiert, der die Moment-Rotationsbeziehung beschreibt. Dies ist auf die stark streuende Zugfestigkeit des Betons zurückzuführen, die eine Aussage über absolute Extremwerte der Verbindungssteifigkeit erschwert. Im Komponentenmodell wird die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen („tension stiffening“), wie in [DafStb Heft 525, 2010; DIN EN 1992-1-1: 2010,

2010] definiert, rechnerisch berücksichtigt. Da die Steifigkeit der Verbindung maßgeblich vom Rissverhalten des Betons abhängt, spiegelt sich dieses Verhalten auch in der Momenten-Rotationsbeziehung der gesamten Verbindung wider.

Als Vereinfachung kann der in Abbildung 6.5 ermittelte Mittelwert der Moment-Rotationsbeziehung als eine trilineare Funktion angenähert werden, wie in Abbildung 6.6 gezeigt. Diese ist durch drei Stadien definiert, die in mit I, II und III bezeichnet sind.

Abbildung 6.6
Idealisierung und Segmentierung der Momenten-Rotationsbeziehung des Anschlusses nach *Tabelle 6.3*



Quelle: Hochschule Biberach

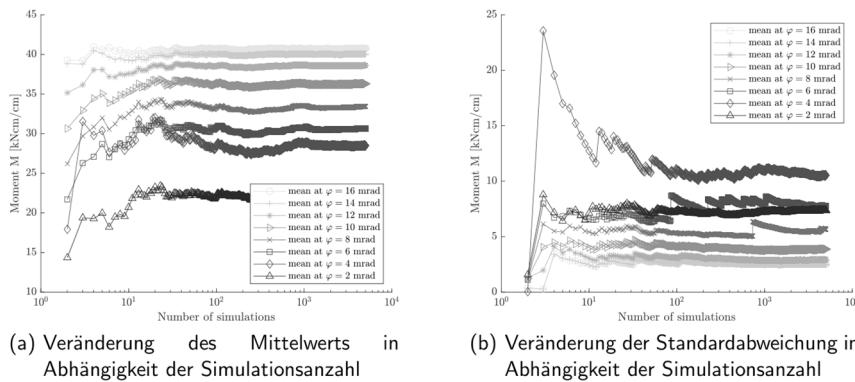
In diesem Zusammenhang kann das Stadium I als linear elastischer Bereich definiert werden, in dem der Beton seine volle Anfangssteifigkeit besitzt und daher ungerissen ist. Im Stadium II tritt Rissbildung auf, gefolgt von einer Stabilisierungsphase, in der eine Belastung bis zur Streckgrenze der Bewehrung erfolgen kann. Schließlich wird das Verhalten durch die Fließphase der Bewehrung im Stadium III beschrieben.

Um die Genauigkeit der durchgeführten probabilistischen Untersuchung zu beurteilen, wird im Folgenden das Konvergenzverhalten der Monte-Carlo-Simulation untersucht. Zu diesem Zweck wurde das gesamte Spektrum der Moment-Rotationsbeziehung an insgesamt acht Rotationspunkten ausgewertet. Diese Auswertung ist in Abbildung 6.7 grafisch dargestellt.

In Abbildung 6.7 (a) wird die Veränderung des arithmetischen Mittelwerts in Abhängigkeit von der Anzahl der Simulationen zu den verschiedenen Auswertungszeitpunkten untersucht. Das gleiche Auswertungsschema wird auf die Standardabweichung in Abbildung 6.7 (b) angewendet.

Abbildung 6.7

Konvergenzverhalten in Abhängigkeit von der Simulationsanzahl für verschiedene Auswertungspunkte der Rotation.



Quelle: Hochschule Biberach

In der Konvergenzstudie für das arithmetische Mittel und die Standardabweichung, wie in Abbildung 6.7 dargestellt, ist visuell ersichtlich, dass ein ausreichendes Maß an Konvergenz in der Monte-Carlo-Simulation erreicht wird, wenn die Anzahl der Simulationsfälle etwa 1500-2000 erreicht. Diese Aussage beruht auf der Tatsache, dass sich der jeweilige Ergebniswert an diesem Punkt einer Asymptote nähert und keine signifikanten Änderungen mehr zu beobachten sind.

Interessant bei der Betrachtung von Abbildung 6.7 ist der Unterschied im Konvergenzverhalten an verschiedenen Bewertungspunkten der Rotation. Es zeigt sich, dass in der Region II (vgl. Abbildung 6.6) eine deutlich höhere Anzahl von Simulationen notwendig ist, um eine zufriedenstellende Konvergenz zu erreichen, als bei Rotationspunkten in den Regionen I oder III. Besonders ausgeprägt ist dieses Verhalten bei der Auswertung der entsprechenden Standardabweichung in Abbildung 6.7 (b). Dabei spiegelt das Rissverhalten von Beton wider, das eine signifikante statistische Streuung beinhaltet, die auch das Konvergenzverhalten beeinflusst.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass für künftige probabilistische Berechnungen unter Verwendung des entwickelten Komponentenmodells eine Simulationszahl von 1500-2000 ausreichend groß ist, um eine angemessene Konvergenz zu erzielen.

6.5. Berechnung der Anschlusssteifigkeit (HBC)

Im Folgenden wird eine Methode zur Bestimmung der Anschlusssteifigkeit einer durchlaufenden Holz-Beton-Verbunddecke mit gestoßenem Holzträger vorgestellt. Diese Methode basiert auf der durch die Anwendung des probabilistischen Rechenmodells berechneten Moment-Rotationsbeziehung, deren Ergebnis in Abbildung 6.5 dargestellt ist.

Als Grundlage für die Ermittlung der Verbindungssteifigkeit werden die normativen Regeln aus [DIN EN 26891] herangezogen, die zur Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens von mechanischen Verbindungsmitteln im Holzbau entwickelt wurden.

In [DIN EN 26891] wird die maximale Belastung einer Verbindung als die Belastung beim Versagen oder die Belastung bei einer Verschiebung von 15 mm definiert. Damit wird eine Grenze für die maximal zulässige Verschiebung festgelegt. Um diesem Ansatz zu folgen, wird in der vorliegenden Arbeit eine maximal zulässige Verdrehung definiert. Zur Begrenzung der Verdrehung nach [DIN EN 26891] wird die maximale Verformung für einen gelenkig gelagerten Einfeldträger als $w_{max} = l/300$ definiert. Dies entspricht den Anforderungen in [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010] für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS). Daraus ergibt sich eine maximale Verdrehung von $\varphi_{SLS,max} = 10,67$ mrad am Auflager.

Um diese maximal zulässige Rotation in den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) zu übertragen, wird der Mittelwert der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Lasten, wie in [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] definiert, in Gleichung (6.5) verwendet.

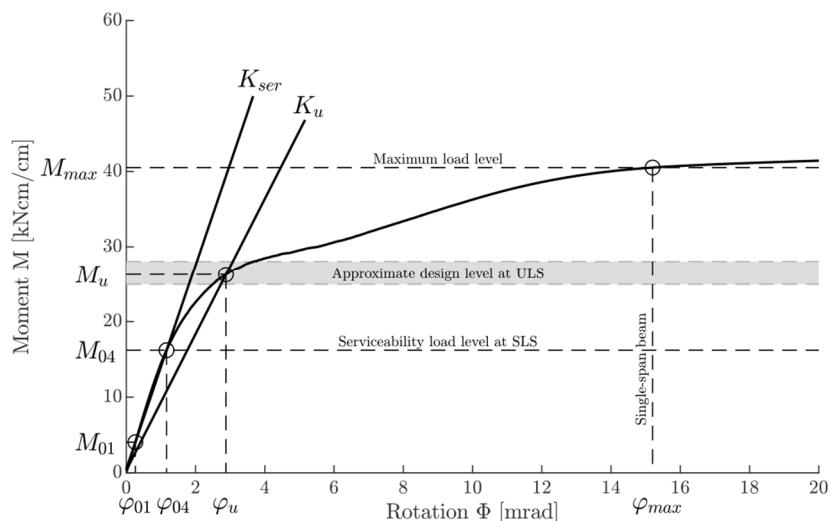
$$\gamma_{mean} = \frac{\gamma_G + \gamma_Q}{2} = \frac{1.35 + 1.50}{2} = 1.425 [-] \quad (6.5)$$

Daraus ergibt sich die folgende maximale Drehung φ_{max} (siehe Gleichung (6.6)), die das plastische Moment M_{max} der Verbindung beschreibt.

$$\varphi_{ULS,max} = \varphi_{SLS,max} \cdot \gamma_{mean} = 10.67 [mrad] \cdot 1.425 [-] = 15.20 [mrad] \quad (6.6)$$

Für die Bewertung der Anschlusssteifigkeit K_{ser} und K_u werden die in Abbildung 6.5 dargestellten Mittelwerte aus den probabilistischen Untersuchungen verwendet. Dies wird in der nachfolgenden Abbildung 6.8 dargestellt. Dieser Ansatz wird gewählt, da in [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010] festgelegt ist, dass die Mittelwerte der Steifigkeitseigenschaften für die Ermittlung von Schnittgrößen verwendet werden sollen.

Abbildung 6.8
Berechnung der Anschlusssteifigkeit an der Mittelwertkurve der Momenten-Rotationsbeziehung aus dem probabilistischen Modell



Quelle: Hochschule Biberach

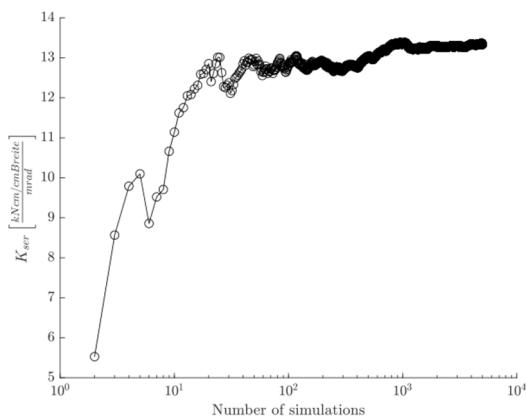
Ausgehend von der maximalen Verdrehung für einen gelenkig gelagerten Einfeldträger kann die Steifigkeit des Anschlusses K_{ser} nach [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010] in einem Bereich von 10% bis 40% von M_{max} ausgewertet werden. Zur Bestimmung der Anschlusssteifigkeit auf dem Lastniveau des Grenzzustands der Tragfähigkeit (ULS) K_u wird die allgemein gültige Gleichung (6.7) aus [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010] verwendet.

$$K_u = 2/3 \cdot K_{ser} \quad (6.7)$$

Da die wissenschaftliche Grundlage für den Faktor 2/3 in [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010] nicht erläutert wird, ist eine mögliche Erklärung, dass der Mittelwert der Tragfähigkeit M_{max} mit dem Faktor k_{mod}/γ_M reduziert werden kann, um das Bemessungsniveau anzunähern. Für einen Bereich des Modifikationsbeiwerts von $k_{mod} = 0,7 \dots 0,9$ entspricht dies dem grau schattierten Bereich in Abbildung 6.8. Es ist zu beobachten, dass mit dem Faktor 2/3 ein realistischer Wert für die Anschlusssteifigkeit K_u erreicht wird.

Damit wurde die Möglichkeit geschaffen, die Anschlusssteifigkeit von Holz-Beton-Verbunddecken in Bereichen mit negativen Biegemomenten mit Hilfe des entwickelten probabilistischen Berechnungsmodells auf Basis der Komponentenmethode zu berechnen. Es ist zu beachten, dass die vorliegende Auswertung der Steifigkeit auf Grundlage der Mittelwerte von Abbildung 6.8 durchgeführt wird. Da die klar definierte Auswertung nach [DIN EN 26891] jedoch vorsieht, zunächst die Steifigkeit jedes unabhängigen Versuchs auszuwerten und erst anschließend vorsieht, die statistischen Größen wie Mittelwert und Standardabweichung zu bestimmen, wurde dieser Ansatz auch in das probabilistische Modell integriert. Beim Vergleich der beiden beschriebenen Auswerteverfahren zeigt sich, dass der Unterschied im Endergebnis etwa 1% beträgt. Für weitere Berechnungen kann daher die Bestimmung der Steifigkeit mit ausreichender Genauigkeit auf der Grundlage der Mittelwerte der Moment-Rotationsbeziehung durchgeführt werden.

Abbildung 6.9
Veränderung der Anschlusssteifigkeit K_{ser} in Abhängigkeit der Simulationsanzahl.



Quelle: Hochschule Biberach

Zusätzlich wurde in Übereinstimmung mit Abbildung 6.7 das Konvergenzverhalten der Anschlusssteifigkeit K_{ser} untersucht, wie in Abbildung 6.9 dargestellt. Dies zeigt eine ausreichende Konvergenz nach einer Simulationszahl von etwa 1500-2000 Berechnungen. Dies bestätigt die in Abbildung 6.7 erzielte Konvergenz.

6.6. Zusammenfassung (HBC)

Im Rahmen der Entwicklung eines probabilistischen Modells als Erweiterung des Komponentenmodells wurden zunächst alle statistisch streuenden Materialkennwerte identifiziert und mit probabilistischen Modellen beschrieben. Anschließend wurden diese in das bestehende Komponentenmodell implementiert und auf Grundlage eines Beispiel-Berechnungsfalls wurde das probabilistische Verhalten der Anschlusssteifigkeit am Stoß untersucht. Die Untersuchungen ergaben folgende Hauptergebnisse:

- Mit den probabilistischen Materialmodellen könnten innerhalb einer Monte-Carlo-Simulation die Grenzbereiche der Momenten-Rotationsbeziehung des Anschlusses bestimmt werden.
- Es stellte sich heraus, dass die Steifigkeit der Verbindung im Wesentlichen vom Rissverhalten des Betons abhängt. Dies ist auf die probabilistischen Parameter des Betons zurückzuführen, da diese bereits eine starke Streuung aufweisen. Dieses Verhalten spiegelt sich auch in der durchgeföhrten Konvergenzstudie der Monte-Carlo-Simulation wider.
- Auf den Grundlagen von [DIN EN 26891] wurde ein Berechnungsansatz zur Bestimmung der Verdrehfedersteifigkeit für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit entwickelt. Dieser liefert nach ersten Untersuchungen zuverlässige und plausible Ergebnisse.

7. Parameterstudie (AP6)

7.1. Allgemeines (HBC)

Um einflussgebende Parameter der Anschlusssteifigkeit zu identifizieren und das mögliche Potential der Durchlaufwirkung am vereinfachten Gesamtsystem zu beurteilen, wird im Folgenden die Durchführung einer Parameterstudie vorgestellt. Als Grundlage dient hierfür das in entwickelte probabilistische Komponentenmodell aus Kapitel 2.

7.2. Definition des Parameterbereichs (HBC)

Im Rahmen der Parameterstudie wurde der in Tabelle 7.1 aufgeführten Parameterbereich untersucht. Dabei wurden sowohl geometrische, als auch Materialkenngrößen variiert. Um den Einfluss aller in Tabelle 7.1 aufgeführten Parameter beurteilen zu können, wurde ein vollfaktorieller Versuchsplan erstellt, wobei alle möglichen Parameterkombinationen betrachtet wurden. Der Nachteil dieser Methode liegt darin, dass sich ein sehr hoher Versuchsaufwand bei zunehmender Anzahl an Einflussgrößen ergibt. Allerdings liegt der Vorteil darin, dass alle Haupteffekte und alle Wechselwirkungen berechnet werden können [Antony, 2023]. In der vorliegenden Parameterstudie entstehen somit 324 verschiedene Parameterkombinationen.

Tabelle 7.1: Definition des Parameterbereichs.

Beschreibung	Parameter	Einheit	Bereich
Spannweite	L	[m]	8,0; 9,0; 10,0
Höhe Holz	h_{Holz}	[cm]	16; 20; 24
Höhe Beton	h_{Beton}	[cm]	$0,5 \cdot h_{Holz}; 1,0 \cdot h_{Holz}$
Breite	b	[cm]	40,0
Betondruckfestigkeit	f_{ck}	[N/mm ²]	25,0; 30,0
Bewehrung	A_s	[cm ²]	1,88; 3,35; 5,24; 9,42; 10,89 12,78; 15,28; 16,75; 18,64

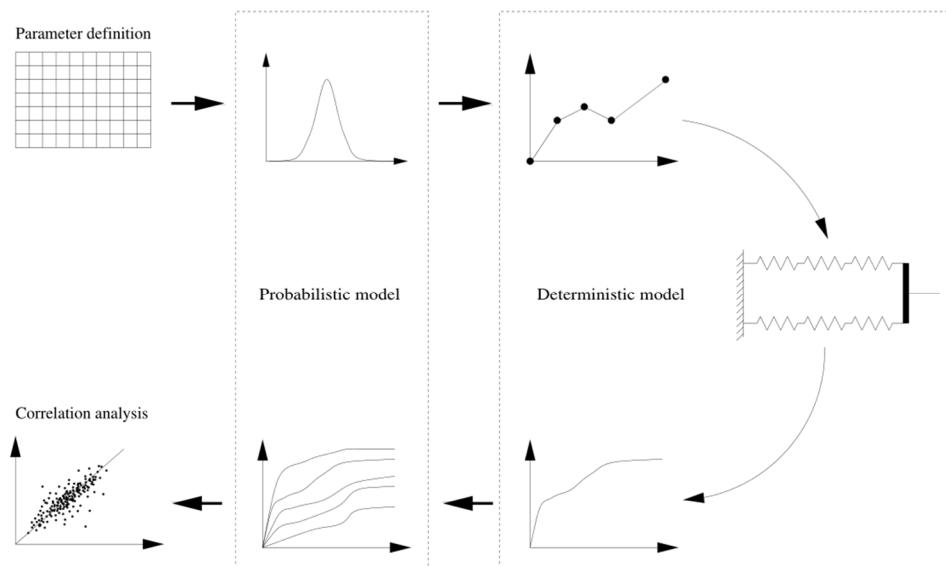
Die Parameter in Tabelle 7.1 sind so gewählt, dass ein möglichst großer, in der Baupraxis relevanter Parameterbereich erfasst wird. Dabei ist die Bewehrung so gewählt, dass stets eine Q-Matte als Grundbewehrung und evtl. vorhandene Zulagen aus Stabstahl alle 15 cm berücksichtigt werden. Außerdem wurde das Verhältnis der Querschnittshöhe von Beton zu Holz auf 1:2 und 1:1 definiert.

7.3. Berechnungsprozess (HBC)

Die Berechnung der Parameterfälle erfolgte dadurch, dass das probabilistische Komponentenmodell aus Kapitel 2 dahingehend erweitert wurde, dass auf Grundlage einer Parametermatrix Input-Datensätze

erstellt werden, die einzeln zur Berechnung an das probabilistische Modell übergeben werden können. Zur softwaretechnischen Umsetzung wurde Matlab verwendet [MathSoft, 2023]. In Abbildung 7.1 ist die Erweiterung des probabilistischen Komponentenmodells dargestellt. Dabei wurde auch berücksichtigt, dass die Ergebnisdaten aller Parameterfälle im Anschluss an die Berechnung gesammelt und innerhalb einer Korrelationsanalyse ausgewertet werden.

Abbildung 7.1
Erweiterung des probabilistischen Modells zur Durchführung einer Parameterstudie



Quelle: Hochschule Biberach

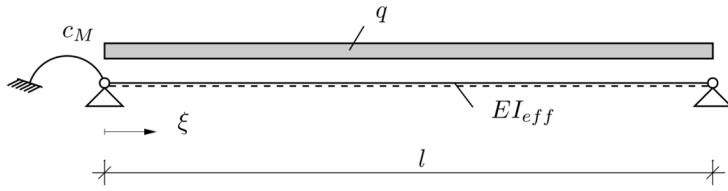
7.4. Ergebnisse und Identifikation der einflussgebenden Parameter am vereinfachten Gesamtsystem (HBC)

7.4.1. Definition des vereinfachten Gesamtsystems

Um das Potential der Verformungsreduzierung durch die Durchlaufwirkung bei Holz-Beton-Verbunddecken bewerten zu können, wird im Folgenden eine Methode zur Berechnung der Schnittgrößen und Verformungen an einem einseitig elastisch eingespannten Einfeldträger (EEEFT) vorgestellt (vgl. Abbildung 7.2). Dabei wird die Durchlaufwirkung, also die Nachgiebigkeit des Stützbereichs, über eine einseitige elastische Einspannung diskretisiert. Dies erlaubt eine Berechnung der maximalen Verformung in Feldmitte mit und ohne Berücksichtigung der Drehfeder für jeden definierten Parameterfall aus Tabelle 7.1. Als Ergebnis kann ein direkter Vergleich durchgeführt werden, an dem die potentielle Reduzierung der maximalen Verformungen in Feldmitte beurteilt werden kann.

Das in Abbildung 7.2 abgebildete System ist eine alternative Darstellung für einen Zweifeldträger mit einer Nachgiebigkeit über dem Mittelauflager. Durch die Ausnutzung der Symmetrie wird aus dem Zweifeldträger ein einseitig eingespannter Einfeldträger. Die Vorteile einer solchen Transformation liegen für größere Systeme darin, dass der Rechenaufwand im Allgemeinen deutlich reduziert wird. Zudem können Systeme dadurch übersichtlicher und verständlicher dargestellt werden [Krätzig u. a., 2010].

Abbildung 7.2
System: Einseitig elastisch eingespannter Einfeldträger (EEEFT)



Quelle: [Sülzle, 2023]

Zunächst kann dem in Abbildung 7.2 dargestellten System eine effektive Biegesteifigkeit EI_{eff} im ungerissenen Beton-Zustand zugeordnet werden, die mit Hilfe des γ -Verfahrens aus [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010] bestimmt werden kann.

Die Eingangsparameter für den einseitig elastisch eingespannten Einfeldträger sind :

- Belastung q
- Spannweite l
- Biegesteifigkeit EI_{eff}
- Drehfedersteifigkeit c_M
- Bezogene Trägerstelle $\xi = x/l$

Die Auflagerkräfte des Systems können über mechanische Beziehungen wie folgt definiert werden:

$$\begin{aligned} A &= \frac{q \cdot l}{2} - \frac{M_A}{l} = \frac{q \cdot l^2 - 2M_A}{2l} \\ B &= \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_A}{l} = \frac{q \cdot l^2 + 2M_A}{2l} \end{aligned} \quad (7.1)$$

Der Momentenverlauf ist über

$$M(x) = M_A - \frac{q \cdot x^2}{2} + A \cdot x \quad (7.2)$$

definiert. Dabei kann das maximale Moment mit

$$M_{max} = \frac{A^2}{2 \cdot q} + M_A \quad (7.3)$$

Bei

$$\xi = \frac{A}{q \cdot l} \quad (7.4)$$

bestimmt werden.

Für die Berechnung des Einspannmoments kann das Kraftgrößenverfahren nach [Ghali u. Neville, 2017] verwendet werden. Dabei ergibt sich folgende Gleichung:

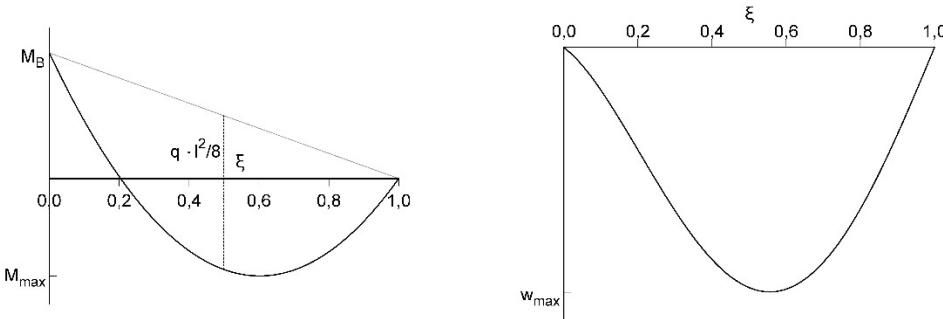
$$M_A = -\frac{q l^2}{8} \cdot \frac{c_M \cdot l}{c_M \cdot l + 3 \cdot EI} \quad (7.5)$$

Zur Kontrolle können die beiden Grenzfälle $c_M = 0$ und $c_M \rightarrow \infty$ eingesetzt werden. Für $c_M = 0$ ergibt sich $M_A = 0$, was für einen gelenkig gelagerten Einfeldträger korrekt ist. Für $c_M \rightarrow \infty$ ergibt sich $M_A = -\frac{q \cdot l^2}{8}$, was ebenfalls bekannt ist.

Eine Funktion für die Biegelinie kann nach den Grundbeziehungen der ω -Funktionen aus [Kräitzig u. a., 2010] in Gleichung (7.6) ermittelt werden. Die Momentenlinie und die Biegelinie sind in Abbildung 5.3 dargestellt.

$$w(\xi) = \frac{1}{EI} \cdot \left(\frac{M_A \cdot l^2}{6} \cdot (2 \cdot \xi - 3 \cdot \xi^2 + \xi^3) + \frac{q \cdot l^4}{24} \cdot (\xi - 2 \cdot \xi^3 + \xi^4) \right) \quad (7.6)$$

Abbildung 7.3
Momenten- und Biegelinie des EEEFT



Quelle: [Sülzle, 2023]

Die Nullstelle der ersten Ableitung von Gleichung (7.6) ergibt die Stelle der maximalen Verformung des einseitig elastisch eingespannten Einfeldträgers:

$$w'(\xi) = \frac{1}{EI^*} \cdot \left(\frac{M_A^* \cdot l^2}{6} \cdot (2 - 6 \cdot \xi + 3 \cdot \xi^2) + \frac{q \cdot l^4}{24} \cdot (1 - 6 \cdot \xi^2 + 4 \cdot \xi^3) \right) = 0 \quad (7.7)$$

Die zugehörige Verformung an dieser Stelle kann über die „Cardanische Formel“, die zur Lösung kubischer Gleichungen (Gleichungen 3. Grades) dient, berechnet werden.

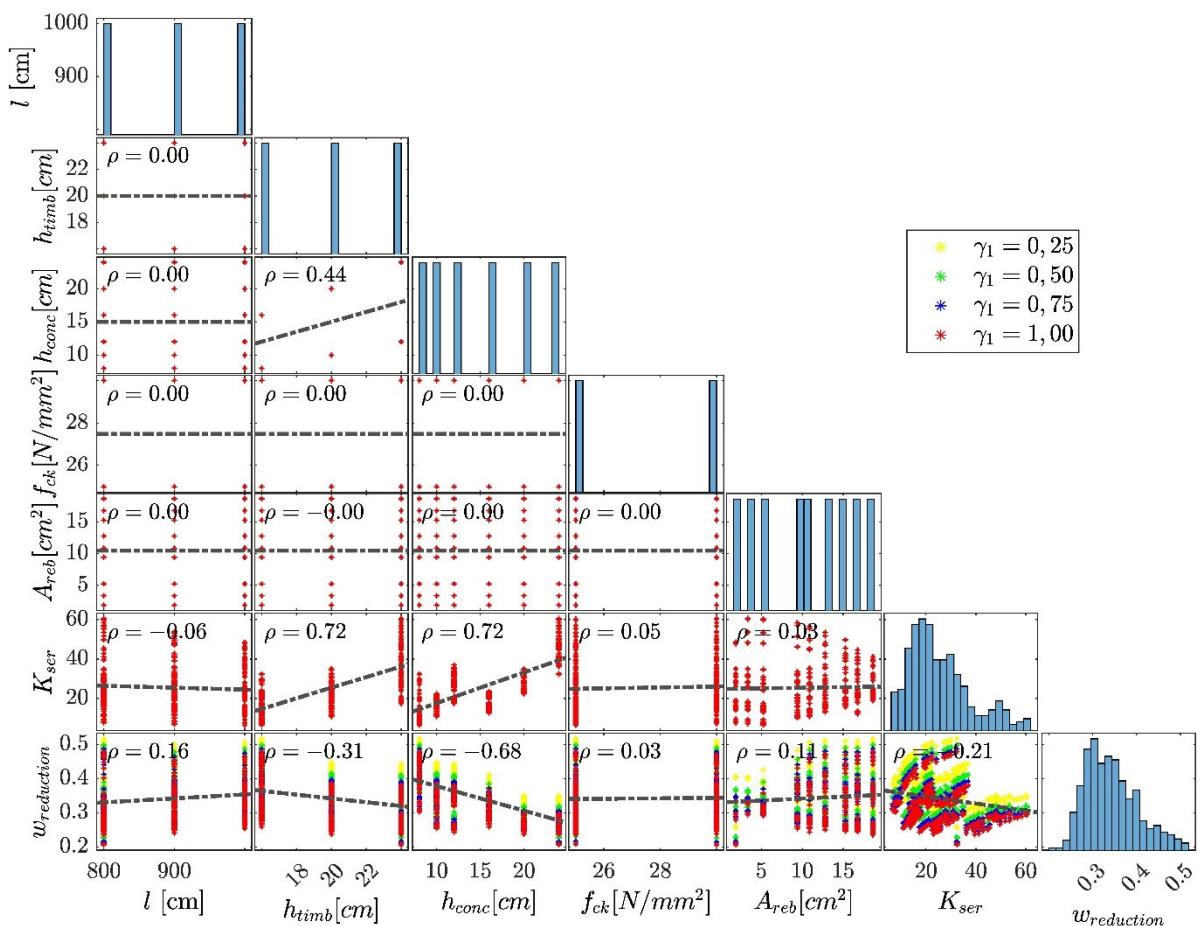
$$w(\xi_0) = \frac{1}{EI^*} \cdot \left(\frac{M_A^* \cdot l^2}{6} \cdot (2 \cdot \xi_0 - 3 \cdot \xi_0^2 + \xi_0^3) + \frac{q \cdot l^4}{24} \cdot (\xi_0 - 2 \cdot \xi_0^3 + \xi_0^4) \right) = w_{max,ZFT} \quad (7.8)$$

Die angegebenen Gleichungen für die Bestimmung der Schnittgrößen und Verformungen am einseitig eingespannten Einfeldträger wurden in [Sülzle2023] erfolgreich über Stabwerks- und Finite-Elemente-Berechnungen verifiziert.

7.4.2. Ergebnisse

Zur Auswertung der Parameterstudie wurde eine Korrelationsanalyse aller Eingangswerte in Verbindung mit den Ergebniswerten durchgeführt. In Abbildung 7.4 sind die Ergebnisse der Korrelationsanalyse grafisch dargestellt. Für alle in Tabelle 5.1 varierten Eingangsparameter, wurde eine lineare Pearson-Korrelation ρ berechnet [Press u. a., 2007]. Dabei zeigt sich, dass mit Ausnahme der Querschnittshöhe des Betons, alle Eingangsparameter unabhängig voneinander sind und daher eine Korrelation von $\rho = 0$ aufweisen.

Abbildung 7.4
Korrelationsanalyse aller Parameterfälle für unterschiedliche Verbundfaktoren γ_1



Quelle: Hochschule Biberach

Als Ergebnis wird in Abbildung 7.4 zunächst die Anschlusssteifigkeit K_{ser} in [kNm/cmBreite] betrachtet. Deren rechnerische Bestimmung wurde in Kapitel 6.5 erläutert. Dabei zeigt sich, dass bei allen drei untersuchten Spannweiten ein nahezu gleicher Bereich für die Anschlusssteifigkeit erzielt werden kann. Im Gegensatz dazu nimmt die Anschlusssteifigkeit bei zunehmender Holz- und Betonhöhe stark zu, wie aus der positiven Korrelation von $\rho = 0,72$ zu erkennen ist. Wobei die Druckfestigkeit des Betons und die

Menge der eingelegten Bewehrung ebenfalls einen untergeordneten Einfluss auf die Anschlusssteifigkeit aufweisen.

Als zweite Ergebnisgröße wurde die Reduzierung der Verformung in Feldmitte $w_{reduction}$, die aufgrund der Durchlaufwirkung erzielt wird, für vier verschiedene Verbundfaktoren γ_1 ausgewertet. Die Verformungsreduzierung kann mit Gleichung (7.9) bestimmt werden. Dabei wurde für jeden Parameterfall die Verformung in Feldmitte sowohl an einem beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldträger, als auch an einem einseitig elastisch eingespannten Einfeldträger ermittelt. Die Ermittlung der Verformungen erfolgte auf Grundlage der in Kapitel 7.4.1 erläuterten Beziehungen.

$$w_{reduction} = 1,0 - \frac{w_{EFT}}{w_{EEEFT}} \quad (7.9)$$

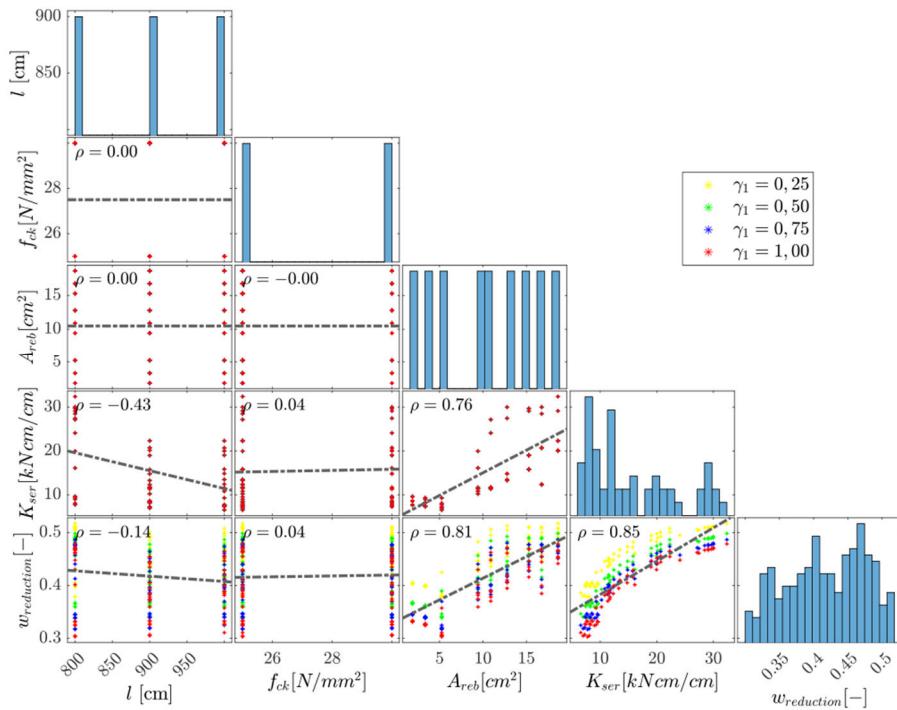
mit w_{EFT} Verformung in Feldmitte am gelenkig gelagerten Einfeldträger

w_{EEEFT} Verformung in Feldmitte am einseitig elastisch eingespannten Einfeldträger

Mit Hilfe von Gleichung (7.9) konnte ein Maß für die Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit von HBV-Decken bei der Berücksichtigung der Durchlaufwirkung im Vergleich zur bisherigen Ausführung als Einfeldträger gefunden werden. Mit Abbildung 7.4 wird deutlich, dass bei den betrachteten Parameterfällen stets eine Reduzierung der Verformung in Feldmitte zwischen 20-50% erzielt wurde. Bei der Betrachtung der Einzelparametern ergibt sich, dass die Verformungsreduzierung sich unabhängig von der betrachteten Spannweite und Betondruckfestigkeiten einstellt. Bei Steigerung der Holzhöhe nimmt die Verformungsreduzierung leicht und bei Steigerung der Betonhöhe sogar stark ab. Dies zeigt sich bei der Betonhöhe an einer negativen Korrelation von $\rho = -0,68$. Dies ergibt sich aufgrund der Betrachtung des Gesamtsystems, da bei weicheren Gesamtsystemen, also Systemen mit geringer Betonhöhe, die Verformung im Feld bereits mit einer relativ geringen Drehfedersteifigkeit stark reduziert werden kann. Wohingegen bei steifen Systemen eine deutlich höhere Drehfedersteifigkeit benötigt wird, um im Feld eine merkbare Verformungsreduzierung zu erzielen. Gleiches Verhalten zeigt sich in Abbildung 7.4 beim Einfluss der Steifigkeit K_{ser} und der unterschiedlichen Verbundfaktoren γ_1 auf die Verformungsreduzierung. Was zunächst widersprüchlich erscheint, dass bei hoher Steifigkeit und hohem Verbundfaktor ein geringeres Potential zur Verformungsreduzierung zur Verfügung steht, ist ebenfalls auf die Ursache zurückzuführen, dass hohe Steifigkeiten nur bei großen Querschnitten vorhanden sind, die wiederum ein relativ steifes Feld mit sich bringen. Zusätzlich ergibt Abbildung 7.4 das Ergebnis, dass die Menge der eingelegten Bewehrung nur wenig Einfluss auf die Verformungsreduzierung hat.

Um den Einfluss der Querschnittshöhen und die unterschiedlichen Querschnittssteifigkeiten von Feldbereich und Anschlussbereich auszuschließen, werden in Abbildung 7.5 alle Parameterfälle mit einer Holzhöhe von $h_{tim}=16$ cm und einer Betonhöhe von $h_{conc}=8$ cm für unterschiedliche Verbundfaktoren betrachtet. Es wird deutlich, dass bei der Auswertung der Einzelgeometrie, eine Erhöhung der eingelegten Bewehrung zu einer Erhöhung der Anschlusssteifigkeit führt, die eine starke Verformungsreduzierung zur Folge hat. Dies ist an der starken positiven Korrelation von $A_{reb} \Leftrightarrow K_{ser}$ und $K_{ser} \Leftrightarrow w_{reduction}$ zu erkennen. Zusätzlich wird auch deutlich, dass bereits bei einem sehr geringen Bewehrungsgrad eine Verformungsreduzierung von etwa 30% erzielt wird, die mit Steigerung der Bewehrung, bei den betrachteten Parameterfällen, auf etwa 50% gesteigert werden konnte. In Abbildung 7.5 zeigt sich bei der Bewehrung A_{reb} , dass die Erhöhung der Verformungsreduzierung keinen linearen Verlauf aufweist und sich einer maximalen Reduzierung der Verformung von 50% annähert. Die Folge daraus ist, dass bei den betrachteten Parameterfällen ab einer Bewehrungsmenge von etwa 15 cm^2 , sich die Anschlusssteifigkeit durch die Erhöhung der Bewehrungsmenge nicht mehr merklich steigern lässt.

Abbildung 7.5
Korrelationsanalyse der Parameterfälle mit $h_{tim}=16$ cm und $h_{conc}=8$ cm für unterschiedliche Verbundfaktoren γ_1



Quelle: Hochschule Biberach

7.5. Zusammenfassung (HBC)

Im Rahmen der Durchführung einer Parameterstudie wurden auf Grundlage des probabilistischen Komponentenmodells 324 Parameterfälle berechnet und ausgewertet. Die Auswertung erfolgte über eine Korrelationsanalyse aller variierenden Eingangsvariablen, um Wechselwirkungen identifizieren zu können. Als Ergebnisgröße wurde an jedem Parameterfall die Anschlusssteifigkeit ermittelt. Auf Grundlage der Steifigkeit erfolgte anschließend eine Bewertung des Potentials zur Verformungsreduzierung in Feldmitte am vereinfachten Gesamtsystem. Dabei erfolgte die Berücksichtigung der Durchlaufwirkung über einen einseitig elastisch eingespannten Einfeldträger, der mit einem beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldträger verglichen wurde. Die Hauptergebnisse aus der Untersuchung sind:

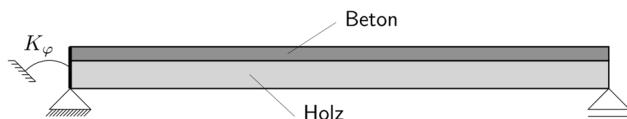
- Alle betrachteten Parameterfälle erzielen durch die Berücksichtigung der Durchlaufwirkung eine Verformungsreduzierung in Feldmitte zwischen 30-50%, im Vergleich zu einem beidseitig gelagerten Einfeldträger.
- Bei Systemen mit geringer Biegesteifigkeit im Feldbereich besteht ein großes Potential zur Verformungsreduzierung in Feldmitte, durch die Berücksichtigung der Durchlaufwirkung.
- Bereits bei einer sehr geringen Bewehrungsmenge kann die Verformung in Feldmitte durch die Durchlaufwirkung um etwa 30% reduziert werden.
- Die betrachteten Parameterfälle weisen einen Grenzwert von etwa 50% als maximal mögliche Verformungsreduzierung auf, die durch die Berücksichtigung der Durchlaufwirkung im Vergleich zu einem gelenkig gelagerten Einfeldträger erzielt wird.

8. Bemessungsvorschlag von durchlaufenden HBV-Decken mit gestoßenem Holzträger

8.1. Allgemeines (HBC)

Im Folgenden wird die Entwicklung eines Bemessungsvorschlags für durchlaufende Holz-Beton-Verbunddecken mit gestoßenen Holzträgern auf Grundlage des entwickelten Komponentenmodells vorgestellt. Dabei soll die Durchlaufwirkung über eine Drehfeder erfasst werden, die einseitig an einen gelenkig gelagerten HBV-Einfeldträger angebracht wird (vgl. Abbildung 8.1). Dabei wird davon ausgegangen, dass lediglich in Bereichen mit positiven Biegemomenten Verbindungsmitte zwischen Holz und Beton in Form von Kerven vorhanden sind. Der im Folgenden vorgestellte Berechnungsvorschlag dient zur Bestimmung der anzusetzenden Drehfedersteifigkeit. Ziel ist es, dass eine Drehfeder in der zukünftigen Bemessung von durchlaufenden HBV-Decken auf das HBV-Stabwerksmodell einseitig angebracht wird, um dadurch die Berücksichtigung der Durchlaufwirkung bestmöglich in den derzeitigen Bemessungsablauf einzubinden.

Abbildung 8.1
Übersicht: Statisches System für Bemessungsvorschlag



Quelle: Hochschule Biberach

8.2. Bemessungsvorschlag (HBC)

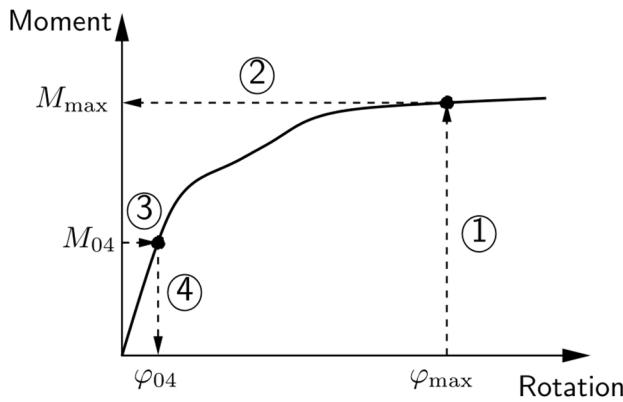
Die Grundlage des folgenden Bemessungsvorschlags bildet die Momenten-Rotationsbeziehung des Anschlusses über dem Mittelauflager einer durchlaufenden Holz-Beton-Verbunddecke. Dabei wird in Anlehnung an [DIN EN 26891] ein Ansatz verwendet, der der Bestimmung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens von mechanischen Verbindungsmitte im Holzbau dient. Mit Hilfe dieses Berechnungsansatzes wurde bereits in Kapitel 6.5 die Drehfedersteifigkeit als Ergebnis des probabilistischen Komponentenmodells ausgewertet. In Abbildung 8.2 ist das Bemessungsschema zur Bestimmung der Anschlusssteifigkeit grafisch dargestellt. Darin wird in Schritt 1 zunächst eine maximal zulässige Rotation bestimmt, mit der anschließend in Schritt 2 das dazugehörige maximal aufnehmbare Moment berechnet werden kann. In [DIN EN 26891] wird vorgeschlagen, die Steifigkeit von Verbindungsmitte zwischen den 10% und 40%-Werten der Maximallast auszuwerten. Wobei der 10%-Wert in [DIN EN 26891] festgelegt wurde, um im Versuchsaufbau eventuell auftretenden Schlupf bei der Auswertung der Verbindungsmitte steifigkeit auszuschließen. Dies ist Grund dafür, dass im folgenden Bemessungsmodell lediglich der 40%-Wert zur Auswertung betrachtet wird. Daher wird in Schritt 3 in Abbildung 8.2 das Moment M_{04} bestimmt, was 40% von M_{max} entspricht. Anschließend kann in Schritt 4 die zu diesem Punkt dazugehörige Rotation bestimmt werden. Die anzusetzende Anschlusssteifigkeit ergibt sich abschließend durch:

$$K_\varphi = \frac{M_{04}}{\varphi_{04}} \quad (8.1)$$

Ziel ist es daher, mit Hilfe von mathematischen Beziehungen, das Komponentenmodell so zu beschreiben, dass eine geschlossene Lösung zur Bestimmung des Moments, ausgehend von einer vorgegebenen Rotation (Schritt 1 und 2 in Abbildung 8.2) gefunden werden kann. Anschließend muss

dieses Verfahren umgekehrt werden, damit ausgehend von einem vorgegebenen Moment die dazugehörige Rotation berechnet werden kann. Um damit die geforderten Größen in Abbildung 8.2 bestimmen zu können, werden im Folgenden grundlegende mathematische Beziehungen des in Kapitel 1 entwickelten deterministischen Komponentenmodells in Gleichung (8.2)-(8.14) betrachtet.

Abbildung 8.2
Bestimmung der Anschlusssteifigkeit



Quelle: Hochschule Biberach in Anlehnung an [DIN EN 26891]

$$\varphi = \frac{s_{\text{tim}} + s_{\text{conc}}}{2} \quad (8.2)$$

$$z = \frac{h_{\text{conc}}}{2} + h_{\text{tim}} - z_{\text{L}} \quad (8.3)$$

$$z_{\text{L}} = 0,5 \cdot h_{\text{tim,c}} \quad (8.4)$$

$$N_{\text{tim}} = f_{c,\text{tim}} \cdot b_{\text{tim}} \cdot h_{\text{tim,c}} \quad (8.5)$$

$$C_{\text{tim}} = \frac{EA_{\text{tim}}}{l_{\text{eff}}} \quad (8.6)$$

$$\rho_{\text{l}} = \frac{A_{\text{reb}}}{A_{\text{conc}}} \quad (8.7)$$

$$\alpha_{\text{e}} = \frac{E_{\text{reb}}}{E_{\text{conc}}} \quad (8.8)$$

$$A_{\text{conc,i}} = A_{\text{conc}} \cdot (1 + \alpha_{\text{e}} \cdot \rho_{\text{l}}) \quad (8.9)$$

$$C_{\text{conc}} = \frac{E_{\text{conc}} \cdot A_{\text{conc},i}}{l_{\text{eff}}} \quad (8.10)$$

$$s_{\text{tim}} = \frac{N_{\text{tim}}}{C_{\text{tim}}} \quad (8.11)$$

$$s_{\text{conc}} = \frac{N_{\text{conc}}}{C_{\text{conc}}} \quad (8.12)$$

$$N = N_{\text{conc}} = N_{\text{tim}} \quad (8.13)$$

$$M = N \cdot z \quad (8.14)$$

mit	φ	Rotation des Anschlusses
	s_{tim}	Verschiebung im Holz
	s_{conc}	Verschiebung im Beton
	z	globaler Hebelarm der Komponenten Holz und Beton
	h_{tim}	Höhe des Holzquerschnitts
	b_{tim}	Breite des Holzquerschnitts
	$f_{c,\text{tim}}$	Druckfestigkeit des Holzes parallel zur Faser
	$h_{\text{tim},c}$	Höhe der Druck-Kontakthöhe im Holz
	h_{conc}	Höhe des Betonquerschnitts
	z_L	lokaler Hebelarm der Holzkomponente vom unteren Querschnittsrand
	N_{tim}	Normalkraft im Holz
	N_{conc}	Normalkraft im Beton
	C_{tim}	Federsteifigkeit der Holzkomponente
	C_{conc}	Federsteifigkeit der Betonkomponente
	EA_{tim}	Dehnsteifigkeit der Holzkomponente
	E_{conc}	Elastizitätsmodul des Betons
	A_{conc}	Fläche des Betonquerschnitts
	E_{reb}	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
	A_{reb}	Fläche der Bewehrung
	ρ_l	Geometrischer Längsbewehrungsgrad
	α_e	Verhältnis der E-Moduln von Stahl und Beton
	$A_{\text{conc},i}$	Ideelle Querschnittsfläche des Betons

l_{eff} Länge des Bereichs mit negativen Biegemomenten (nach [Kaluza, 2019] =20% der Spannweite)

Durch Einsetzen und Umformen von Gleichung (8.2)-(8.14) ist es möglich, geschlossene Gleichungen für die Berechnung des Moments, ausgehend von einer Rotation, und für die Berechnung einer Rotation, ausgehend von einem vorgegebenen Moment zu finden. Auf Grundlage dessen, wird im Folgenden die Bestimmung einer Drehfedersteifigkeit zur Erfassung der Durchlaufwirkung erläutert.

Als erster Schritt ist es notwendig, eine maximal zulässige Verdrehung des Anschlusses zu definieren. Diese wird mit Verweis auf Gleichung (6.6) auf zu 15,20 mrad festgelegt, was sich aus einer maximalen vertikalen Verformung von $l/300$ in Feldmitte unabhängig von der betrachteten Spannweite l ergibt .

$$\varphi_{\max} = 15,20 \text{ mrad} \quad (8.15)$$

Ausgehend von der vorgegebenen Rotation kann die daraus resultierende Druck-Kontakthöhe im Holz über Gleichung (8.16) bestimmt werden. Zur Herleitung wurde Gleichung (8.2)-(8.14) verwendet und es wurde vereinfachend ein rechteckiger Spannungsblock, sowohl in der Holz-, als auch in der Betonkomponente vorausgesetzt.

$$h_{\text{tim,c}} = \frac{-\left(\varphi_{\max} \cdot EA_{\text{tim}} \cdot E_{\text{conc}} \cdot A_{\text{conc,i}} \cdot (h_{\text{conc}} + 2 \cdot h_{\text{tim}})\right)}{-\varphi_{\max} \cdot EA_{\text{tim}} \cdot E_{\text{conc}} \cdot A_{\text{conc,i}} - 2 \cdot f_{c,\text{tim}} \cdot b_{\text{tim}} \cdot l_{\text{eff}} \cdot (EA_{\text{tim}} + E_{\text{conc}} \cdot A_{\text{conc,i}})} \quad (8.16)$$

Da in Gleichung (8.16) der Betonquerschnitt als ungerissen angenommen wurde, ist es notwendig, die Reduzierung der Steifigkeit der Betonkomponente aufgrund des Rissverhaltens des Betons bei der Berechnung des maximal aufnehmbaren Moments M_{\max} (vgl. Abbildung 8.2) zu berücksichtigen. [DIN EN 1992-1-1: 2010, 2010] gibt dafür die Möglichkeit, das Verhalten von Bauteilen, bei denen nur bereichsweise Risse erwartet werden, und die sich somit zwischen einem ungerissen und einem vollständig gerissenen Zustand befinden, näherungsweise über Gleichung (8.17) zu beschreiben.

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{\text{II}} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_{\text{I}} \quad (8.17)$$

mit α der untersuchte Parameter

$\alpha_{\text{I}}, \alpha_{\text{II}}$ der jeweilige Wert des untersuchten Parameters für den ungerissenen bzw. vollständig gerissenen Zustand

ζ ein Verteilungsbeiwert (berücksichtigt die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen)

Wobei im vorliegenden Fall, als zu untersuchende Größe α , die Normalkraft angepasst wird. Dabei kann die Normalkraft im ungerissenen Zustand über Gleichung (8.18), ausgehend von der Druck-Kontaktfläche, die im ungerissenen Zustand mit Gleichung (8.16) berechnet wurde, und der Druckfestigkeit des Holzes bestimmt werden. Im ungerissenen Zustand wird in Gleichung (8.19) lediglich die maximal aufnehmbare Normalkraft der Bewehrung angenommen.

$$N_{\text{tim}} = f_{c,\text{tim}} \cdot b_{\text{tim}} \cdot h_{\text{tim},c} \quad (8.18)$$

$$N_{\text{max,reb}} = f_{y,\text{reb}} \cdot A_{\text{reb}} \quad (8.19)$$

Zusätzlich wird in Gleichung (8.17) ein ζ -Wert benötigt, der den Zustand zwischen ungerissenem und vollständig gerissenem Zustand berücksichtigt. Dieser wird in Gleichung (8.20) als ζ_1 definiert und ausgehend von der Normalkraft bei Erstriss (siehe Gleichung (8.21)) bestimmt.

$$\zeta_1 = 1 - \left(\frac{N_{\text{cr}}}{N_{\text{max}}} \right)^2 \quad (8.20)$$

$$N_{\text{cr}} = f_{t,\text{conc}} \cdot A_{\text{conc},i} \quad (8.21)$$

Anschließend erfolgt die Anpassung der maximal aufnehmbaren Normalkraft N_{max} in Gleichung (8.22), um das Rissverhalten des Betons in Abhängigkeit der aufgebrachten Last zu berücksichtigen.

$$N_{\text{max}} = \zeta_1 \cdot N_{\text{max,reb}} + (1 - \zeta_1) \cdot N_{\text{tim}} \quad (8.22)$$

Ausgehend von der maximalen Normalkraft kann diese in Gleichung (8.23) mit dem inneren Hebelarm multipliziert werden, um somit das maximal aufnehmbare Moment M_{max} in Gleichung (8.23) unter vorgegebener Rotation zu bestimmen.

$$M_{\text{max}} = N_{\text{max}} \cdot (0,5 \cdot h_{\text{conc}} + h_{\text{tim}} - 0,5 \cdot h_{\text{tim},c}) \quad (8.23)$$

Durch die bereits erläuterten Gleichungen (8.15)-(8.23) können die Schritte 1 und 2 in Abbildung 8.2 erfolgreich vollzogen werden. Aufbauend auf das maximal aufnehmbare Moment können nun die 40%-Werte des Moments und der Normalkraft in Gleichung (8.24) und (8.25) berechnet werden.

$$M_{04} = 0,4 \cdot M_{\text{max}} \quad (8.24)$$

$$N_{04} = 0,4 \cdot N_{\text{max}} \quad (8.25)$$

Aufbauend darauf lässt sich die Druck-Kontakthöhe im Holz mit Gleichung (8.26) bestimmen.

$$h_{\text{tim,c,04}} = \frac{-(M_{04} - 0,5 \cdot N_{04} \cdot h_{\text{conc}} - N_{04} \cdot h_{\text{tim}})}{0,5 \cdot N_{04}} \quad (8.26)$$

Auch hier muss eine Berücksichtigung des Rissverhaltens des Betons erfolgen. Daher wird in Gleichung (8.27) eine effektive Betonfläche mit dem Faktor ζ_2 berechnet. Wobei als Grenzen der Querschnittsfläche, die Betonfläche im ungerissenen und die Bewehrungsfläche im vollständig gerissenen Zustand betrachtet wird.

$$A_{\text{conc,eff}} = \zeta_2 \cdot A_{\text{reb}} + (1 - \zeta_2) \cdot A_{\text{conc,i}} \quad (8.27)$$

$$\zeta_2 = 1 - \left(\frac{N_{\text{cr}}}{N_{04}} \right)^2 \quad (8.28)$$

Mit der angepassten Betonfläche kann anschließend die Rotation φ_{04} beim Moment M_{04} bestimmt werden.

$$\varphi_{04} = \frac{N_{04} \cdot l_{\text{eff}} \cdot \left(\frac{1}{E_{\text{conc}} \cdot A_{\text{conc,eff}}} + \frac{1}{E \cdot A_{\text{tim}}} \right)}{0,5 \cdot h_{\text{conc}} + h_{\text{tim}} - 0,5 \cdot h_{\text{tim,c,04}}} \quad (8.29)$$

Als gesuchtes Ergebnis ergibt sich die Drehfedersteifigkeit durch Division des Moments M_{04} und der Verdrehung φ_{04} in Gleichung (8.30), was den Schritten 3 und 4 in Abbildung 8.2 entspricht.

$$K_{\varphi,\text{calc}} = \frac{M_{04}}{\varphi_{04}} \quad (8.30)$$

Durch die erläuterten Gleichungen ist es gelungen, auf Grundlage der mathematischen Beziehungen des Komponentenmodells, vereinfachte Gleichungen zur Bestimmung der Anschlusssteifigkeit von durchlaufenden Holz-Beton-Verbunddecken mit gestoßenen Holzträgern zu finden. Dabei erfolgt die Steifigkeitsberechnung in Anlehnung an [DIN EN 26891].

8.3. Validierung und Anpassung des entwickelten Bemessungsvorschlags (HBC)

Um Aussage über die Genauigkeit des entwickelten Bemessungsvorschlags treffen zu können, erfolgt im Folgenden eine Validierung mit Hilfe der in der Parameterstudie berechneten Konfigurationen (vgl. Kapitel 7). Dabei wird die Abweichung zwischen Bemessungsvorschlag und exakter Berechnung (probabilistisches Komponentenmodell) über folgenden Faktor δ_K erfasst:

$$\delta_K = \frac{K_{\varphi,\text{calc}}}{K_{\varphi,\text{prob}}} \quad (8.31)$$

mit $K_{\varphi,\text{calc}}$ Drehfedersteifigkeit aus Bemessungsvorschlag

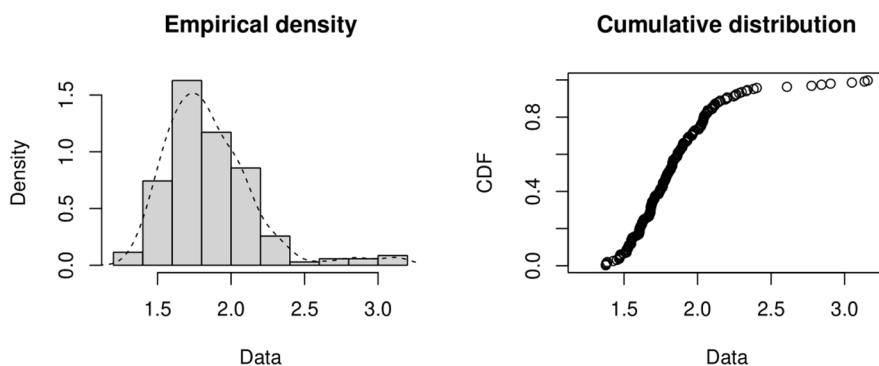
$K_{\varphi, \text{prob}}$

Drehfedersteifigkeit aus probabilistischem Komponentenmodell

Im Rahmen der Auswertung des in Kapitel 2 entwickelten probabilistischen Komponentenmodells wurde festgestellt, dass das Ergebnis der berechneten Drehfedersteifigkeit ab etwa 1200 Monte-Carlo Simulationen beginnt zu konvergieren. Daher wurden in der folgenden Validierung des Bemessungsvorschlags lediglich Parameterfälle betrachtet, bei denen mehr als 1200 Simulationen erfolgreich durchgeführt wurden. Da in Voruntersuchungen festgestellt wurde, dass die Steifigkeit der Drehfeder maßgeblich vom Beton abhängig ist, wurde innerhalb der Parameterstudie zu jedem untersuchten Parameterfall ein Mittelwert der verwendeten E-Moduln des Betons berechnet. Diese wurden in der anschließenden Vergleichsberechnung über den vereinfachten Bemessungsansatz als Eingangsgröße des Betons verwendet. Dieses Vorgehen ermöglicht einen direkten Vergleich der Ergebnisse. Zur statistischen Auswertung wurde die Programmiersprache R in Verbindung mit dem Paket *fitdistrplus* verwendet [Delignette-Muller u. Dutang, 2015].

Die Auswertung des Faktors δ_K aus Gleichung (8.31) für alle betrachteten Parameterfälle ergibt die in Abbildung 8.3 dargestellte empirische Dichtefunktion mit Histogramm und CDF (cumulative distribution function). Dabei ist ersichtlich, dass sich die Verteilung leicht rechtsschief verhält.

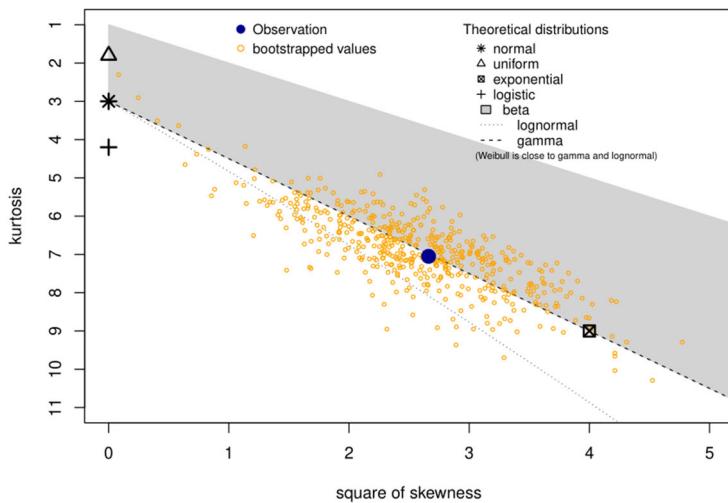
Abbildung 8.3:
Grafische Auswertung von δ_K für alle betrachteten Parameterfälle ($\delta_K = \text{Data}$)



Quelle: Hochschule Biberach

Ziel ist es, zu den in Abbildung 8.3 dargestellten Ergebnissen eine passende Verteilungsfunktion zur Beschreibung von δ_K zu finden. Dazu kann die deskriptive Statistik verwendet werden, die eine Entscheidung für die Auswahl einer parametrischen Verteilungsfunktion erleichtert. Dabei sind insbesondere die Schräglage (skewness) und die Wölbung (kurtosis) der Daten interessant. Nachfolgend ist in Abbildung 8.4 ein skewness-kurtosis-Plot dargestellt, wie er von [Cullen u. Frey, 1999] vorgeschlagen wird. Darin sind Werte für gängige Verteilungen abgebildet, um die Auswahl der Verteilungsfunktion für die Anpassung an die Daten zu erleichtern. Für einige Verteilungen (normal, uniform, exponential, logistic) gibt es nur einen möglichen Wert für die Schiefe und Wölbung. Daher wird die Verteilung durch einen einzigen Punkt in Abbildung 8.4 dargestellt. Bei anderen Verteilungen werden Bereiche mit möglichen Werten dargestellt, wobei diese aus Linien (wie bei Gamma- und Lognormalverteilungen) oder aus Flächen (wie bei der Beta-Verteilung) bestehen [Cullen u. Frey, 1999]. Eine Zusammenfassung der Auswertung im Cullen- und Frey-Diagramm ist in Tabelle 8.1 gegeben und als blauer Punkt in Abbildung 8.4 gekennzeichnet.

Abbildung 8.4
Cullen- und Frey-Diagramm



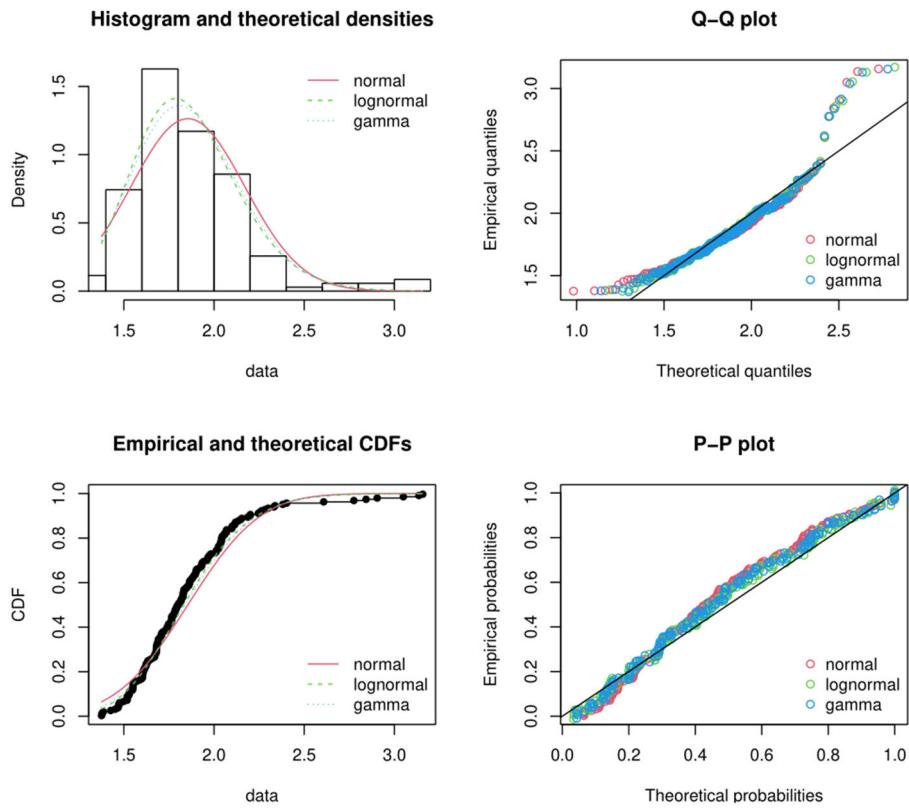
Quelle: [Cullen u. Frey, 1999]

Tabelle 8.1: Zusammenfassung der Auswertung des Cullen- und Frey-Diagramms.

Eigenschaft	Wert [-]
Minimum	1,375713
Maximum	3,157152
Mittelwert	1.854538
Standardabweichung	0.3165551
Schrägheit	1.631537
Wölbung	7.049703

Ausgehend vom Cullen- und Frey-Diagramm in Abbildung 8.4 und den obigen empirischen Diagrammen Abbildung 8.3 scheint die Auswahl einer gamma- oder einer lognormal-Verteilungsfunktionen zur Beschreibung der δ_K -Werte passend zu sein. Um dennoch einen grafischen Vergleich von gängigen Verteilungsfunktionen bereitzustellen, wurden in Abbildung 8.5 mit Hilfe der Maximum-Likelihood-Methode verschiedene Verteilungsfunktionen berechnet [Delignette-Muller u. Dutang, 2015]. In Abbildung 8.5 ist zunächst ein Dichteplot dargestellt, der die Dichtefunktion der angepassten Verteilungen zusammen mit dem Histogramm der empirischen Verteilung zeigt. Hier ist die Qualität der angepassten Verteilungsfunktionen ersichtlich, wobei sich ergibt, dass die symmetrische Normalverteilung die am wenigsten geeignete Näherung darstellt. Zusätzlich sind in Abbildung 8.5 die cumulative distribution functions (CDFs) der Verteilungsfunktionen und der empirischen Daten zu erkennen. Außerdem sind im Q-Q-Plot die empirischen Quantile (y-Achse) gegen die theoretischen Quantile (x-Achse) darstellt und im P-P-Plot, die empirische Verteilungsfunktion an jedem Datenpunkt (y-Achse) gegen die angepasste Verteilungsfunktion (x-Achse). Der Q-Q-Plot verdeutlicht dabei die Ungenauigkeiten der Verteilungen am Rand und der P-P-Plot die Ungenauigkeiten der Verteilungen im Mittelbereich. Insbesondere die Randbereiche der Verteilungsfunktionen sind bei der Beurteilung der 5% und 95% Quantilwerte von großer Bedeutung.

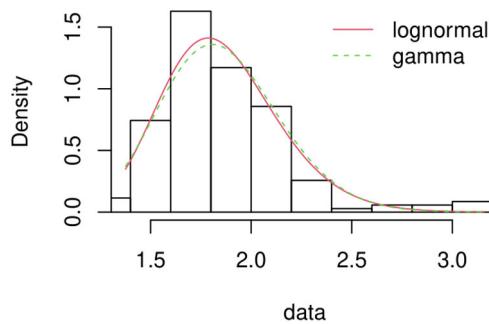
Abbildung 8.5

Anpassung verschiedener Verteilungsfunktionen (normal, lognormal, gamma) auf die vorliegenden Daten (data= δ_K)

Quelle: Hochschule Biberach

Aus Abbildung 8.5 geht grafisch hervor, dass eine Lognormal- oder eine Gamma-Verteilungsfunktion zur Beschreibung von δ_K geeignet sind. Um eine Entscheidung zwischen den beiden möglichen Verteilungsfunktionen zu treffen, werden diese in Abbildung 8.6 gesondert betrachtet. Dabei ergibt sich, dass das Maximum der Daten mit einer Lognormalverteilung am besten abgebildet werden kann. Um dies zu bestätigen, wurden drei statistische Methoden verwendet, die prinzipiell die Güte einer Verteilungsfunktion über den Abstand zwischen den angepassten parametrischen Verteilungen und der empirischen Verteilung beschreiben. Die Methoden mit Ergebnissen zur Beschreibung der Güte der Verteilungsfunktion sind in Tabelle 8.2 beschrieben.

Abbildung 8.6
Vergleich zwischen einer lognormal und einer gamma Verteilungsfunktion als mögliche Lösung (data= δ_K)



Quelle: Hochschule Biberach

Tabelle 8.2: Güte der angepassten Verteilungsfunktionen (lognormal und gamma).

Methode	fit-lognormal [-]	fit-gamma [-]
Kolmogorov-Smirnov	0.06788424	0.07864107
Cramer-von Mises	0.19788920	0.29809399
Anderson-Darling	1.55153727	2.22240528
Akaike's Information	62.58926	72.25339
Bayesian Information	68.91883	78.58297

Auf Grundlage, dass in Tabelle 8.2 die Lognormalverteilung die geringsten Ergebniswerte bei Anpassung aufweisen, wird diese zur statistischen Beschreibung des δ_K -Faktors verwendet. Die Anpassungswerte der Lognormalverteilung sind in Tabelle 8.3 gegeben. Dabei wurden der Mittelwert und die Standardabweichung als lognormal und normal-Werte angegeben. Außerdem wurden die Quantilwerte auf Grundlage der angepassten Lognormal-Verteilungsfunktion berechnet.

Tabelle 8.3: Anpassungswerte der gewählten Verteilungsfunktion.

Eigenschaft	Bezeichnung	Wert [-]
Verteilungsfunktion	Func.	Lognormal
Mean (lognormal)	μ_{lognorm}	0.6047915
Std. (lognormal)	σ_{lognorm}	0.1562447
Mean (normal)	μ_{norm}	1.853355
Std. (normal)	σ_{norm}	0.2913532
5%-Quantil	$Q_{05,1}$	1.415938
95%-Quantil	$Q_{95,1}$	2.367397

Daraus können Faktoren definiert werden:

$$k_{\text{mean},1} = \frac{1}{\mu_{\text{norm}}} = \frac{1}{1.853355} = 0,5396 [-] \quad (8.32)$$

Um nun die anzusetzende Drehfedersteifigkeit berechnen zu können, kann der in Gleichung (8.32) angegebene Faktor $k_{\text{mean},1}$ zur Anpassung des vereinfachten Bemessungsvorschlags auf die Mittelwert-Kurve der Momenten-Rotationsbeziehung des in Kapitel 2 entwickelten probabilistischen Komponentenmodells, verwendet werden. Zusätzlich muss der in der Zuverlässigenanalyse bestimmte Faktor $k_{05,2}$ zur Einhaltung der in [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010] geforderten Zuverlässigkeit berücksichtigt werden. Mit Gleichung (8.33) kann abschließend die Drehfedersteifigkeit eines durchlaufenden HBV-Systems mit gestoßenem Holzträger bestimmt werden. Diese kann in der anschließenden Bemessung über ein Stabwerksmodell einseitig an einen Einfeldträger zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung angebracht werden.

$$K_{\varphi,\text{eff}} = k_{\text{mean},1} \cdot k_{05,2} \cdot K_{\varphi,\text{calc}} \quad (8.33)$$

mit $K_{\varphi,\text{eff}}$ effektiv anzusetzende Drehfedersteifigkeit zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung.

$K_{\varphi,\text{calc}}$ Drehfedersteifigkeit aus Bemessungsvorschlag nach Gleichung (8.30).

$k_{\text{mean},1}$ Faktor zur Anpassung des vereinfachten Bemessungsmodells auf die Mittelwert-Kurve des probabilistischen Komponentenmodells, nach Gleichung (8.32) = 0,54.

$k_{05,2}$ Faktor zur Berücksichtigung der geforderten Zuverlässigkeit des Gesamtsystems, = 1,0.

Zusammenfassend wurde mit den in diesem Kapitel beschriebenen Methoden die Differenz der Drehfedersteifigkeit zwischen Bemessungsvorschlag und exakter Berechnung (probabilistisches Komponentenmodell) über den Faktor $k_{\text{mean},1}$ bestimmt. Dabei wurden alle in Kapitel 7 definierten Parameterfälle betrachtet, um ein möglichst breites Spektrum an baupraktischen Geometrien und Bewehrungsmengen zu berücksichtigen. Als Ergebnis wurde der Anpassungsfaktor $k_{\text{mean},1}$ zu 0,54 über eine Lognormal-Verteilungsfunktion bestimmt. Dies bedeutet, dass lediglich 54% der Drehfedersteifigkeit aus dem entwickelten Berechnungsansatz aus Gleichung (8.30) in der Bemessung angesetzt werden darf, um trotz der vereinfachten Berechnung, eine ausreichende Genauigkeit zu erzielen. Abschließend gibt die Validierung und Anpassung des entwickelten Bemessungsvorschlags die Möglichkeit, die Durchlaufwirkung von Holz-Beton-Verbunddecken mit gestoßenen Holzträgern in der praktischen Anwendung über eine Drehfedersteifigkeit zu berücksichtigen, die relativ einfach über die gegebenen Gleichungen unter Berücksichtigung der Anpassungsfaktoren bestimmt werden kann.

8.4. Berücksichtigung des Langzeitverhaltens (HBC)

- Allgemeines

Holz und Beton haben ein unterschiedliches Langzeitverhalten. So ist die Kriechverformung des Betons i. d. R. größer als die Kriechverformung des Holzes, während der Beton sich schneller dem Endkriechwert nähern kann als dies beim Holz der Fall ist (siehe [Schänzlin, 2003]). Da Teile des Systems statisch unbestimmt sind, führen Kriechverformungen zu Spannungsumlagerungen. Diese Spannungsumlagerungen können dadurch abgebildet werden, indem effektive Kriechzahlen eingeführt werden (siehe u.a. [Ruesch u. Jungwirth, 1976, Kreuzinger, 1994]). Diese effektiven Kriechzahlen bestimmen sich durch folgenden Ablauf (siehe [Schänzlin, 2003]):

- Systemkriechzahl

$$\psi = \frac{\delta_{u,1,1} \cdot \varphi_{u,M}(t) + \delta_{w,1,1} \cdot \varphi_{w,M}(t)}{\delta_{w,1,1} + \delta_{u,1,1}} \quad (8.34)$$

mit	ψ	Systemkriechzahl
	$\delta_{i,1,1}$	Flexibilität der Komponente i
	$\varphi_{i,M}$	Materialkriechzahl
	u, w	Komponente

Die Flexibilität bestimmt sich für eine Zugbeanspruchung durch

$$\delta_i = \frac{L_i}{EA_i} \quad (8.35)$$

mit	δ_i	Flexibilität der Komponente i
	L_i	betrachtete Länge
	EA_i	Dehnsteifigkeit

Für eine Biegebeanspruchung ergibt sich die Flexibilität (siehe [Schänzlin, 2003])

- Querschnitt 1

$$\delta_{u,1,1} = \frac{L}{2 \cdot E_u \cdot A_u} + \frac{e^2 \cdot L}{2 \cdot E_u \cdot J_u} \quad (8.36)$$

mit	$\delta_{u,1,1}$	Flexibilität der Komponente u
	L	betrachtete Länge
	E_u	E-Modul der Komponente u
	A_u	Fläche der Komponente u
	J_u	Flächenträgheitsmoment der Komponente u
	e	Lage des Schwerpunkts der Biegesteifigkeiten

- Querschnitt 2

$$\delta_{w,1,1} = \frac{L}{2 \cdot E_w \cdot A_w \cdot \gamma_w} + \frac{(z - e)^2 \cdot L}{2 \cdot E_w \cdot J_w} \quad (8.37)$$

mit	$\delta_{w,1,1}$	Flexibilität der Komponente w
	L	betrachtete Länge
	E_w	E-Modul der Komponente w
	A_w	Fläche der Komponente w
	γ_w	Verbundfaktor nach [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010] Anhang B
	J_w	Flächenträgheitsmoment der Komponente w
	z	Abstand der Schwerpunkte der Teilquerschnitte
	e	Lage des Schwerpunkts der Biegesteifigkeiten

- Lage des Schwerpunkts der Biegesteifigkeiten

$$e = \frac{z}{1 + \frac{E_w \cdot J_w}{E_u \cdot J_u}} \quad (8.38)$$

mit	e	Lage des Schwerpunkts
	z	Abstand der Schwerpunkte der Teilquerschnitte
	E_w	E-Modul der Komponente w
	J_w	Flächenträgheitsmoment der Komponente w
	E_u	E-Modul der Komponente u
	J_u	Flächenträgheitsmoment der Komponente u

- Verbundkriechzahl der Komponenten u

$$\varphi_{V,u} = \varphi_{M,u} \cdot \left(\frac{1 + \varphi_{M,w}}{\varphi_{M,w} - e^{-\psi} \cdot (\varphi_{M,w} - \psi)} - \frac{1}{\psi} \right) \quad (8.39)$$

- Verbundkriechzahl der Komponenten w

$$\varphi_{V,w} = \varphi_{M,w} \cdot \left(\frac{1 + \varphi_{M,u}}{\varphi_{M,u} - e^{-\psi} \cdot (\varphi_{M,u} - \psi)} - \frac{1}{\psi} \right) \quad (8.40)$$

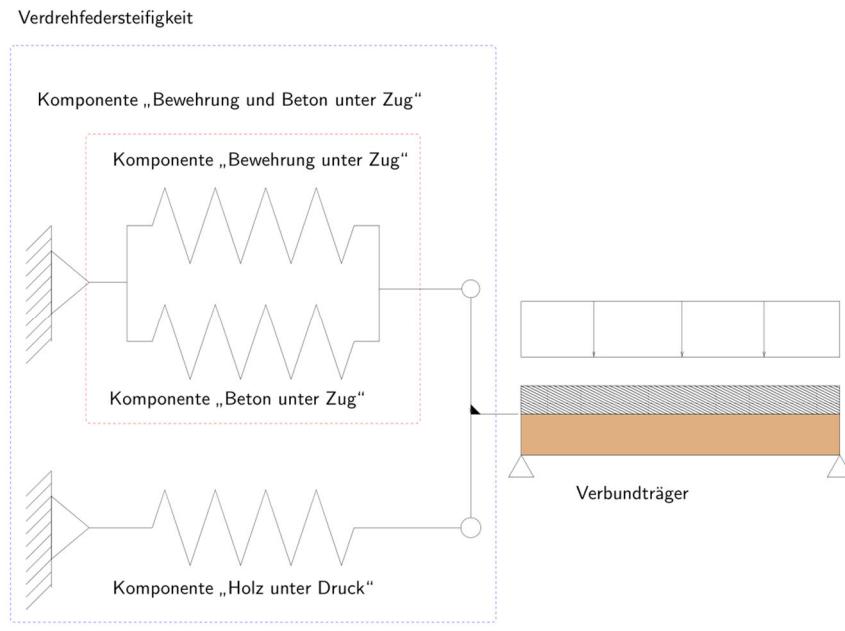
Wie in [Schänzlin, 2003] gezeigt, können bei Holz-Beton-Verbundbauteile auch intervallweise ausgewertet werden, so dass auch die unterschiedliche Entwicklung der Kriechdehnungen abgebildet werden kann.

- Modellierung des Anschlusses

- **Gesamtmodell**

Im Hinblick auf das erwartete Verhalten des Anschlusses lassen sich die wesentlichen Traganteile durch das in Abbildung 8.7 dargestellte Federmodell zerlegen.

Abbildung 8.7
Modellierung der Federn



Anhand dieses Federmodells wird das Langzeitverhalten und der damit verbundenen Auswirkungen der Spannungsumlagerungen abgebildet.

- **Bewehrung und Beton unter Zug**

Unter der Annahme, dass der ungerissene Beton unter Zug ein zum Druck vergleichbares Kriechverhalten aufweist, kann die parallel geschaltete Feder der Komponenten Bewehrung und Beton durch folgende Beziehung bestimmt werden:

Langzeitverhalten der Bewehrung

$$\varphi_{reb} = 0 \quad (8.41)$$

Langzeitverhalten des Betons: Wird die effektive Kriechzahl des Betons im Verbund mit dem Bewehrungsstahl ausgewertet ergeben sich folgende Beziehungen:

- Systemkriechzahl

$$\begin{aligned}
 \psi &= \frac{\delta_{u,1,1} \cdot \varphi_{u,M}(t) + \delta_{w,1,1} \cdot \varphi_{w,M}(t)}{\delta_{w,1,1} + \delta_{w,1,1}} \\
 &= \frac{EA_{reb} \cdot \varphi_{M,conc}(t)}{EA_{conc} + EA_{reb}}
 \end{aligned} \tag{8.42}$$

- effektive Kriechzahl des Betons im Verbund mit der Bewehrung

$$\begin{aligned}
 \varphi_{V,u} &= \varphi_{M,u} \cdot \left(\frac{1 + \varphi_{M,w}}{\varphi_{M,w} - e^{-\psi} \cdot (\varphi_{M,w} - \psi)} - \frac{1}{\psi} \right) \\
 \varphi_{V,conc}(t) &= \varphi_{M,conc}(t) \cdot \left(\frac{1 + \varphi_{M,reb}}{\varphi_{M,reb} - e^{-\psi} \cdot (\varphi_{M,reb} - \psi)} - \frac{1}{\psi} \right) \\
 &= \varphi_{M,conc}(t) \cdot \left(\frac{1}{e^{\frac{EA_{reb} \cdot \varphi_{M,conc}(t)}{EA_c + EA_{reb}}} - 1} \right) \cdot \frac{EA_c + EA_{reb}}{EA_{reb} \cdot \varphi_{M,conc}(t)}
 \end{aligned} \tag{8.43}$$

Der effektive E-Modul der Zugfeder Bewehrung und Beton unter Zug ergibt sich damit zu folgenden Werten

$$E_{c,eff} = \frac{E_{conc}}{1 + \varphi_{V,conc}(t)} \tag{8.44}$$

$$E_{a,eff} = E_{reb} \tag{8.45}$$

Diese modifizierten Werte sind in Gleichung (8.8) für die Abbildung des Langzeitverhaltens zu verwenden.

▪ Komponente Holz unter Druck

Die Komponente Holz unter Druck besteht aus einer Feder, sodass innerhalb dieser dieser Komponente keine Umlagerungen stattfinden. Damit kann der effektive, zeitabhängigen E-Modul wie folgt bestimmt werden (siehe auch [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010]):

$$E_{tim,eff} = \frac{E}{1 + k_{def}'} = \frac{E}{1 + 2 \cdot k_{def}} \tag{8.46}$$

mit $E_{tim,eff}$ effektiver E-Modul zur Bestimmung der Komponente Holz unter Druck

E E-Modul des Holzes

k_{def}' Kriechzahl des Verbindungs mittels

k_{def} Kriechzahl des Holzes

Mit dieser Beziehung kann somit die Federsteifigkeit C_{tim} nach Gleichung (8.6) bestimmt werden.

- Verdrehfedersteifigkeit

Die Verdrehfedersteifigkeit des Anschlusses besteht aus einer Druckfeder im Holz und einer Zugfeder im Beton bzw.- der Bewehrung. Diese Verdrehfedersteifigkeit ist ein statisch bestimmtes System, so dass in diesem Fall keine Spannungsumlagerungen auftreten. Damit kann die Verdrehsteifigkeit direkt aus den berechneten Größen entsprechend dem Bemessungsmodell in Kapitel 8.2 bestimmt werden und für die Berechnung der zeitabhängigen Schnittgrößenverteilung bestimmt werden.

Um eine einfache Bemessung zu ermöglichen wird angenommen, dass das Kriechen im Wesentlichen durch die Komponente Holz unter Druck erzeugt wird. Grund hierfür ist, dass der Beton unter Zug reißt und damit im Wesentlichen die nicht kriechende Bewehrung die Steifigkeit dominiert.

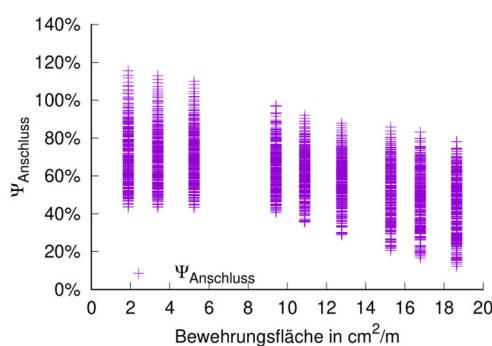
Damit lässt sich die zeitabhängige Steifigkeit durch folgende Beziehung bestimmen:

$$K_{\varphi,eff,t=\infty} = \frac{K_{\varphi,eff}}{1 + \psi_{Anschluss} \cdot k_{def}'} = \frac{K_{\varphi,eff,t=\infty}}{1 + 2 \cdot \psi_{Anschluss} \cdot k_{def}'} \quad (8.47)$$

mit	$K_{\varphi,eff,t=\infty}$	Verdrehfedersteifigkeit zum Zeitpunkt $t = \infty$
	$K_{\varphi,eff}$	rechnerische Verdrehfedersteifigkeit zum Zeitpunkt $t = 0$ nach Gleichung (8.33)
$\psi_{Anschluss}$		Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Spannungsumlagerungen auf die Steifigkeit
k_{def}'		Kriechzahl des Verbindungsmittels
k_{def}		Kriechzahl des Holzes

Der dabei verwendete Verbundfaktor wird durch eine Parameteruntersuchung bestimmt (vgl. Abbildung 8.8). Der dabei verwendete Parameterbereich ist in zusammengestellt, bei dem in Summe etwa 3000 Fälle berechnet werden.

Abbildung 8.8
Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsumlagerungen innerhalb des Anschlusses



Quelle: Hochschule Biberach

Tabelle 8.4: Parameterbereich für die vereinfachte Bemessung.

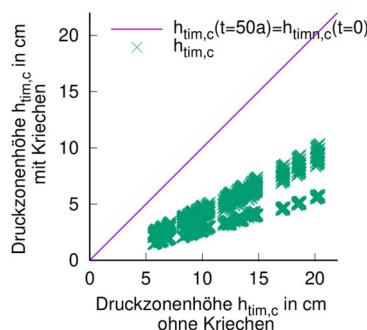
Parameter	min.-Wert	max. Wert
L [cm]	800	1000
h_{tim} [cm]	16	24

Parameter		min.-Wert	max. Wert
h_{conc}	[cm]	8	24
A_{reb}	[cm ² /m]	1.88	18.64
k_{def}	[-]	0.6	2
φ_{conc}	[-]	2	3

Wie aus Abbildung 8.8 ersichtlich wird, ist dieser Faktor ψ in den meisten Fällen kleiner als 1,0. Dieser Wert wird zur Anwendung empfohlen, da durch die Berücksichtigung der Bemessung sowohl des Zeitpunktes $t = 0$ und $t = \infty$ durch diesen Wert eine Grenzwertbetrachtung durchgeführt wird, da bei der Bemessung des Kurzzeitverhaltens bereits die obere Grenze der Beanspruchung des Knotens bestimmt wird, während durch die Überschätzung der Kriechverformungen ein tendenziell zu weicher Anschluss abgebildet wird, so dass in diesem Fall die Belastung eher in Feldmitte und damit im Verbundträger auftreten wird.

Diese geringen Auswirkungen des Kriechens des Betons sind dadurch bedingt, dass durch das Kriechen der Komponenten der Anschluss weicher wird. Allerdings bedingt diese größere Verschiebung der Komponenten eine größere Rotation, in dessen Folge die Druckzonenhöhe des Komponenten Holz unter Druck abnimmt (vgl. Abbildung 8.9).

Abbildung 8.9
Vergleich der Druckzonenhöhe $h_{tim,c}$ zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$



Quelle: Hochschule Biberach

Die Abnahme der Druckzonenhöhe führt allerdings dadurch, dass der innere Hebelarm zunimmt. Durch diesen größeren inneren Hebelarm werden die Auswirkungen der größeren Verformungen der einzelnen Komponenten infolge Kriechen teilweise kompensiert werden.

▪ Zeitliche Entwicklung

In [DIN CEN/TS 19103, 2022] wird der Nachweis von 3 Zeitpunkten ($t = 0$, $t = 3 - 7$ Jahre und $t = \infty$) gefordert. Diese Zeitpunkte sind dadurch bedingt, dass die zeitliche Entwicklung der Kriechdehnungen des Holzes und des Betons unterschiedlich schnell ablaufen. Da allerdings beim Knotenmodell die Komponenten Holz unter Druck und Bewehrung und Beton unter Zug ein statisch bestimmtes System erzeugen, sind Spannungsumlagerungen ohne relevante Auswirkungen, so dass die Anteile der entwickelten Kriechzahlen zum Zeitpunkt $t = 3 - 7$ Jahre entsprechend [DIN CEN/TS 19103, 2022] verwendet werden können und in dessen Folge die ψ -Werte der Verbindung nach [DIN CEN/TS 19103, 2022] auch für den Anschluss übernommen werden können.

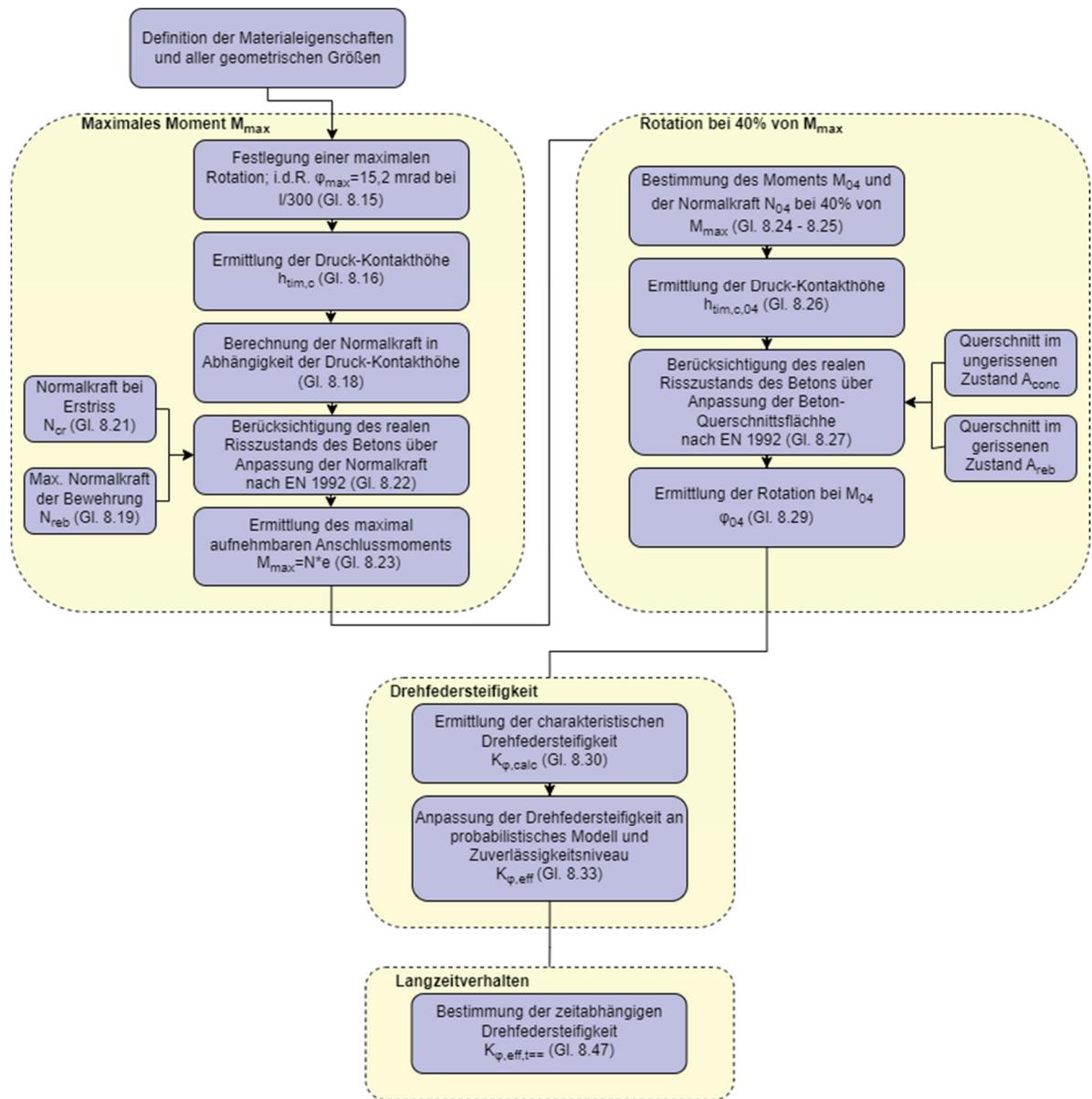
- Zusammenfassung

Das Langzeitverhalten des Betons und des Holzes werden in das Komponentenmodell eingebaut und ausgewertet. Wie daraus ersichtlich wird, lässt sich die Steifigkeit des Anschlusses über die Kriechverformung des Holzes darstellen.

8.5. Bemessungsablauf (HBC)

Abbildung 8.10

Bemessungsablauf für die Bestimmung der Drehfedersteifigkeit zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung von Holz-Beton-Verbunddecken mit gestoßenem Holzträger



Quelle: Hochschule Biberach

Ergebnisse

Zusammenföhrung der Zwischenergebnisse zum Endergebnis

Ausgehende von numerischen Voruntersuchungen stellt die Grundlage des Projektes die experimentelle Untersuchung dar. Aufbauend auf den Ergebnissen der gewonnen Datenbasis können mögliche Berechnungsmodelle validiert werden.

Für die Betrachtung der globalen Steifigkeit konnten die besten Übereinstimmungen zwischen den Versuchsdaten und beiden Berechnungsmodellen erzielt werden. Somit lassen sich die Auflagerkräfte sehr zuverlässig rekonstruieren.

Die Messdaten lieferten im Bereich positiver Momentenbeanspruchung gute Ergebnisse, die mit Hilfe der vorgestellten Berechnungsmodelle relativ gut reproduzierbar waren. Im Hinblick auf die Verteilung der inneren Schnittgrößen bleibt festzustellen, dass das Biegemoment im Holzquerschnitt überschätzt wird. Das ingenieurtechnische Modell führte unter symmetrischer Belastung zu einer besseren Übereinstimmung mit den Versuchsdaten.

Der Bereich mit negativer Momentenbeanspruchung bringt hinsichtlich der Applikation der Messtechnik gewisse Anforderungen mit sich, dessen Erkenntnisgewinn im Vorfeld klar formuliert werden kann, die Qualität des Ergebnisses jedoch nur bedingt abgeschätzt werden kann. Das betrifft vor allem das Messen von Dehnungen an einem Stahlbetonquerschnitt. Es ist nur bedingt möglich, Aussagen über das Auftreten von Rissen in Lage und Größe treffen zu können, da diese von einer Vielzahl an Faktoren abhängig sind. Im Rahmen der zur Verfügung stehenden Möglichkeiten mündet dieser Umstand immer in einen Kompromiss. Im vorliegenden Fall führte das für den Erkenntnisgewinn zur Aufteilung der Schnittgrößen in den Teilquerschnitten für diese Bereiche zu keiner befriedigenden Wertschöpfung.

Die Steuerung der Schrauben- und Bewehrungsdichte zeigt Auswirkung auf das Trag- und Verformungsverhalten des HBV-Verbundträgers, sodass mit einer Vergrößerung der Dichte die Tragfähigkeit erhöht und die Durchbiegung verringert werden kann. Die Durchlaufwirkung des Trägers variiert in Abhängigkeit der Lastanordnung. Für den untersuchten Lastfall 2 konnte im Vergleich zur symmetrischen Belastung nur eine reduzierter Effekt attestiert werden. Bezogen auf den Mittelwert der Bruchlast für beide Versuchsträger einer Serie fiel diese für die Serie A1-04 ca. 12% geringer aus gegenüber der Serie A1-03 und für die Serie A1-06 ca. 16% geringer aus gegenüber der Serie A1-05.

Bewertung/Diskussion/Zielerreichung – Einordnung in den wissenschaftlichen Kontext inkl. möglicherweise bekannt gewordenen Ergebnissen von dritter Seite

Ein wesentlicher Kernpunkt der im Rahmen dieses Projektes bearbeitet werden sollte, bestand darin, die Ergebnisse bisheriger und praxisgängiger Berechnungsansätze bzw. -modelle anhand von experimentellen Untersuchungen im großformatigen Maßstab zu validieren. Damit wird eine Grundlage geschaffen, um mögliche Divergenzen zu identifizieren und diese Wissenslücke in weiterführenden Arbeiten zu schließen.

Die Interpretation der Versuchsergebnisse unterliegt gewissen Unschärfen. Das umfasst einerseits die kinematischen Zusammenhänge sowie die unterstellten Stoffmodelle. Zudem kann die messtechnische Applikation nur eine Momentaufnahme an diskreten Punkten bereitstellen, sodass werkstoffbedingte Inhomogenitäten ein verzerrtes Bild liefern können. Zur Beurteilung der gesamtheitlichen Systemsteifigkeit zeigte sich das Aufzeichnen der Auflagerkräfte als integraler Bestandteil der experimentellen Untersuchungen. Gleichzeitig stand somit auch eine Möglichkeit zur Verifikation der Teilschnittgrößen zur Verfügung, deren Quantität anderenfalls nur bedingt beurteilt werden kann. In diesem Kontext hat sich die Applikation der Messtechnik an der Oberseite des Betonquerschnittes und der Unterseite des Holzquerschnittes am Zwischenuflager nicht als zielführend erwiesen. Im Hinblick auf eine

begrenzte Anzahl an Messkanäle wäre der Alternativvorschlag nach Abbildung 2.17 (rechts) mit einer einreihigen Ausführung möglicherweise erfolgsversprechender gewesen.

Ebenfalls auffällig erscheint in diesem Zusammenhang für die negativen Momentenbereiche (global) die positive Dehnung im Schwerpunkt des Holzquerschnittes und der daraus abgeleitet positiven Normalkraft. Abschließend lässt sich mit den vorhandenen Messpunkten nicht beurteilen, inwiefern hierfür die Dehnungsmessungen an der Ober- und Unterseite oder der Ansatz der unterstellten linearen Dehnungsverteilung ursächlich sind.

Des Weiteren bedarf es weiterer Untersuchungen zur Erklärung der Divergenz zwischen dem numerischen Modell und den Versuchsdaten, die vor allem im höheren Belastungsniveau zu einem überproportionalen Anstieg des Biegemomentes im Holzquerschnitt führt.

Die Verbesserung des Trag- und Verformungsverhalten durch Erhöhung der Schrauben- und Bewehrungsdichte konnte im Rahmen der experimentellen Untersuchungen festgestellt werden. Im Rahmen von weiteren Untersuchungen wäre hierzu eine differenzierte Betrachtung von Bedeutung, um den Einfluss beider Faktoren eindeutig quantifizieren und die Ressourcen zielgerichtet einzusetzen zu können. In diesem Zusammenhang wäre auch eine gesteuerte und vom Feldbereich gelöste Erhöhung der Bewehrungsmenge im Bereich des Zwischenauflager näher zu untersuchen, um das Potential von Materialeinsparungen bewerten zu können.

Bauphysikalische Aspekte schließen HBV-Querschnitte mit einem Verhältnis von Beton- zu Holzhöhe $h_B:h_H = 1:1$ oder gar $2:1$ nicht aus. Das führt für den Stahlbeton gleichzeitig zu einer Vergrößerung des Traganteils, sodass der Einfluss des nichtlinearen Materialverhalten und der damit einhergehenden Rissbildung auf das Trag- und Verformungsverhalten zunehmen wird.

An dieser Stelle sei erwähnt, dass die vorliegenden Ergebnisse auf einer begrenzten Anzahl von Bauteilversuchen beruhen. Da aufgrund der Datenmenge keine statistische Auswertung möglich ist, können keine verlässlichen Aussagen zur Systemzuverlässigkeit getroffen werden. Die Anzahl der durchgeführten Versuche war nicht ausreichend, um eine repräsentative Stichprobe zu gewährleisten und eine robuste statistische Analyse durchzuführen.

Derzeit existieren keine experimentellen Untersuchungen an großmaßstäblichen Bauteilen, die das Trag- und Verformungsverhalten von HBV-Durchlaufträgern untersucht haben. Somit liegen bisher nicht die notwendigen Rahmenbedingungen vor, um planenden Ingenieuren eine Planungssicherheit bei der Anwendung von geeigneten Berechnungsmodellen zu bieten. Daher können die Vorteile dieser Bauweise noch nicht vollständig genutzt werden. Die Regelungen der Technical Specification [CEN/TS 19103, 2022] lassen die Verwendung derartiger Systeme zu und spezifizieren die Anforderungen an die Stoffmodelle, stellen jedoch kein geeignetes Berechnungsmodell vor. Im Rahmen des Forschungsprojektes konnten mit Hilfe numerischer Untersuchungen die charakteristischen Einflussparameter von HBV-Trägern mit Durchlaufwirkung herausgearbeitet werden. Die praxisnahen Bauteildimensionen der großformatigen Untersuchungen limitierten aus monetären Gesichtspunkten die Möglichkeit, sämtliche Parameter abzubilden und unabhängig voneinander zu quantifizieren. Um das reale Tragverhalten abbilden zu können, ist die Durchführung von experimentellen Untersuchungen unter realen Bedingungen ein etabliertes Vorgehen. Damit wird die Grundlage geschaffen, um die Zuverlässigkeit von numerischen Struktur- und Stoffmodellen mit Hilfe der am Bauteil gewonnenen Ergebnissen bzw. Schnittgrößen zu validieren. Darauf aufbauend können anschließend die am Markt erhältlichen Bauprodukte mit ihren materialspezifischen Parametern im Hinblick auf den Einfluss der Durchlaufwirkung mit Hilfe des Berechnungsmodells valide beurteilt werden, ohne auf kostenintensive und vorhabenbezogenen Bauteilversuche zurückgreifen zu müssen.

Die geschilderten Erkenntnisse und Unschärfen können durch ergänzende experimentelle Untersuchungen an großformatige HBV-Bauteilen für die gegenständlichen Abmessungen mit einer angemessenen Anzahl von Stichproben je Serie weiter ausgebaut, verbessert und präzisiert werden. Die

gewonnenen Datenmengen können somit einen entscheidenden und wichtigen Beitrag zur Validierung von Berechnungsmodellen und Bemessungsvorschlägen leisten.

Aktuell liegt die Technical Specification [CEN/TS 19103, 2022], die im europäischen Normungskomitee CEN alle formalen Prozessschritte für eine Veröffentlichung durchlaufen hat, vor. Zur baurechtlichen Einführung in Deutschland ist ein nationales Anwendungsdokument NA erforderlich, welches national festzulegende Parameter regelt und ggf. Anpassung des Anwendungsbereiches beinhaltet. Zum Zeitpunkt der Erstellung dieses Berichtes wird an diesem nationalen Anwendungsdokument CEN/TS 19103/NA gearbeitet, wobei Erkenntnisse des gegenständlichen Forschungsvorhabens zum Umgang der Durchlaufwirkung bei Holz-Beton-Verbundbauteilen eingeflossen sind und somit der Baupraxis zeitnah für die Anwendung zur Verfügung stehen werden.

Mitwirkende

Autorinnen und Autoren

Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder

(Technische Universität Braunschweig - Institut für Baukonstruktion und Holzbau iBHolz)

Prof. Dr.-Ing. habil. Jörg Schänzlin

(Hochschule Biberach - Institut für Holzbau)

Dipl.-Ing. Christian Kaluza

(Technische Universität Braunschweig - Institut für Baukonstruktion und Holzbau iBHolz)

Sebastian Krug, M. Eng.

(Hochschule Biberach - Institut für Holzbau)

Projektpartner und weitere Fördermittelgeber

Dr.-Ing. Immanuel Wojan, Sebastian Musiol, M. Sc.

(Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen Leipzig GmbH (MFPA) - Geschäftsbereiche Tragkonstruktionen und Schallschutz)

Dipl.-Ing. (FH) Holger Rupprecht

(Elascon GmbH)

Fachliche Betreuung

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung

Referat II 3 „Forschung im Bauwesen, Techn. Gebäudemanagement“

Dipl.-Ing. Steffen Kisseler

s.kisseler@brueggemann.kisseler.de

Kurzbiographien

**Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder**

1993-1998 Studium Bauingenieurwesen Bauhaus-Universität Weimar, 1998-2003 Promotion Ruhr-Universität Bochum, 2009-2012 Vertretungsprofessur und 2013-2014 Honorarprofessor Lehrstuhl für Baukonstruktion und Holzbau TU München, seit 2014 Professur/Leitung Institut für Baukonstruktion und Holzbau TU Braunschweig, Obmann DIN NA 005-04-01 AA Spiegelausschuss Holzbau, Beratender Ingenieur, ö.b.u.v. Sachverständiger für Holzbau

**Prof. Dr.-Ing. habil. Jörg Schänzlin**

1998 Abschluss Bauingenieurstudium Universität Stuttgart, 1998-2009 Wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, 2003 Promotion an der Universität Stuttgart, 2009-2014 Tragwerksplaner bei der Konstruktionsgruppe Bauen AG Kempten, 2010 Habilitation, seit 2010 Privatdozent für Holzbau an der Universität Stuttgart, seit 2015 Professur für Holzbau und Institutsleiter des Instituts für Holzbau der Hochschule Biberach.

**Dipl.-Ing. Christian Kaluza**

1995-2002 Ausbildung/Praktische Tätigkeit Maurer/Polier in München, 2002-2004 Ausbildung staatlich geprüfter Hochbautechniker und Maurer- und Betonbaumeister in München, 2004-2008 Studium Bauingenieurwesen Hochschule Deggendorf, 2008-2021 Praktische Ingeniertätigkeit Bereich Tragwerksplanung/Prüfwesen in München, 2011-2020 Aufbaustudium TU Dresden Diplomstudiengang Bauingenieurwesen, seit 2021 wiss. Mitarbeiter am Institut für Baukonstruktion und Holzbau der TU Braunschweig

**Sebastian Krug, M.Eng.**

2016-2022 Studium Bauingenieurwesen mit Schwerpunkt konstruktivem Ingenieurbau an der Hochschule Biberach, seit 2021 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Holzbau der Hochschule Biberach, seit 2023 Mitglied COST Action 20139.

Literaturverzeichnis

- [Adema u. a. 2022] Adema, Andr'es ; Mar'ia, Hern'an Santa ; Guindos, Pablo: Analysis of instant and long-term performance of timber-concrete floors with boundary conditions other than simply supported. In: Engineering Structures 254 (2022), mar, S. 113827. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113827>. – DOI10.1016/j.engstruct.2021.113827
- [Anderson u.a. 1999] Anderson, D.; Aribert, J.-M.; Bode, H.; Huber, G.; Jaspart, J.-P.; Kronenberger, H.-J.; Tschemmernegg, F.; Anderson, D. (Hrsg.): *Design of composite joints for buildings*. Bd. 109. European Covention for Constructional Steelwork (ECCS) - Technical Committee 11 – Composite Structures, 1999. – ISBN 92-9147-000-52
- [Ansys Documentation 2021] Ansys Documentation: ANSYS Mechanical APDL - Material Reference. ANSYS, Inc., 2021
- [Antony 2023] Antony, Jiju: Design of experiments for engineers and scientists. Third edition. Elsevier, 2023. – ISBN 0443151741. – Includes bibliographical references and index
- [Bahmer und Bathon, 2003] R. Bahmer und H. Bathon (2003). Mut zu Neuem – 10 m frei spannende Holz-Beton-Verbund-Flachdecke. bauen mit holz, (1):21–25.
- [Bazant u. Oh 1983] Bazant, Zdenek P.; Oh, Byung H.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete. In: Materials and Structures 16 (1983), may, Nr. 3, S. 155–177. <http://dx.doi.org/10.1007/BF02486267>.
- [Kommentierte Fassung EC 2 2016] Der Eurocode 5 für Deutschland: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau – kommentierte Fassung, 1. Auflage 2016, Beuth Verlag - Berlin - Wien – Zürich
- [Bijlaard, Frans S.K. u.a. 1989] Bijlaard, Frans S.K.; Nethercot, David A.; Stark, Jan W.B.: Structural properties of semi-rigid joints in steel frames. (1989). <http://dx.doi.org/http://doi.org/10.5169/seals-51876>.
- [Braun et. al., 1998] H.-J. Braun, W. Schaal und F. Schneck (1998). Der Brettstapel als Verbundelement - Vorschlag für einen Berechnungsansatz. Bautechnik, 75(8):539 – 547.
- [Brühl 2019] Brühl , Frank: Ductility in timber structures - possibilities and requirements with regard to dowel type fasteners, Universität Stuttgart - Institut für Konstruktion und Entwurf, Dissertation, 2019. <http://dx.doi.org/http://dx.doi.org/10.18419/opus-11017>.
- [Cullen u. Frey 1999] Cullen, Alison C.; Frey, H C.: Probabilistic techniques in exposure assessment: a handbook for dealing with variability and uncertainty in models and inputs. Springer Science & Business, 1999
- [DAfStb Heft 525 2010] DAfStb Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Beuth, 2010. – ISBN 9783410650546
- [DAfStb Heft 600 2020] DAfStb Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA. Beuth, 2020. – ISBN 978-3-410-65838-2
- [DAfStb Belastungsversuche 2020] DAfStb-Richtlinie: Belastungsversuche an Betonbauwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. – DAfStb, 2020
- [Delignette-Muller u. Dutang 2015] Delignette-Muller, Marie L.; Dutang, Christophe: fitdistrplus: AnRPackage for Fitting Distributions. In: Journal of Statistical Software 64 (2015), Nr. 4. <http://dx.doi.org/10.18637/jss.v064.i04>. – ISSN 1548-7660
- [Dias u.a. 2018] Dias, Alfredo; Schänzlin, Jörg; Dietsch, Philipp: Design of timber concrete composite structures. A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 4, 2018. – ISBN 978-3-8440-6145-1
- [DIN 1045-1:2008-08 2008] DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2008

[DIN 488 1984] DIN 488: Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen. 1984

[DIN CEN/TS 19103 2022] DIN CEN/TS 19103: Eurocode 5: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung CEN/TS 19103:2021. 2022

[DIN EN 12390-1 2021] DIN EN 12390-1: Prüfung von Festbeton –Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen; Deutsche Fassung EN 12390-1:2021. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2021

[DIN EN 12390-3 2019] DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton –Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2019. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2019

[DIN EN 12390-5 2019] DIN EN 12390-5: Prüfung von Festbeton –Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:2019. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2019

[DIN EN 1990: 2010 - 12 2010] DIN EN 1990: 2010 - 12: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010

[DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] DIN EN 1992-1-1: 2010: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010

[DIN EN 1993-1-8:2005 2005] DIN EN 1993-1-8:2005: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2005

[DIN EN 1994-1-1: 2010 2010] DIN EN 1994-1-1: 2010: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010

[DIN EN 1995-1-1:2010-12 2010] DIN EN 1995-1-1:2010-12: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010

[DIN EN 26891] DIN EN 26891: Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmittern - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.

[DIN EN 338:2016-07 2016] DIN EN 338:2016-07: Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen – Deutsche Fassung EN 338:2016. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2016

[DIN EN 408 2012] DIN EN 408 : 2012-10: Holzbauwerke - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften; Deutsche Fassung EN 408:2010+A1:2012. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2012

[ETA 13/0029] ETA 13/0029: European Technical Assessment ETA-13/0029 of 11/07/2017 - ASSY plus VG-Schrauben. Adolf Würth GmbH & Co. KG, Reinhold Würth Strasse 12 - 17, D-74650 Künzelsau

[ETA 18/0264] ETA 18/0264: European Technical Assessment ETA-18/0264 of 10/09/2018 - Elascon SFix HBV-System. Elascon GmbH

[Faber 2007] Faber, M.H.: Risk and Safety in Civil Engineering. Zürich: Swiss Federal Institute of Technology, 2007

[fib Model Code 2010] fib Model Code: fib Model Code for Concrete Structures. Ernst und Sohn, 2010. – ISBN 9783433030615. – Includes index

- [Frangi, 2001] A. Frangi (2001). Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken. Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
- [Ghali u. Neville 2017] Ghali, Amin; Neville, Adam: *Structural Analysis A Unified Classical and Matrix Approach*, Seventh Edition. Taylor and Francis Group, 2017. – 962 S. – ISBN 9781498725064
- [Göttlich u. Fleckenstein 2015] Peter Göttlich, Dirk Fleckenstein: Neue Biegeschlankheitsdiagramme für Platten und Kragplatten nach EC2, Beton- und Stahlbetonbau 110, Heft 4, 2015
- [Grosse 2005] Grosse, Marco: Zur numerischen Simulation des physikalisch nichtlinearen Kurzzeittragverhaltens von Nadelholz am Beispiel von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2005. <http://dx.doi.org/https://doi.org/10.25643/bauhaus-universitaet.734>.
- [Grünberg 1978] J. Grünberg: Spannungszustände und mitwirkende Plattenbreite eines Stahlbeton-Plattenbalken-Tragwerks im gerissenen Zustand, Beton- und Stahlbetonbau 7, 1978
- [Hill 1998] Hill, Rodney: *The mathematical theory of plasticity*. Clarendon Press, 1998. – 355 S. – ISBN 0198503679
- [Honfi u.a 2012] Honfi, D.; Mårtensson, A.; Thelandersson, S.: Reliability of beams according to Eurocodes in serviceability limit state. 35, S. 48–54, 2012. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.11.003>.
- [Honfi 2013] Honfi, Daniel: *Design for Serviceability - A probabilistic approach*, Lund University, Dissertation, 2013
- [Jaaranen u. Fink a] Jaaranen, Joonas ; Fink, Gerhard: Experimental and numerical investigations of a timber-concrete dovetail splice joint. 43, 103179. <http://dx.doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103179>. – DOI <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103179>. – ISSN 2352–7102
- [Jaaranen u. Fink b] Jaaranen, Joonas ; Fink, Gerhard: Experimental and numerical investigations of two-way LVL-concrete composite plates with various support conditions. 256, 114019. <http://dx.doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114019>. – DOI <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114019>. – ISSN 0141–0296
- [JCSS 2001a] JCSS: Probabilistic Model Code Part I - Basis of Design. (2001). https://www.jcss-ic.org/publications/jcsspmc/part_i.pdf
- [JCSS 2001b] JCSS: Probabilistic Model Code Part III - Resistance Models. (2001)
- [Kaluza 2019] Kaluza, Christian: Kurzzeittragverhalten von Durchlaufträgern in Holz-Beton-Verbundbauweise unter Berücksichtigung der Rissbildung im Beton, Technische Universität Dresden, Diplomarbeit, 2019
- [Kohn u. Tamm 2019] Kohn, Wolfgang; Tamm, Ulrich: *Mathematik für Wirtschaftsinformatiker*. Springer Berlin Heidelberg, 2019.
- [Kreuzinger 1994] Kreuzinger, H.: *Verbundkonstruktionen Holz / Beton*. 1994
- [Krätzig u.a. 2010] Krätzig, Wilfried B.; Harte, Reinhard; Meskouris, Konstantin; Wittek, Udo: *Tragwerke 1*. Springer Berlin Heidelberg, 2010. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-12284-2>.
- [Kudla 2017] K. Kudla: Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Mitteilung Nr. 2017-2, Diss., 2017
- [Kuhlmann u. Gauß 2020] Kuhlmann, Ulrike; Gauß, Julius: *Optimierung und Systematisierung von Anschlüssen im Holzbau zur Verbreitung der ressourcenschonenden Bauweise*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Forschungsbericht, 2020
- [Kuhlmann u.a. 2006] Kuhlmann, Ulrike; Schänzlin, Jörg; Merkle, Rainer; Bux, Hubert: Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit integriertem Slim-Floor-Profil / Universität Stuttgart - Institut für Konstruktion und

Entwurf – Abschlussbericht über ein Entwicklungsprojekt, gefördert unter dem AZ: 21168 von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt. 2006. – Forschungsbericht

[Kuhlmann und Schänzlin, 2002a] U. Kuhlmann und J. Schänzlin (2002a). Baukostensenkung durch weiterentwickelte Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben; Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung BBR (Z6-5.4.00-14/II 13-80 01 00-14), Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart.

[Kuhn 2022] Kuhn, Sebastian: Aktualisierung der Prior-Verteilungen eines Bayes'schen Modells zur stochastischen Beschreibung der Betondruckfestigkeit, Masterarbeit, Hochschule Biberach, 2022

[Köhler u.a. 2012] Köhler, Jochen ; Steiger, Rene ; Fink, Gerhard ; Jockwer, Robert: Assessment of selected Eurocode based design equations in regard to structural reliability. In: *Proceedings of CIB-W18 Meeting 45, Sweden* (2012)

[Kreis, Benjamin] Kreis, Benjamin: Two-Way Spanning Timber-Concrete Composite Slabs made of Beech Laminated Veneer Lumber with Steel Tube Connection, Diss. <http://dx.doi.org/10.3929/ETHZ-B-000475052>. – DOI 10.3929/ETHZ-B-000475052

[Kühnemund 2003] Kühnemund, Frank: *Zum Rotationsnachweis nachgiebiger Knoten im Stahlbau*, Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, Dissertation, 2003. <http://dx.doi.org/http://dx.doi.org/10.18419/opus-167>.

[Lippert 2002] Lippert, Peter: *Rahmenecken aus Holz mit eingeklebten Gewindestangen*, Institut für Konstruktion und Entwurf - Stahl- Holz- und Verbundbau - Universität Stuttgart, Dissertation, 2002. <http://dx.doi.org/http://dx.doi.org/10.18419/opus-164>.

[Loebus u. a.] Loebus, Stefan ; Dietsch, Philipp ; Winter, Stefan: Two-way Spanning CLT-Concrete-Composite-Slabs. In: INTER - International Network on Timber Engineering Research At: Kyoto, Japan

[Marschall 2018] Marschall, Jochen: Untersuchung von Holz-Beton-Verbunddecken als Mehrfeldersystem, Hochschule für Forstwirtschaft Rottenburg im Studiengang Ressourceneffizientes Bauen, Masterarbeit, 2018

[MathSoft 2001] MathSoft: *Benutzerhandbuch mit Referenzteil*. MITP-Verlag GmbH, Bonn, 2001

[Melchers u. Beck 2017] Melchers, Robert E.; Beck, Andre T.: *Structural Reliability - Analysis and Prediction*. John Wiley and Sons, 2017. – ISBN 9781119266075

[Faber 2007] M.H., Faber: Risk and safety in engineering

[Molod 2021] Molod, Mohammad Amin E.: Strengthening Reinforced Concrete Column beam Joints with Modular Shape Memory Alloy Plate Optimized through Probabilistic Damage

[Müller 2020] Müller, Katharina: Timber-concrete composite slabs with micro-notches, ETH Zurich, phdthesis, 2020

Prediction, TU Dortmund University - Faculty of Architecture and Civil Engineering - Institute of Structural Analysis, phdthesis, 2021

[Press u.a. 2007] Press, W. H.; Teukolsky, S. A.; Vetterling, W. T.; Flannery, B. P.: *Numerical Recipes - The Art of Scientific Computing - Third Edition*. New York: Cambridge University Press, 2007. – ISBN 978-0-521-88068-8

[Rieg 2006] A. Rieg: Verformungsbezogene mittragende Breite niedriger Verbundträger, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Mitteilung Nr. 2006-2, Diss., 2006

[Ruesch u. Jungwirth 1976] Ruesch, H.; Jungwirth, D.: Stahlbeton Spannbeton Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke. Bd. 2. Werner-Verlag, 1976

- [Schänzlin 2003] Schänzlin, J.: *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Institut für Konstruktion und Entwurf Universität Stuttgart, Dissertation, 2003
- [Schäfer 2005] Schäfer, Martin: *Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen*, Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, Doktorarbeit, 2005. <http://dx.doi.org/http://dx.doi.org/10.18419/opus-230>.
- [Sebastian u. a. 2016] Sebastian, W.M. ; Mudie, J. ; Cox, G. ; Piazza, M. ; Tomasi, R. ; Giongo, I.: Insight into mechanics of externally indeterminate hard-wood-concrete composite beams. In: *Construction and Building Materials* 102 (2016), jan, S. 1029–1048. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.015>. – DOI 10.1016/j.conbuildmat.2015.10.015
- [Sofistik – ASE 2018] Sofistik AG: Programmbeschreibung zum Modul ASE - Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen, Fassung 2018-2
- [Stegbauer 1978] A. Stegbauer: Untersuchung des Grenztragverhaltens von symmetrischen Stahlbetonbalken mit Hilfe der Methode der finiten Elemente, *Bauingenieur* 53, 1978
- [Süli u. Mayers 2003] Süli, E.; Mayers, D.F.: *An Introduction to Numerical Analysis*. Cambridge University Press (An Introduction to Numerical Analysis), 2003. – ISBN 9780521007948
- [Sülzle 2023] Sülzle, Tim: *Erfassung der Durchlaufwirkung von HBV-Decken mit Hilfe einer Drehfeder*, Hochschule Biberach - Institut für Holzbau, Masterarbeit, 2023
- [The MathWorks Inc.] The MathWorks Inc.: *MATLAB version: 9.13.0 (R2022b)*. The MathWorks Inc. <https://www.mathworks.com>
- [Töpler 2015] Töpler, Janusch: Auswertung und Modellierung von Versuchen an Holz-Beton-Verbundelementen unter Berücksichtigung elastoplastischer Materialmodelle, Universität Stuttgart - Institut für Konstruktion und Entwurf, Masterarbeit, 2015
- [Ulam u. Metropolis 1949] Ulam, S.; Metropolis, N.: The Monte Carlo Method. In: *Journal of the American Statistical Association* 44 (1949), September, S. 335–341
- [Wagenknecht 2014] Wagenknecht, Gerd: *Stahlbau-Praxis nach Eurocode 3 - Band 3 - Komponentenmethode*. Beuth, 2014. <http://dx.doi.org/10.25716/THM-84>. – ISBN 978-3-410-29981-3
- [Z-9.1-886] Z.: Holz-Beton-Verbundkonstruktionen unter Verwendung von Elascon SFix Schrauben als Verbindungsmittel, Elascon GmbH, Am Rosengarten 4F, 79183 Waldkirch ,
- [Zreid u. Kaliske 2018] Zreid, Imadeddin; Kaliske, Michael: A gradient enhanced plasticity-damage microplane model for concrete. In: *Computational Mechanics* 62 (2018), mar, Nr. 5, S. 1239–1257. <http://dx.doi.org/10.1007/s00466-018-1561-1>.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 0.1 Dehnungsverteilung in einem Holz-Beton-Verbundquerschnitt für verschiedene Zustände der Nachgiebigkeiten in der Verbundfuge.....	17
Abbildung 1.1 Ausschnitt des idealisierten Stabwerkmodells - nichtlineare Berechnungsmodell	20
Abbildung 1.2 Modellierung der Fugensteifigkeit: links mithilfe eines Biegestabes und Ersatzbiegesteifigkeit EI^* , rechts mit der Einführung einer horizontalen Translationsfeder	20
Abbildung 1.3 bezogene mittragende Plattenbreiten b_m im Feldbereich bei max. N_H für die Verhältnisse $h_B / h = 0,50$ (links) und $h_B / h = 0,333$ (rechts)	24
Abbildung 1.4 auf den Verbundfaktor bezogene Umlagerungsverhältnisse für die inneren Traganteile des Verbundquerschnittes am Zwischenauflager	25
Abbildung 1.5 auf die Querschnittsfläche des Betonstahls bezogene Umlagerungsverhältnisse für die inneren Traganteile des Verbundquerschnittes am Zwischenauflager	26
Abbildung 1.6 statistische Auswertung (Normalverteilung) der Berechnungsergebnisse für die bezogene mittragende Plattenbreite im Feldbereich bei max. N_H	27
Abbildung 1.7 anzusetzende Biegesteifigkeiten bei Verbundträgern unter Berücksichtigung der Rissbildung im Betongurt	28
Abbildung 1.8 Auswertung Faktor k_{cr} zur Ermittlung der gerissene Betongurtlänge (normalkraftbasiert)	28
Abbildung 1.9 Verhältnis der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V-I}$ des γ -Verfahrens für den ungerissenen Betongurt mit der mittragenden Breite gemäß DIN EN 1994-1-1 links: Histogramm – rechts: Verteilungsfunktion	29
Abbildung 1.10 Verhältnis der verformungsbezogenen mittragenden Breite $b_{m,V-II}$ des γ -Verfahrens, unter Berücksichtigung des gerissenen Betongurtes, mit der mittragenden Breite gemäß DIN EN 1994-1-1, links: Histogramm – rechts: Verteilungsfunktion	29
Abbildung 1.11 Verhältnis der spannungsbezogenen mittragenden Breite b_m des Berechnungsmodells, unter Berücksichtigung des gerissenen Betongurtes, mit der mittragenden Breite gemäß DIN EN 1994-1-1 für ausgewählte Berechnungssätze	30
Abbildung 2.1 Querschnittsaufbau: [cm]	32
Abbildung 2.2 Querschnittsaufbau mit Bewehrung und Schrauben:.....	38
Abbildung 2.3 Versuchsaufbau von Versuchsträger A1-03.01 (unter Last)	40
Abbildung 2.4 statische Modelle mit Belastung:.....	41
Abbildung 2.5 Lastregime für die Prüfung der Versuchsträger	43
Abbildung 2.6 Summe der Zylinderkräfte im ersten und zweiten Feld der Serie A1-03	44
Abbildung 2.7 Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-03.....	45
Abbildung 2.8 Signalfehler bei den Zylinderkräften im ersten Feld (1)	46
Abbildung 2.9 aufgezeichnete Auflagerkräfte an den End- und Zwischenauflagern der Serie A1-03	47
Abbildung 2.10 Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 und F_2 für die Serie A1-03	48

Abbildung 2.11 Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 für die Serie A1-04	49
Abbildung 2.12 Positionierung der Wegaufnehmer im ersten und zweiten Feld (Seitenansicht Versuchsträger) [mm].....	50
Abbildung 2.13 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-03	51
Abbildung 2.14 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im zweiten Feld (2) bei $x = 5,30\text{m}$ für die Serie A1-03.....	51
Abbildung 2.15 zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten für den Versuchsträger A1-03.01	52
Abbildung 2.16 zeitlicher Verlauf der Biegemomente in den Teilquerschnitten und dem globalen Biegemoment (auflagerbezogen)	53
Abbildung 2.17 Positionierung der Wegaufnehmer am Zwischenuflager [mm].....	54
Abbildung 2.18 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt	55
Abbildung 2.19 zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten.....	56
Abbildung 2.20 zeitlicher Verlauf der Biegemomente in den Teilquerschnitten und dem globalen Biegemoment (auflagerbezogen)	57
Abbildung 2.21 Rissbild von Versuchsträger A1-03.01 zum Zeitpunkt von Laststufe 1 am Zwischenuflager	58
Abbildung 2.22 Rissbild von Versuchsträger A1-03.01 zum Zeitpunkt von Laststufe 3 am Zwischenuflager	58
Abbildung 2.23 Übersicht der Versuchskonfiguration.....	60
Abbildung 2.24 Diskretisierung des negativen Momentenbereichs als Dreipunkt-Biegeversuch.....	60
Abbildung 2.25 Fertigung der Versuchskörper mit Schalung und Bewehrung	61
Abbildung 2.26 Holzbauteile.....	61
Abbildung 2.27 Herstellung der Versuchskörper	62
Abbildung 2.28 Versuchsaufbau und Messtechnik	63
Abbildung 2.29 Konstruktive Ausbildung des Versuchsstands	63
Abbildung 2.30 Verwendete Messtechnik.....	64
Abbildung 2.31 Belastungsverfahren nach [DIN EN 26891].....	65
Abbildung 2.32 Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Betoneigenschaften	66
Abbildung 2.33 Vergleich der vertikalen Verformung in Feldmitte auf Vorder- und Rückseite des Versuchskörper	66
Abbildung 2.34 Vergleich der Kraft-Verformungs-Linie aller Versuche bis zum Versagenszustand	67
Abbildung 2.35 Beobachtungen während des Versuchs.....	67
Abbildung 2.36 Gemessenen Dehnung der Bewehrung in Feldmitte	68
Abbildung 2.37 Versagensmodus der Versuchskörper.....	68
Abbildung 2.38 Gesamtansicht - Versagenszustand der Versuchskörper.....	69

Abbildung 2.39 Vergleich der Momenten-Rotationsbeziehung aller Versuche	69
Abbildung 2.40 Veränderung der Druck-Kontakthöhe des Holzes in Abhängigkeit der Rotation.....	70
Abbildung 2.41 Auswertung der Holz-Druckhöhe aller Versuche	71
Abbildung 2.42 Momenten-Rotationsbeziehung der probabilistischen Vergleichsberechnung mit dem entwickelten Komponentenmodell	73
Abbildung 2.43 Finite-Elemente-Modell der Versuchskörper – Ansys	73
Abbildung 2.44 Ergebnisse des FE-Modells.....	74
Abbildung 2.45 Vergleich der Momenten-Rotationsbeziehung aller Versuche mit der Komponentenmethode und der FE-Berechnung	75
Abbildung 2.46 Vergleich der Druck-Kontakthöhe aller Versuche mit der Komponentenmethode	75
Abbildung 3.1 Kraft-Verformungs-Beziehung.....	78
Abbildung 3.2 Kraft-Momenten(HBV)-Beziehung	78
Abbildung 3.3 Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung für symmetrische Einwirkung (LF 1)	79
Abbildung 3.4 Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung für symmetrische Einwirkung (LF 1)	79
Abbildung 3.5 Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung für symmetrische Einwirkung (LF 1)	80
Abbildung 4.1 Interpretation der limit-state-function	82
Abbildung 4.2 Darstellung eines zweidimensionalen Falles mit einer linearen Grenzzustandsfunktion und standardisierten normalverteilten Variablen U.....	83
Abbildung 4.3 Ablauf der Zuverlässigkeitssanalyse am vereinfachten Gesamtsystem.....	87
Abbildung 4.4 System 1: Bemessung des gelenkig gelagerten Einfeldträgers im GZG, damit $\delta_{max} = 1/300$	88
Abbildung 4.5 Lastfaktor k_F zur Steigerung der Verformung bis $1/300$ am gelenkig gelagerten Einfeldträger für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1	89
Abbildung 4.6 System 2: Zuverlässigkeitssanalyse am gelenkig gelagerten Einfeldträger	89
Abbildung 4.7 Auswertung des Zuverlässigkeitssindex β_1 am gelenkig gelagerten Einfeldträger für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1	90
Abbildung 4.8 System 3: Zuverlässigkeitssanalyse am einseitig elastisch eingespannten Einfeldträger zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung (DLW).....	91
Abbildung 4.9 Auswertung des Zuverlässigkeitssindex β_2 am einseitig eingespannten Einfeldträger für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1	91
Abbildung 4.10 Vergleich des Zuverlässigkeitssindex β_1 des gelenkig gelagerten Einfeldträgers (ohne DLW) und β_2 des einseitig eingespannten Einfeldträger (mit DLW) für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1	92
Abbildung 4.11 Lastfaktor k_F zur Sicherstellung des gleichen Sicherheitsniveau für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1	93
Abbildung 4.12 System 5: Iteration der Drehfedersteifigkeit K_φ , iter, damit die Verformungsgrenze von $1/300$ eingehalten ist	93
Abbildung 4.13 Faktor δ_K zur Sicherstellung des geforderten Sicherheitsniveaus für verschiedene Verbundbeiwerte γ_1	94
Abbildung 4.14 Grafische Auswertung von δ_K für alle betrachteten Parameterfälle ($\delta_K=Data$)	95

Abbildung 4.15 Anpassung verschiedener Verteilungsfunktionen (normal, lognormal, gamma) auf die vorliegenden Daten (data=δK).....	95
Abbildung 5.1 Übersicht: Durchlaufender Holz-Beton-Verbundträger.....	97
Abbildung 5.2 Beispiel nachgiebiger Anschluss im Stahlbau, statisches Modell und zugehörige Momenten-Rotations-Charakteristik.....	98
Abbildung 5.3 Diskretisierung des Anschlusses zum Komponentenmodell	98
Abbildung 5.4 Berechnungsprozess im Komponentenmodell	99
Abbildung 5.5 Konfiguration des Federmodells im HBV-Querschnitt, in Abhängigkeit der Verdrehung, sowie dem Spannungszustand im ungerissenen und gerissenen Beton-Zustand	100
Abbildung 5.6 Komponente Holz unter exzentrischem Druck.....	101
Abbildung 5.7 Komponente Beton unter zentrischem Zug	102
Abbildung 5.8 Finite-Elemente Modell - Ansys.....	104
Abbildung 5.9 Dehnungen und Verschiebung bei verschiedenen Bewehrungsdurchmessern (rot = große Dehnung)	105
Abbildung 5.10 Momenten-Rotationsbeziehung mit gestoßenem Holzträger: Vergleich zwischen der Komponentenmethode und der FE-Berechnung mit Ansys	107
Abbildung 5.11 Übersicht: Holz-Beton-Verbundträger mit/ohne gestoßenem Holzträger.....	108
Abbildung 5.12 Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Holz nach [JCSS, 2001b]	108
Abbildung 5.13 Konfiguration des Federmodells im HBV-Querschnitt bei durchlaufendem Holzträger, in Abhängigkeit der Verdrehung, sowie dem Spannungszustand im ungerissenen und gerissenen Beton-Zustand	109
Abbildung 5.14 Finite-Elemente Modell mit durchlaufendem Holzträger - Ansys.....	110
Abbildung 5.15 Vergleichsspannung vor und nach Schädigung der Zugzone des Holzes	110
Abbildung 5.16 Übersicht der Versuchskonfiguration.....	111
Abbildung 5.17 Lastregime der Einzellasten über die Zeit.....	113
Abbildung 5.18 Globales Kräftegleichgewicht.....	113
Abbildung 5.19 Vergleich der Momenten-Rotationsbeziehung aller Versuche	114
Abbildung 5.20 Vergleich der Momenten-Rotationsbeziehung der Versuchsserien 03 und 05 mit der Komponentenmethode	116
Abbildung 5.21 Momenten-Rotationsbeziehung mit durchlaufendem Holzträger: Vergleich zwischen der Komponentenmethode und der FE-Berechnung mit Ansys	118
Abbildung 6.1 Erweiterung des deterministischen Modells um ein probabilistisches Modell.....	119
Abbildung 6.2 Korrelierte Materialkennwerte für Vollholz (n=1 · 104).....	121
Abbildung 6.3 Korrelierte Materialkennwerte für Beton (n=1 · 104); Bemerkung: Jede Linie besteht aus 10 Stichproben.....	123
Abbildung 6.4 Berechnungsprozess des probabilistischen Modells.....	125
Abbildung 6.5 Moment-Rotationsbeziehung des Anschlusses nach.....	126
Abbildung 6.6 Idealisierung und Segmentierung der Momenten-Rotationsbeziehung des Anschlusses nach Tabelle 6.3	127

Abbildung 6.7 Konvergenzverhalten in Abhängigkeit von der Simulationsanzahl für verschiedene Auswertungspunkte der Rotation.....	128
Abbildung 6.8 Berechnung der Anschlusssteifigkeit an der Mittelwertkurve der Momenten-Rotationsbeziehung aus dem probabilistischen Modell.....	129
Abbildung 6.9 Veränderung der Anschlusssteifigkeit Kser in Abhängigkeit der Simulationsanzahl.....	130
Abbildung 7.1 Erweiterung des probabilistischen Modells zur Durchführung einer Parameterstudie	132
Abbildung 7.2 System: Einseitig elastisch eingespannter Einfeldträger (EEEFT)	133
Abbildung 7.3 Momenten- und Biegelinie des EEEFT	134
Abbildung 7.4 Korrelationsanalyse aller Parameterfälle für unterschiedliche Verbundfaktoren γ_1	135
Abbildung 7.5 Korrelationsanalyse der Parameterfälle mit $htim=16\text{ cm}$ und $hconc=8\text{ cm}$ für unterschiedliche Verbundfaktoren γ_1	137
Abbildung 8.1 Überblick: Statisches System für Bemessungsvorschlag.....	138
Abbildung 8.2 Bestimmung der Anschlusssteifigkeit.....	139
Abbildung 8.3: Grafische Auswertung von δK für alle betrachteten Parameterfälle ($\delta K=Data$)	144
Abbildung 8.4 Cullen- und Frey-Diagramm	145
Abbildung 8.5 Anpassung verschiedener Verteilungsfunktionen (normal, lognormal, gamma) auf die vorliegenden Daten ($data=\delta K$).....	146
Abbildung 8.6 Vergleich zwischen einer lognormal und einer gamma Verteilungsfunktion als mögliche Lösung ($data=\delta K$)	147
Abbildung 8.7 Modellierung der Federn	151
Abbildung 8.8 Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsumlagerungen innerhalb des Anschlusses...153	
Abbildung 8.9 Vergleich der Druckzonenhöhe $htim, c$ zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$	154
Abbildung 8.10 Bemessungsablauf für die Bestimmung der Drehfedersteifigkeit zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung von Holz-Beton-Verbunddecken mit gestoßenem Holzträger.....	155
Abbildung 1 Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-03.....	177
Abbildung 2 Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das zweite Feld (2) der Serie A1-03.....	177
Abbildung 3 Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-05.....	178
Abbildung 4 Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das zweite Feld (2) der Serie A1-05.....	178
Abbildung 5 Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-04.....	179
Abbildung 6 Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das zweite Feld (2) der Serie A1-04.....	179
Abbildung 7 Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-06.....	180
Abbildung 8 Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das zweite Feld (2) der Serie A1-06.....	180

Abbildung 9 zeitlicher Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-03.....	181
Abbildung 10 zeitlicher Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-05	181
Abbildung 11 zeitlicher Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-04	182
Abbildung 12 zeitlicher Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-06	182
Abbildung 13 Summe der Zylinderkräfte im ersten und zweiten Feld der Serie A1-03	183
Abbildung 14 Summe der Zylinderkräfte im ersten und zweiten Feld der Serie A1-05	183
Abbildung 15 Summe der Zylinderkräfte im ersten der Serie A1-04	184
Abbildung 16 Summe der Zylinderkräfte im ersten Feld der Serie A1-06.....	184
Abbildung 17 aufgezeichnete Auflagerkräfte an den End- und Zwischenauflagern der Serie A1-03	185
Abbildung 18 aufgezeichnete Auflagerkräfte an den End- und Zwischenauflagern der Serie A1-05	185
Abbildung 19 aufgezeichnete Auflagerkräfte an den End- und Zwischenauflagern der Serie A1-04	186
Abbildung 20 aufgezeichnete Auflagerkräfte an den End- und Zwischenauflagern der Serie A1-06	186
Abbildung 21 Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 und F_2 für die Serie A1-03.....	187
Abbildung 22 Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 und F_2 für die Serie A1-05.....	187
Abbildung 23 Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 für die Serie A1-04	188
Abbildung 24 Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 für die Serie A1-06	188
Abbildung 25 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-03.....	189
Abbildung 26 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im zweiten Feld (2) bei $x = 5,30\text{m}$ für die Serie A1-03.....	189
Abbildung 27 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt am Zwischenauflager für die Serie A1-03	189
Abbildung 28 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im ersten Feld (1) bei $x = 3,40\text{m}$ für die Serie A1-05	190
Abbildung 29 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im zweiten Feld (2) bei $x = 5,50\text{m}$ für die Serie A1-05	190
Abbildung 30 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt am Zwischenauflager für die Serie A1-05	190
Abbildung 31 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im ersten Feld (1) bei $x = 4,10\text{m}$ für die Serie A1-04.....	191
Abbildung 32 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im zweiten Feld (2) bei $x = 0,70\text{m}$ für die Serie A1-04.....	191
Abbildung 33 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt am Zwischenauflager für die Serie A1-04	191
Abbildung 34 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-06.....	192

Abbildung 35 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im zweiten Feld (2) bei $x = 0,50\text{m}$ für die Serie A1-06.....	192
Abbildung 36 Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt am Zwischenauflager für die Serie A1-06	192
Abbildung 37 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-03	193
Abbildung 38 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) bei $x = 5,30\text{m}$ für die Serie A1-03	193
Abbildung 39 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager für die Serie A1-03.....	194
Abbildung 40 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) bei $x = 3,40\text{m}$ für die Serie A1-05	194
Abbildung 41 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) bei $x = 5,50\text{m}$ für die Serie A1-05	195
Abbildung 42 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager für die Serie A1-05.....	195
Abbildung 43 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) bei $x = 4,10\text{m}$ für die Serie A1-04	196
Abbildung 44 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) bei $x = 0,70\text{m}$ für die Serie A1-04	196
Abbildung 45 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager für die Serie A1-04.....	197
Abbildung 46 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-06	197
Abbildung 47 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) bei $x = 0,50\text{m}$ für die Serie A1-06	198
Abbildung 48 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager für die Serie A1-06.....	198
Abbildung 49 zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) symmetrische Einwirkung (LF 1).....	199
Abbildung 50 zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) symmetrische Einwirkung (LF 1).....	199
Abbildung 51 zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager symmetrische Einwirkung (LF 1).....	200
Abbildung 52 zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	200
Abbildung 53 zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	201
Abbildung 54 zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	201
Abbildung 55 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-03	202

Abbildung 56 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im zweiten Feld (2) bei x = 5,30m für die Serie A1-03.....	202
Abbildung 57 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) am Zwischenauflager für die Serie A1-03	203
Abbildung 58 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im ersten Feld (1) bei x = 3,40m für die Serie A1-05	203
Abbildung 59 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im zweiten Feld (2) bei x = 5,50m für die Serie A1-05.....	204
Abbildung 60 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) am Zwischenauflager für die Serie A1-05	204
Abbildung 61 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im ersten Feld (1) bei x = 4,10m für die Serie A1-04.....	205
Abbildung 62 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im zweiten Feld (2) bei x = 0,70m für die Serie A1-04.....	205
Abbildung 63 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) am Zwischenauflager für die Serie A1-04	206
Abbildung 64 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im ersten Feld (1) bei x = 3,60m für die Serie A1-06.....	206
Abbildung 65 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im zweiten Feld (2) bei x = 0,50m für die Serie A1-06.....	207
Abbildung 66 zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) am Zwischenauflager für die Serie A1-06	207
Abbildung 67 Kraft-Krümmungs(HBV)-Beziehung im ersten Feld (1) für symmetrische Einwirkung (LF 1)	208
Abbildung 68 Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung im zweiten Feld (2) für symmetrische Einwirkung (LF 1)	208
Abbildung 69 Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung am Zwischenauflager für symmetrische Einwirkung (LF 1).....	209
Abbildung 70 Kraft-Momenten(HBV)-Beziehung im ersten Feld (1) für symmetrische Einwirkung (LF 1)209	
Abbildung 71 Kraft-Krümmungs-Beziehung im zweiten Feld (2) symmetrische Einwirkung (LF 1).....210	
Abbildung 72 Kraft-Krümmungs-Beziehung am Zwischenauflager für symmetrische Einwirkung (LF 1)210	
Abbildung 73 Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung im ersten Feld (1) für symmetrische Einwirkung (LF 1).....211	
Abbildung 74 Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung im zweiten Feld (2) für symmetrische Einwirkung (LF 1).....211	
Abbildung 75 Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung am Zwischenauflager für symmetrische Einwirkung (LF 1).....211	
Abbildung 76 Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung im ersten Feld (1) für symmetrische Einwirkung (LF 1).....212	
Abbildung 77 Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung im zweiten Feld (2) für symmetrische Einwirkung (LF 1).....212	

Abbildung 78 Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung am Zwischenauflager für symmetrische Einwirkung (LF 1).....	213
Abbildung 79 Kraft-Verformungs-Beziehung im ersten Feld (1) für symmetrische Einwirkung (LF 1).....	213
Abbildung 80 Kraft-Verformungs-Beziehung im zweiten Feld (2) für symmetrische Einwirkung (LF 1)....	213
Abbildung 81 Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung im ersten Feld (1) für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	214
Abbildung 82 Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung im zweiten Feld (2) für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	214
Abbildung 83 Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung am Zwischenauflager für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	214
Abbildung 84 Kraft-Momenten(HBV)-Beziehung im ersten Feld (1) für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	215
Abbildung 85 Kraft-Krümmungs-Beziehung im zweiten Feld (2) asymmetrische Einwirkung (LF 2)	215
Abbildung 86 Kraft-Krümmungs-Beziehung am Zwischenauflager für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	215
Abbildung 87 Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung im ersten Feld (1) für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	216
Abbildung 88 Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung im zweiten Feld (2) für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	216
Abbildung 89 Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung am Zwischenauflager für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	217
Abbildung 90 Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung im ersten Feld (1) für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	217
Abbildung 91 Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung im zweiten Feld (2) für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	217
Abbildung 92 Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung am Zwischenauflager für asymmetrische Einwirkung (LF 2).....	218
Abbildung 93 Kraft-Verformungs-Beziehung im ersten Feld (1) für asymmetrische Einwirkung (LF 2)....	218
Abbildung 94 Kraft-Verformungs-Beziehung im zweiten Feld (2) für asymmetrische Einwirkung (LF 2) .	219

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1.1 Definition des Parameterbereichs.....	21
Tabelle 2.1 Versuchsmatrix	31
Tabelle 2.2 Ergebnisse der Holzeigenschaften (Messung an der MFPA Leipzig GmbH)	33
Tabelle 2.3 Ergebnisse der Betondruckfestigkeitsprüfung nach DIN EN 12390-3:2019 am Würfel 150mm (MFPA Leipzig GmbH)	35
Tabelle 2.4 Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen nach DIN EN 12390-3:2019 am Betonzyylinder 150mm (HBC).....	35
Tabelle 2.5 Ergebnisse der Elastizitätsmodulprüfungen (Sekantenmodul) nach DIN EN 12390-13:2014 am Betonzyylinder 150mm (HBC)	36
Tabelle 2.6 Ergebnisse der Spaltzugfestigkeitsprüfung nach DIN EN 12390-6:2010 am Betonzyylinder 150mm (HBC).....	36
Tabelle 2.7 Kenngrößen Verbundmittel	39
Tabelle 2.8 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.....	44
Tabelle 2.9 Länge des gerissenen Betongurtes.....	59
Tabelle 2.10: Parameter der Versuchskörper.....	62
Tabelle 2.11: Belastungsgeschwindigkeiten und Plateau-Werte der Versuche.	65
Tabelle 2.12: Versagen der Versuchskörper.....	68
Tabelle 2.13: Prüfergebnisse der Würfel-Druckversuche nach [DIN EN 12390-3, 2019].	71
Tabelle 2.14: Prüfergebnisse der Biegezugversuche nach [DIN EN 12390-5, 2019].	72
Tabelle 4.1: Beziehung zwischen β und P_f [DIN EN 1990: 2010 - 12, 2010].....	83
Tabelle 4.2: Grenzwerte der vertikalen Verformung in Feldmitte aus [DIN EN 1995-1-1:2010-12, 2010].	85
Tabelle 4.3: Verwendete Modellunsicherheiten nach [Honfi u.a., 2012]......	85
Tabelle 4.4: Anpassungswerte der gewählten Verteilungsfunktion.....	96
Tabelle 5.1: Eingangsparameter für die Berechnung.....	105
Tabelle 6.1: Verteilungsfunktionen und Korrelationskoeffizienten für die ausgewählten Holzeigenschaften nach [JCSS, 2001b].....	120
Tabelle 6.2: Informationen für die Parameter Y_i [JCSS, 2001b].....	122
Tabelle 6.3: Geometrie- und Materialkennwerte als Eingangsvariablen für die Berechnung mit dem probabilistischen Modell.	124
Tabelle 7.1: Definition des Parameterbereichs.....	131
Tabelle 8.1: Zusammenfassung der Auswertung des Cullen- und Frey-Diagramms.	145
Tabelle 8.2: Güte der angepassten Verteilungsfunktionen (lognormal und gamma).	147
Tabelle 8.3: Anpassungswerte der gewählten Verteilungsfunktion.....	147
Tabelle 8.4: Parameterbereich für die vereinfachte Bemessung.....	153

Anlagen

A.1. Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen

A.1.1. Last-Verformungs-Beziehung

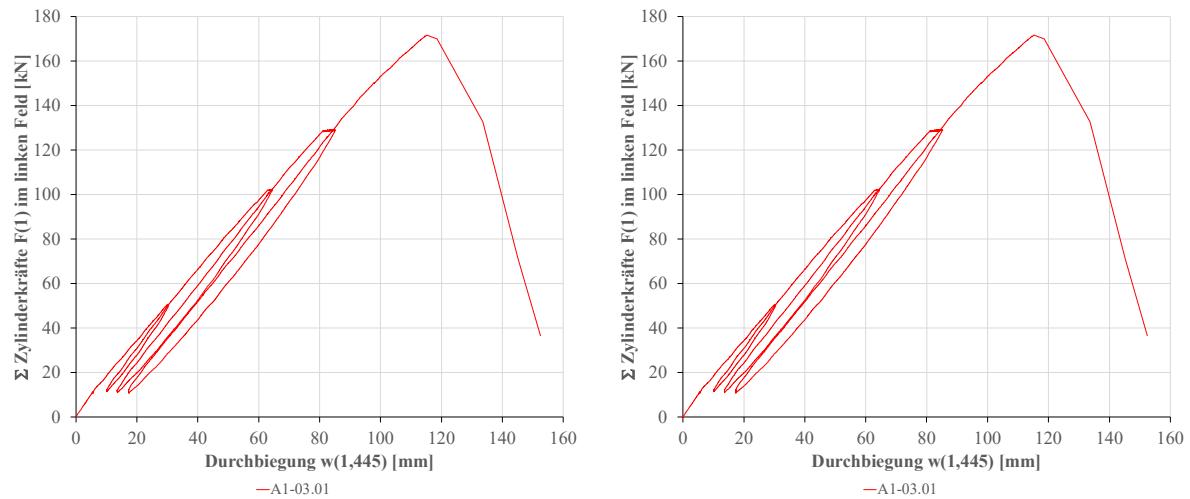


Abbildung 1
Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

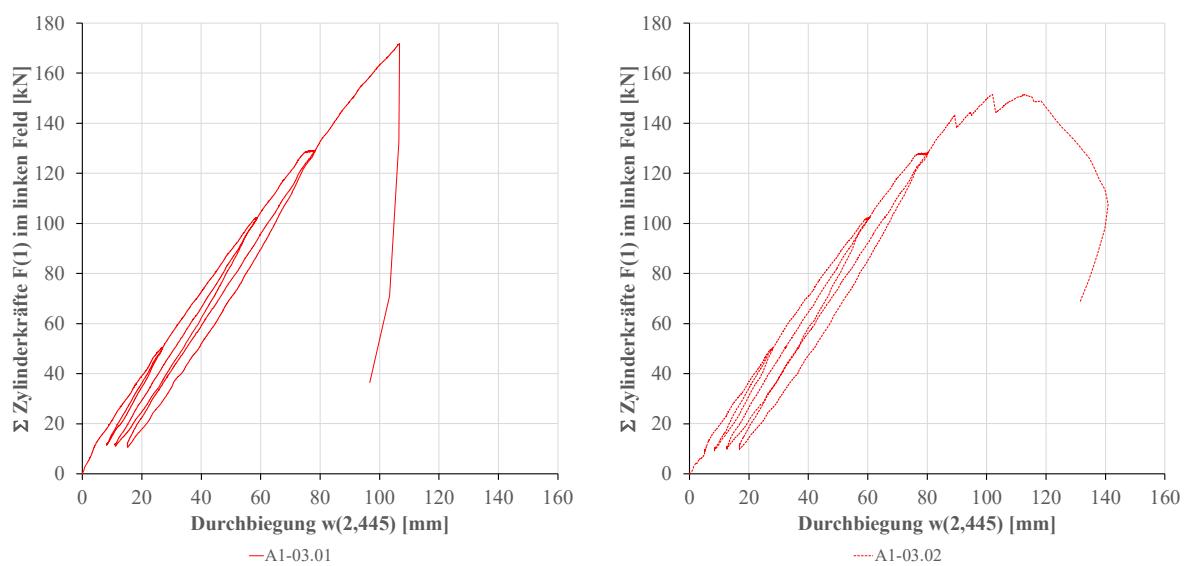
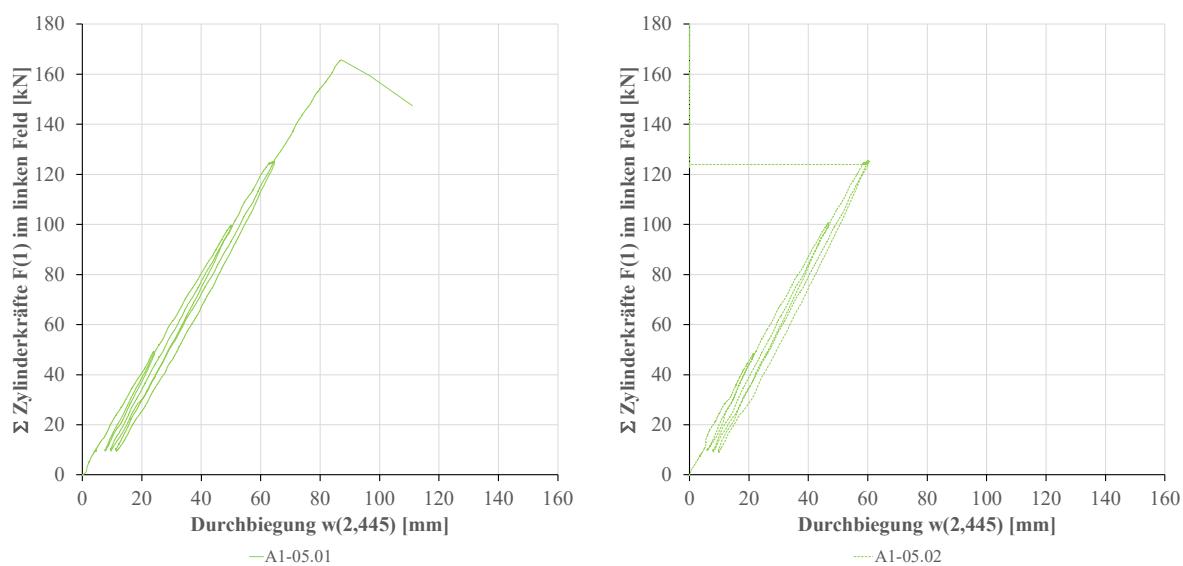
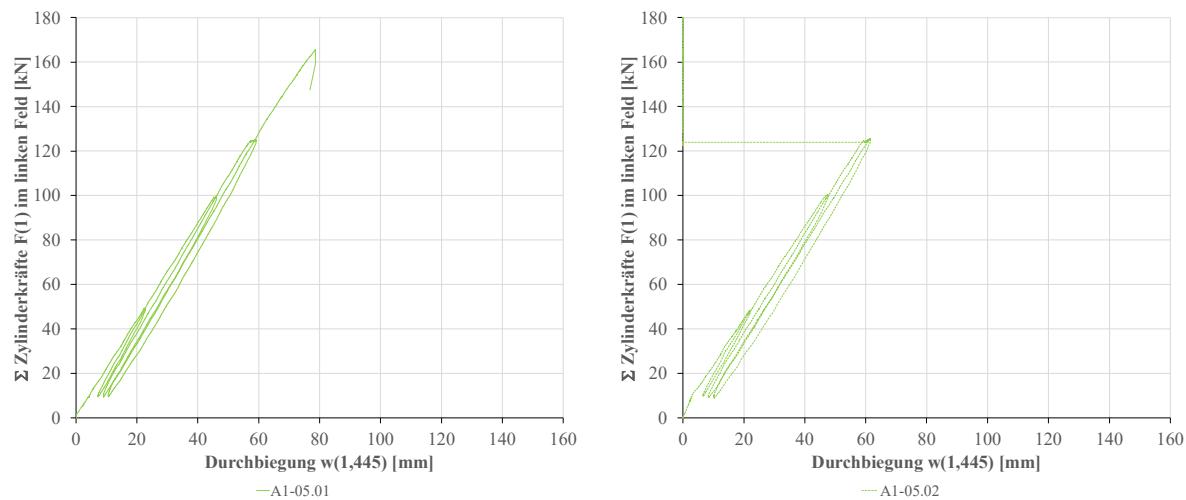
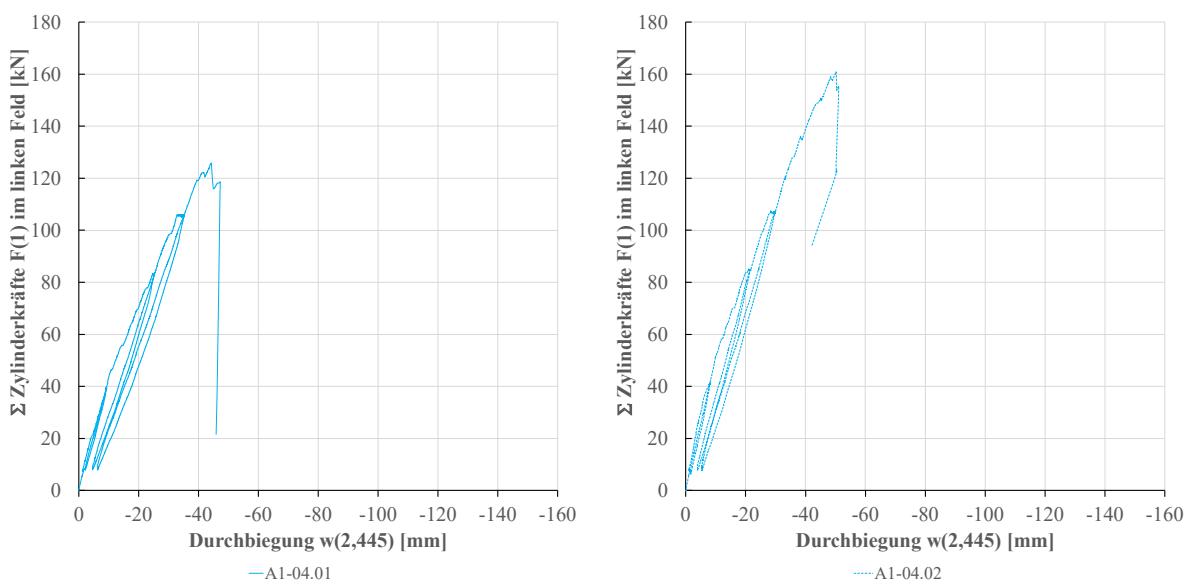
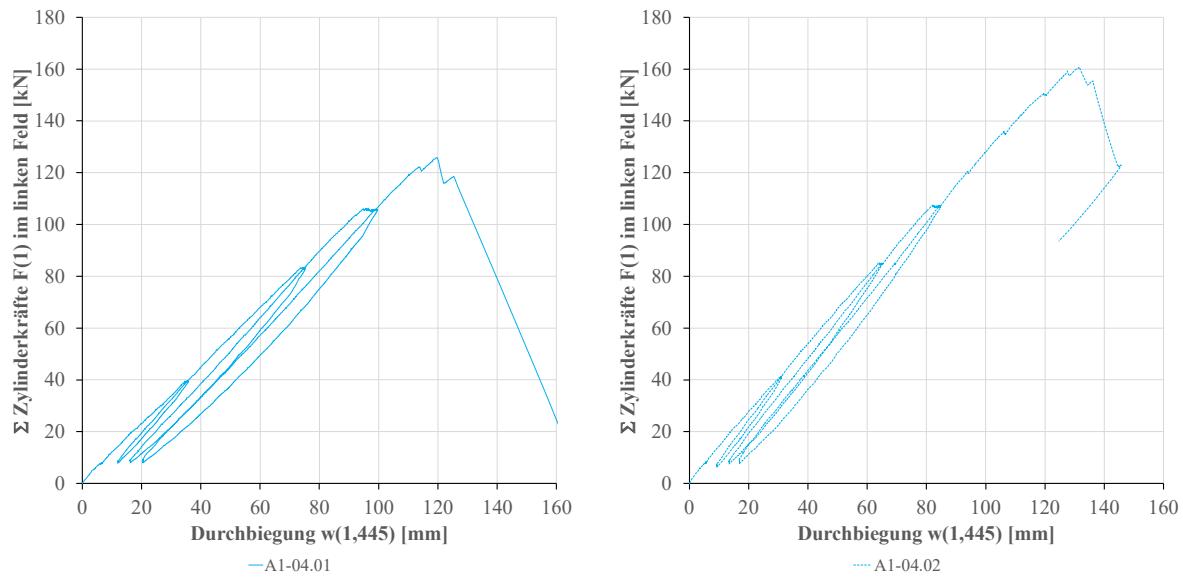


Abbildung 2
Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das zweite Feld (2) der Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02





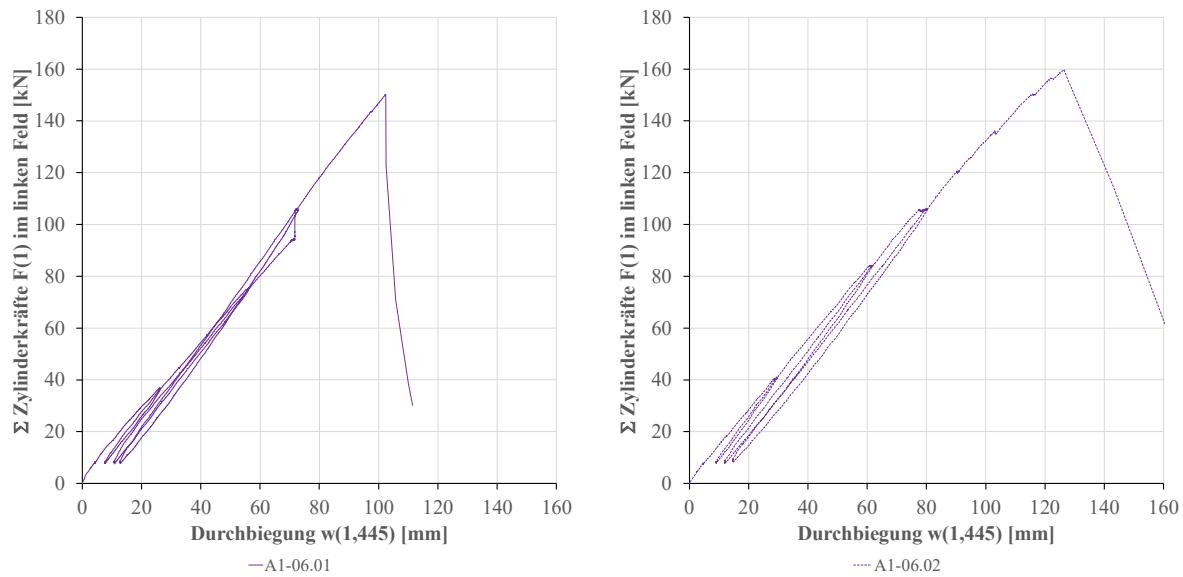


Abbildung 7
Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

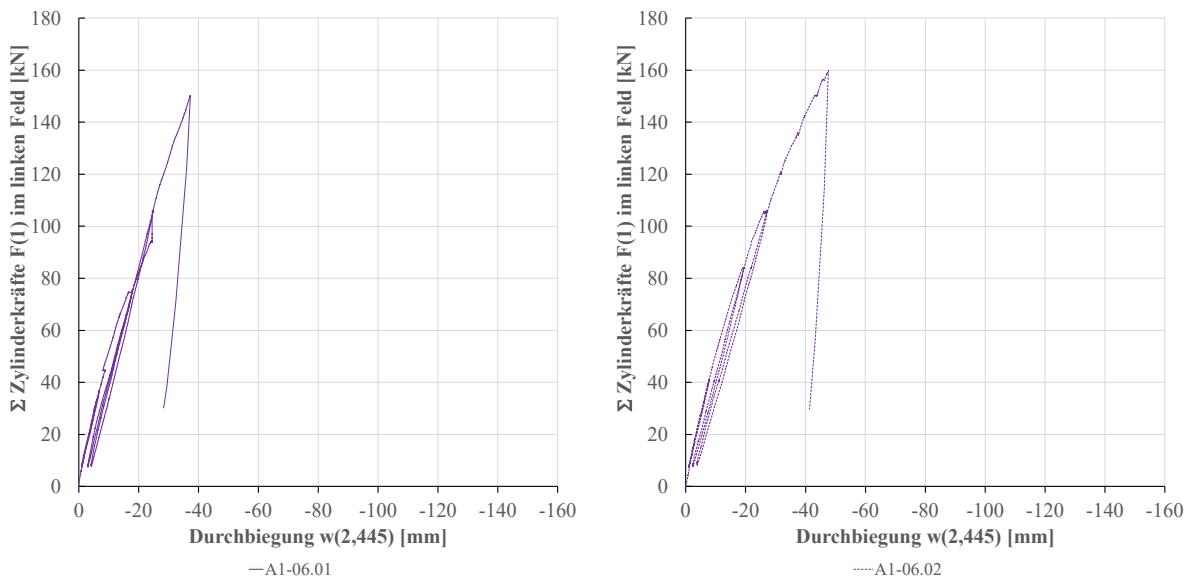


Abbildung 8
Zusammenhang zw. Zylinderkräfte und Durchbiegung in Feldmitte für das zweite Feld (2) der Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

A.1.2. Verformung-Zeit-Beziehung

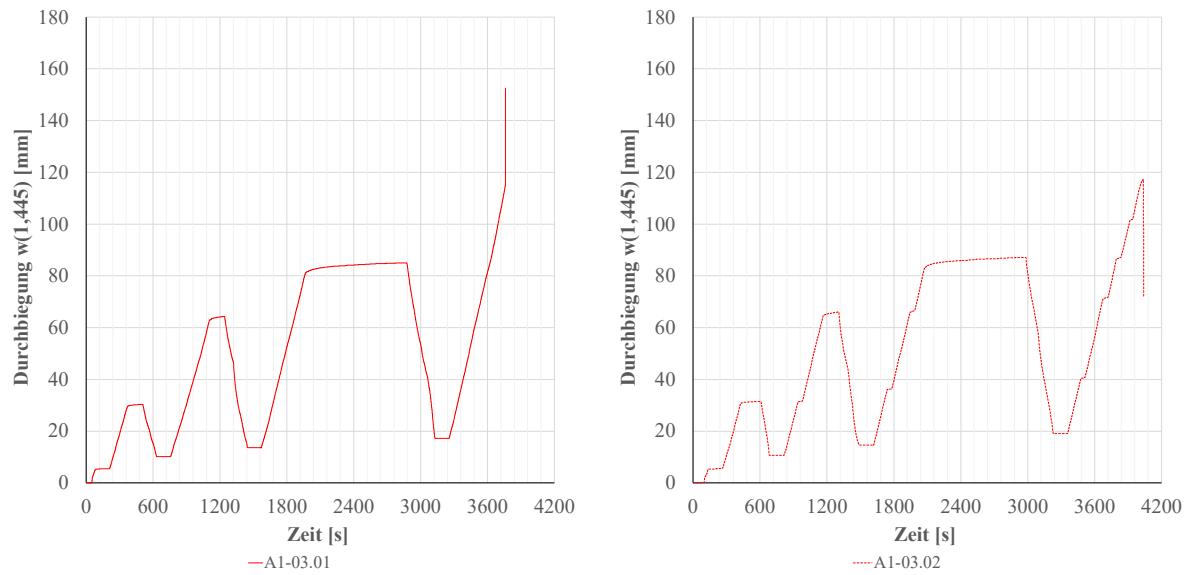


Abbildung 9
 zeitlicher Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-03
 links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

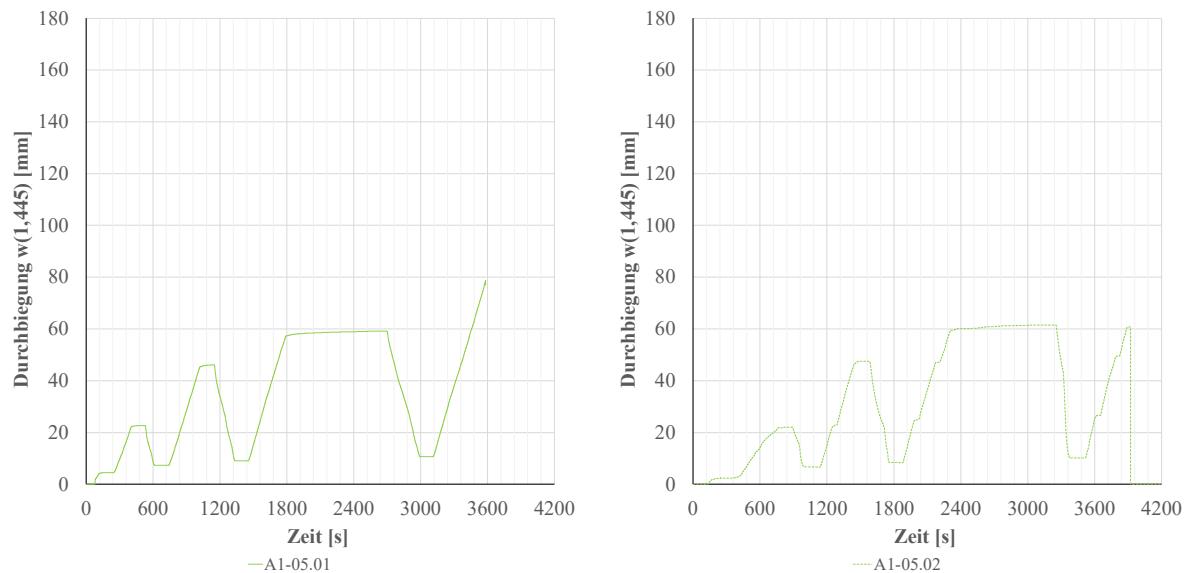


Abbildung 10
 zeitlicher Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-05
 links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

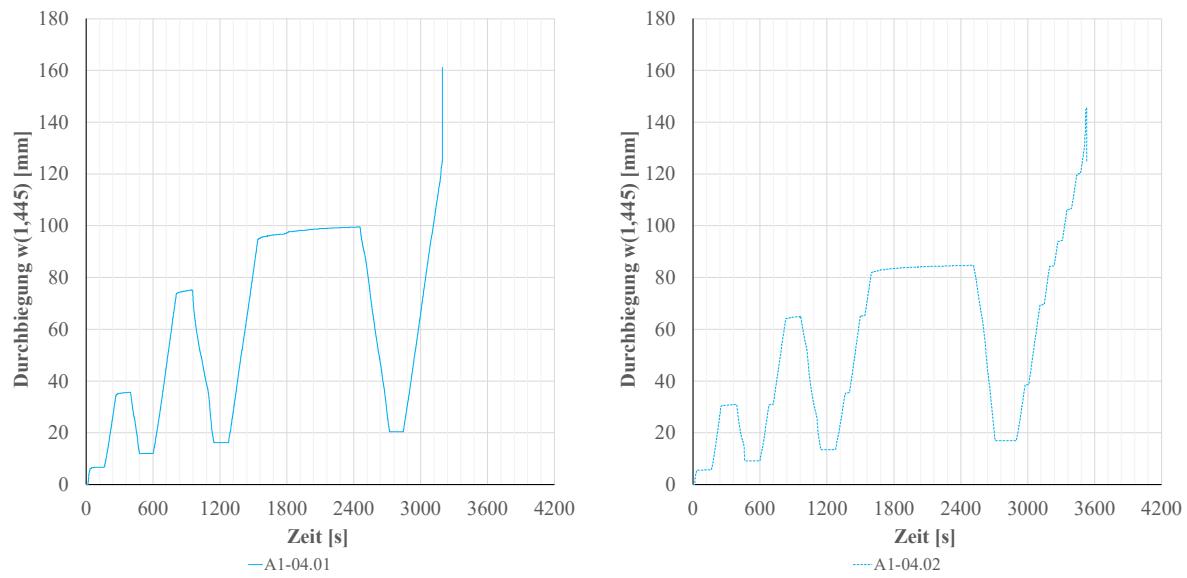


Abbildung 11
 zeitlicher Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-04
 links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

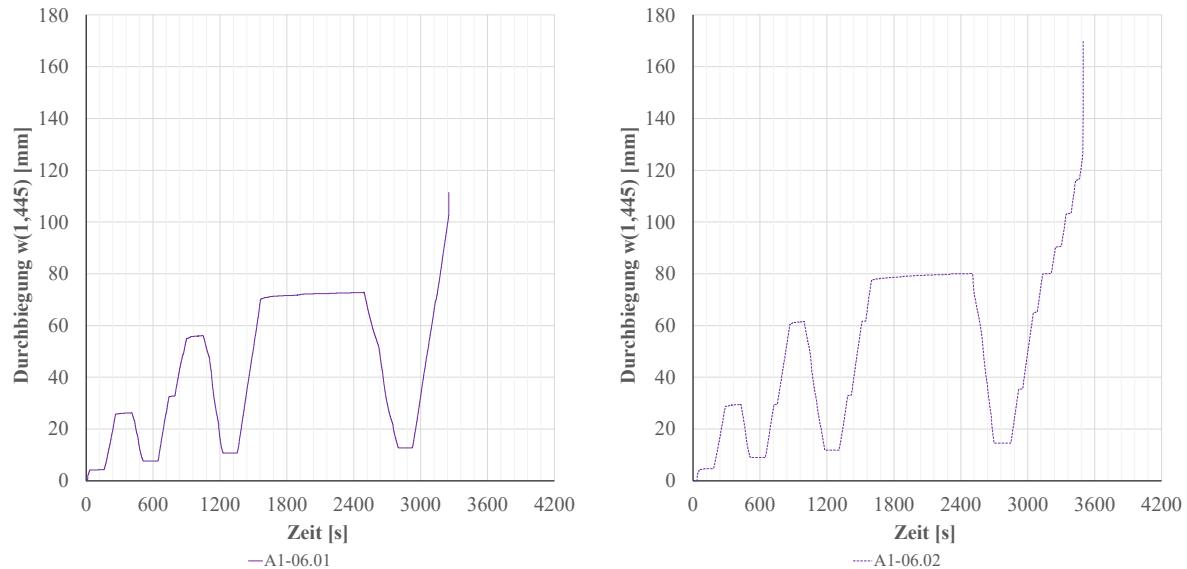


Abbildung 12
 zeitlicher Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte für das erste Feld (1) der Serie A1-06
 links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

A.1.3. Zylinderkraft-Zeit-Beziehung

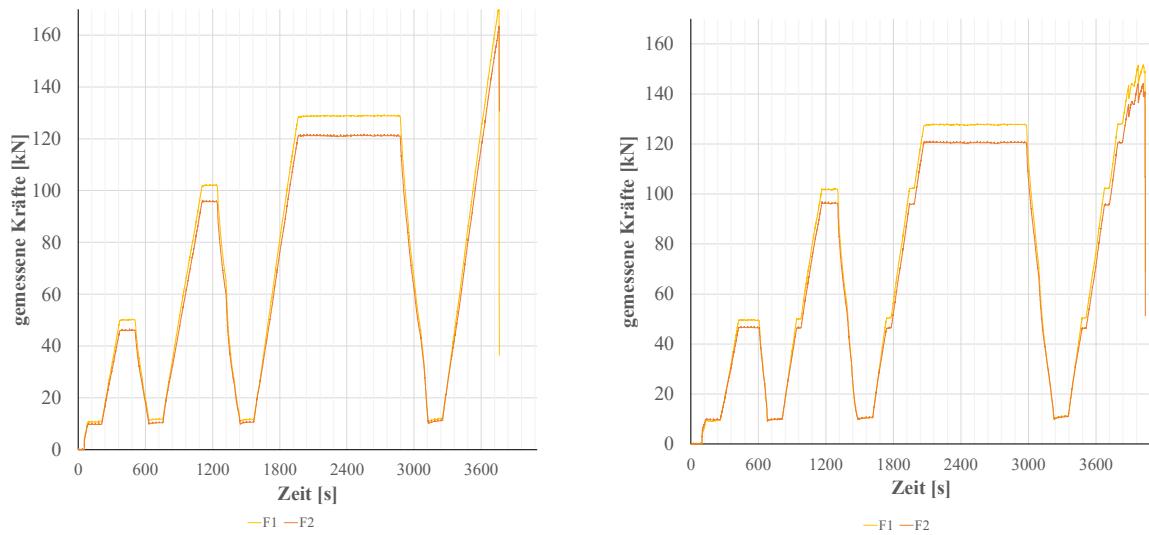


Abbildung 13
Summe der Zylinderkräfte im ersten und zweiten Feld der Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

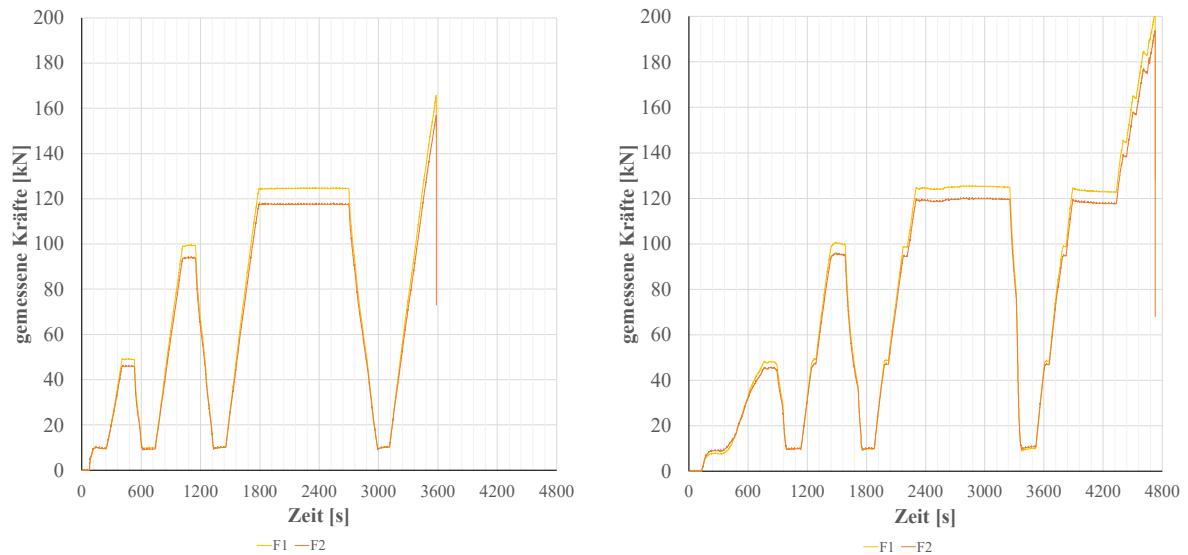


Abbildung 14
Summe der Zylinderkräfte im ersten und zweiten Feld der Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

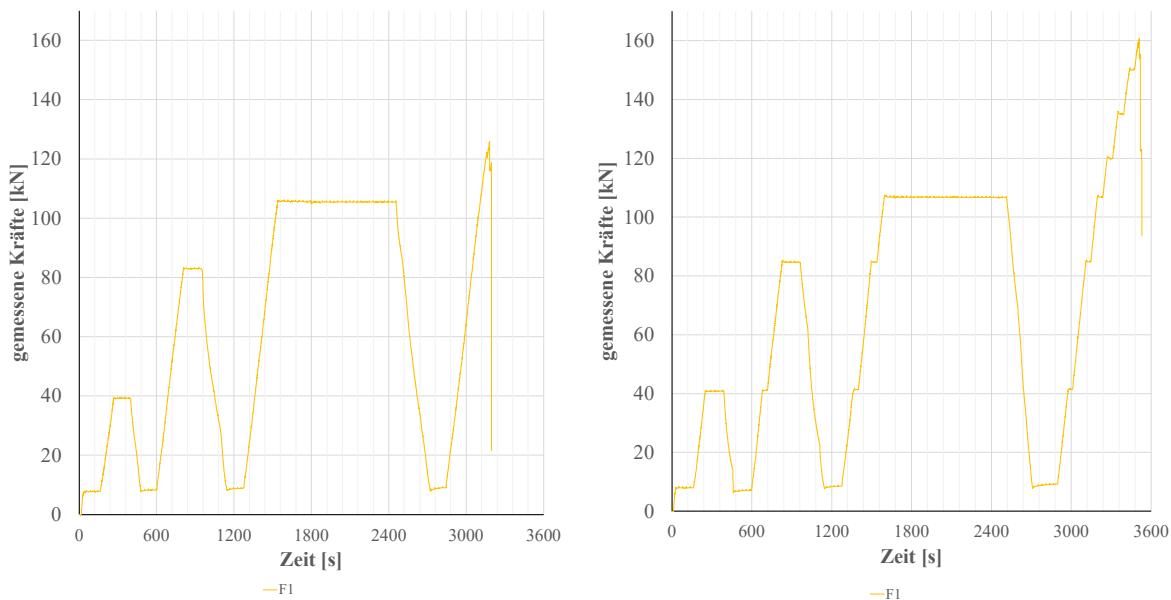


Abbildung 15
Summe der Zylinderkräfte im ersten der Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

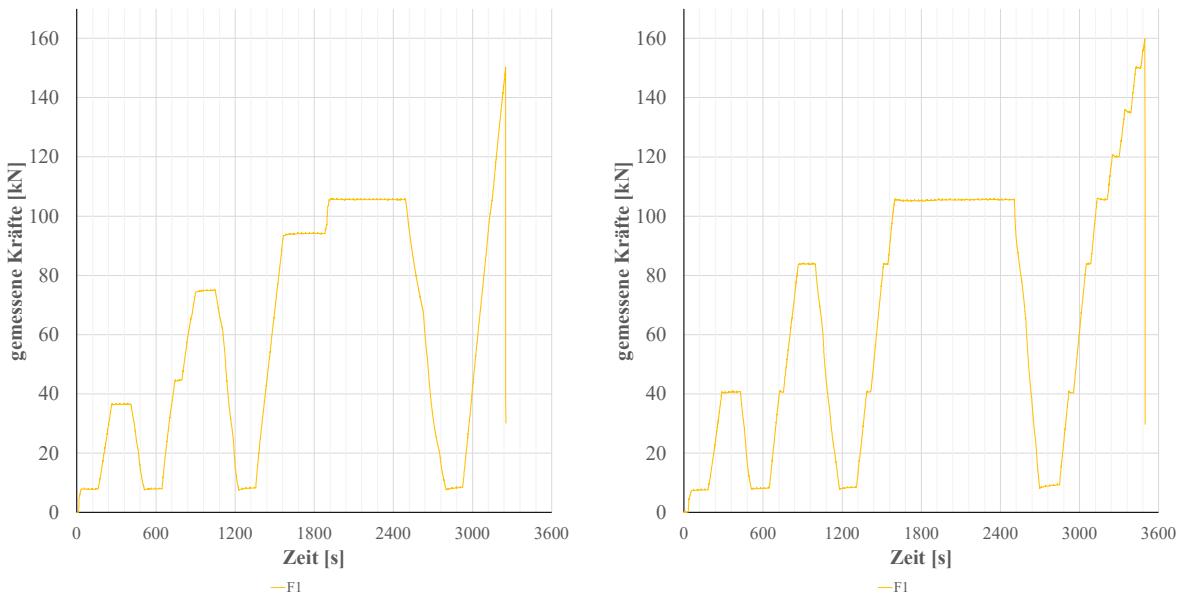


Abbildung 16
Summe der Zylinderkräfte im ersten Feld der Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

A.1.4. Auflagerkraft-Zeit-Beziehung

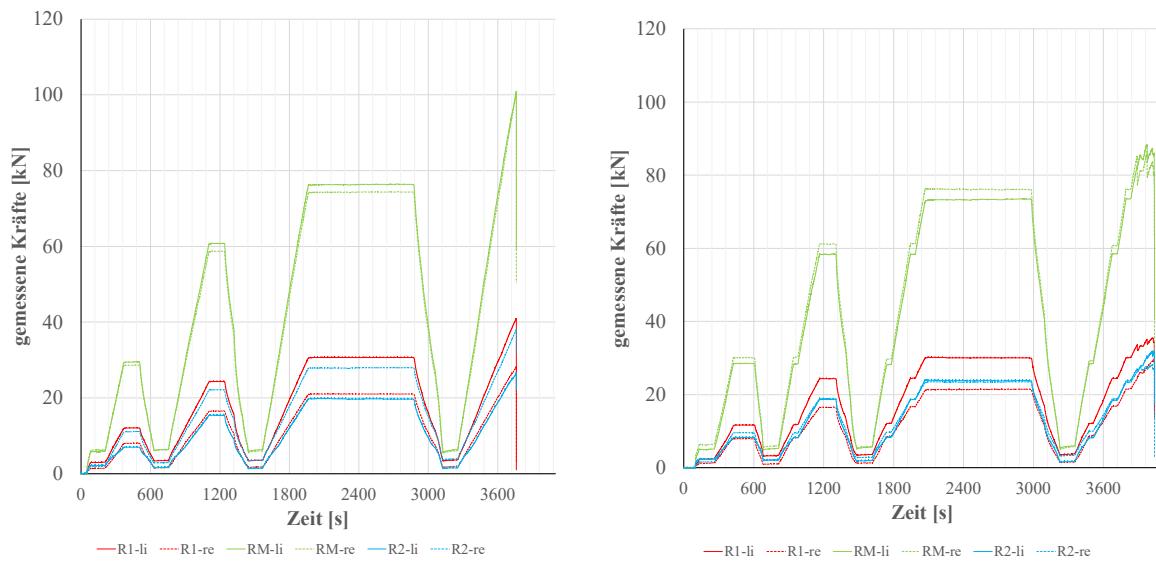


Abbildung 17
aufgezeichnete Auflagerkräfte an den End- und Zwischenauflagern der Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

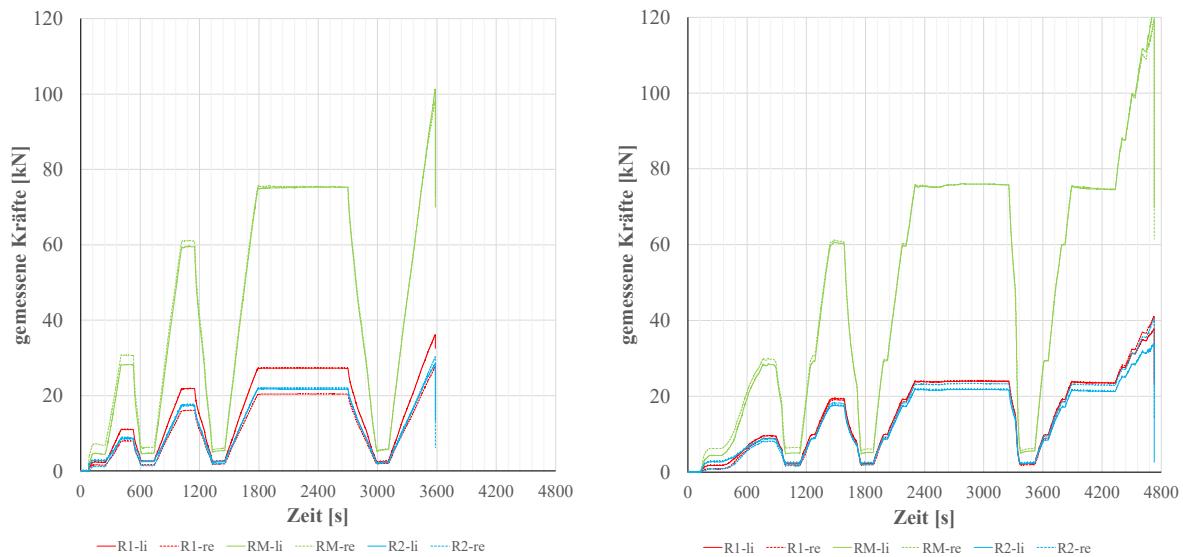


Abbildung 18
aufgezeichnete Auflagerkräfte an den End- und Zwischenauflagern der Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

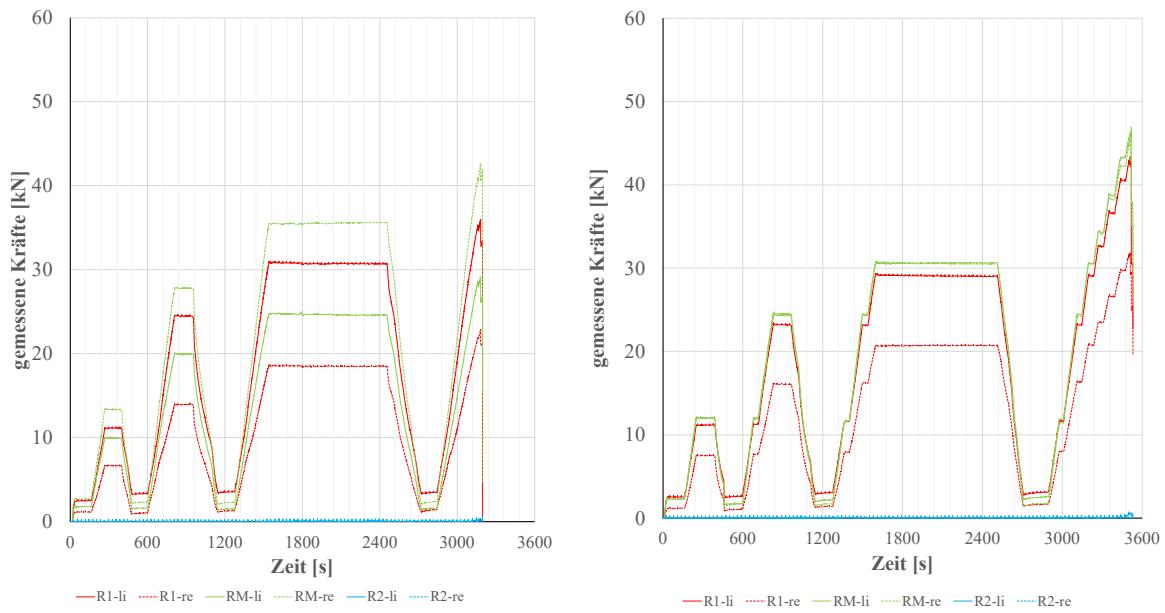


Abbildung 19
aufgezeichnete Auflagerkräfte an den End- und Zwischenauflagern der Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

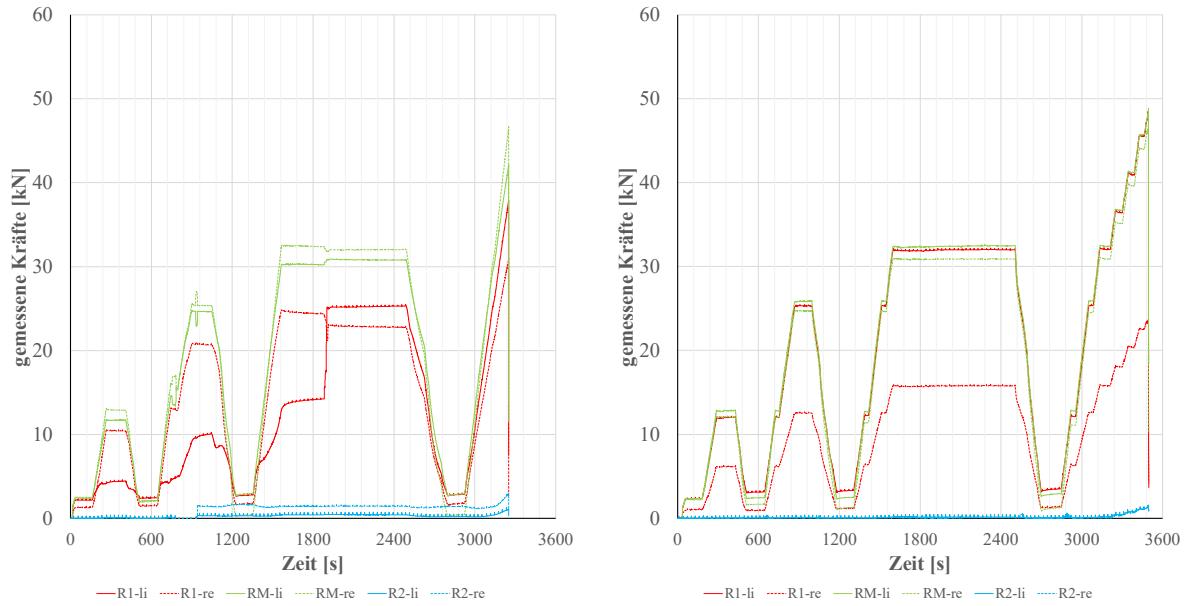


Abbildung 20
aufgezeichnete Auflagerkräfte an den End- und Zwischenauflagern der Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

A.1.5. Verteilung des globalen Biegemomentes

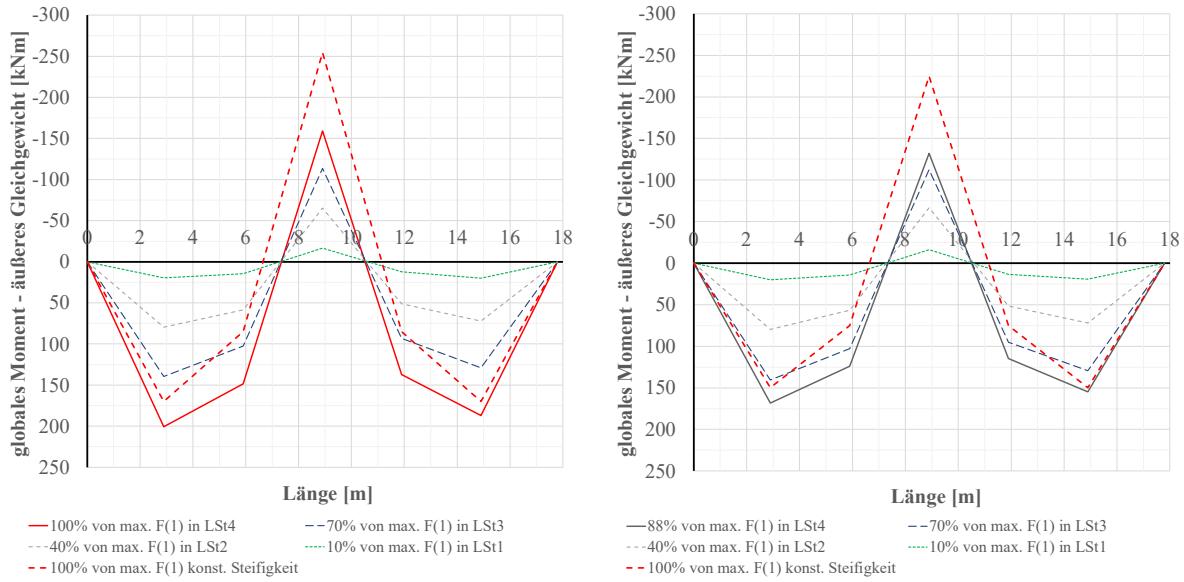


Abbildung 21
Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 und F_2 für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

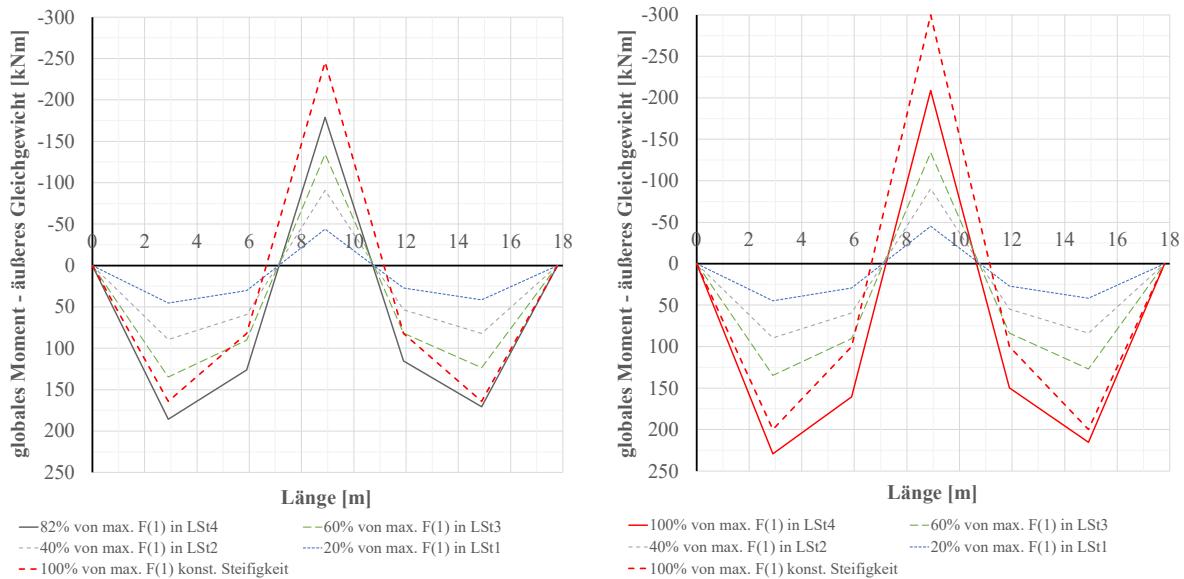


Abbildung 22
Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 und F_2 für die Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

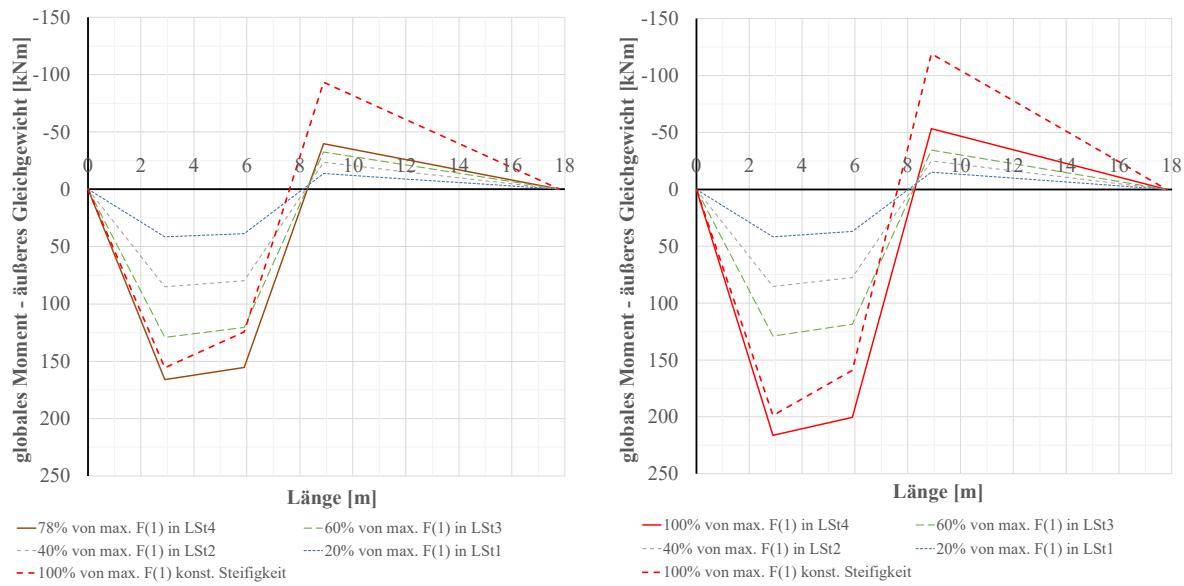


Abbildung 23
Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

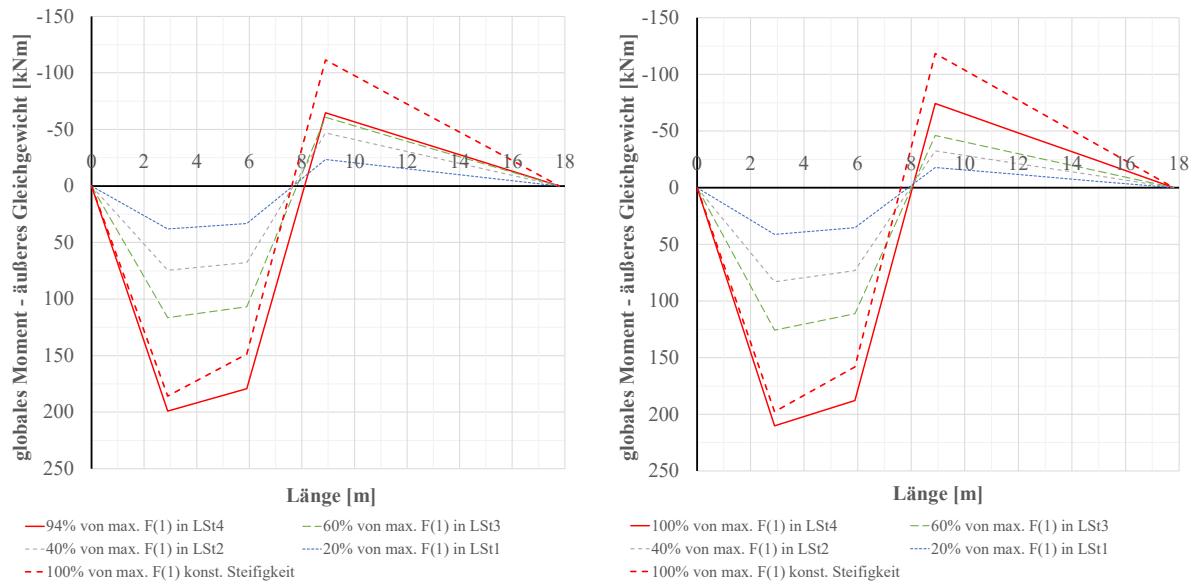


Abbildung 24
Verteilung des globalen Biegemomentes infolge der Zylinderkräfte F_1 für die Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

A.1.6. Kraft-Krümmungs-Beziehung

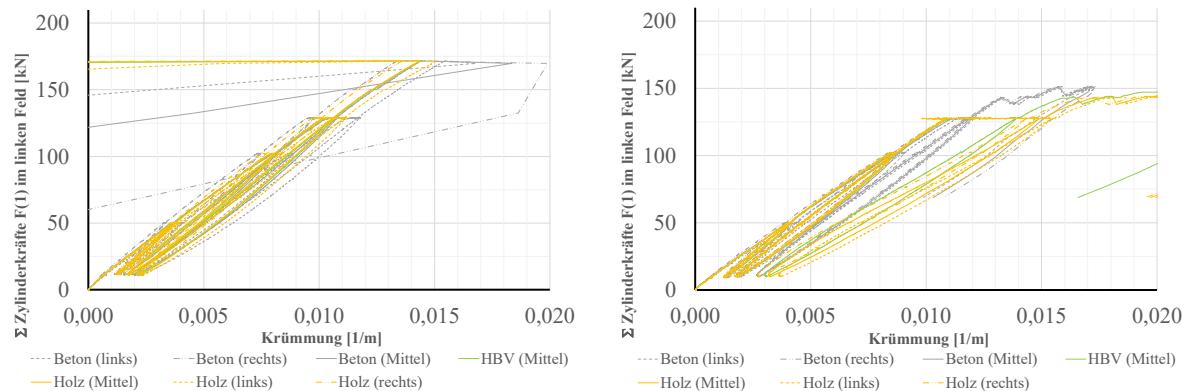


Abbildung 25

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

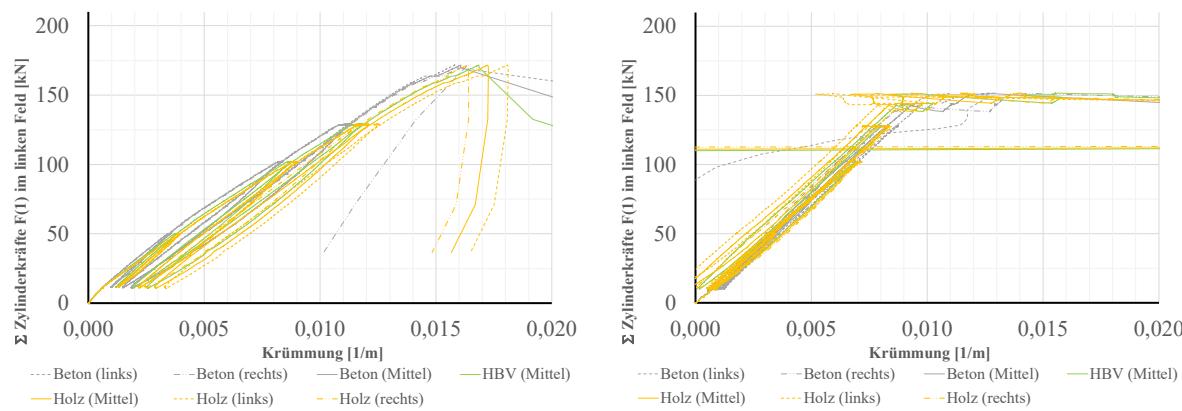


Abbildung 26

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im zweiten Feld (2) bei $x = 5,30\text{m}$ für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

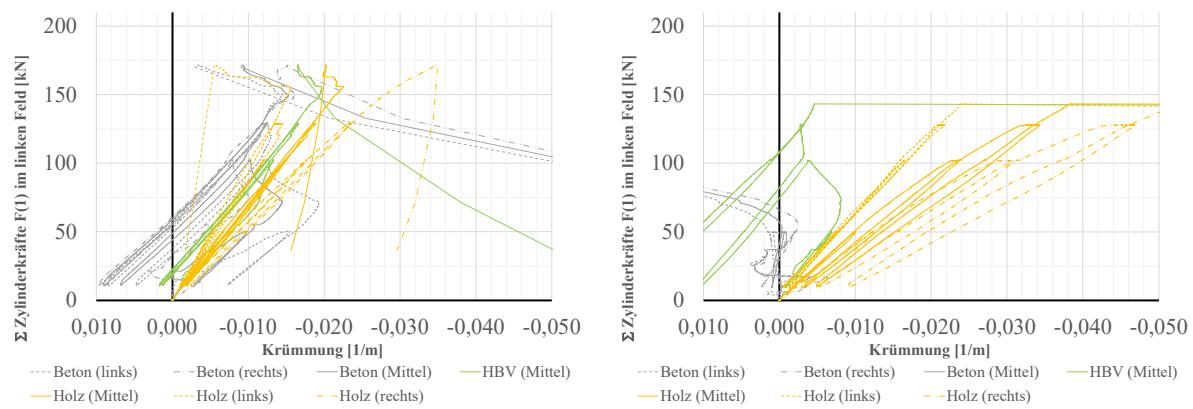


Abbildung 27

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt am Zwischenauflager für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

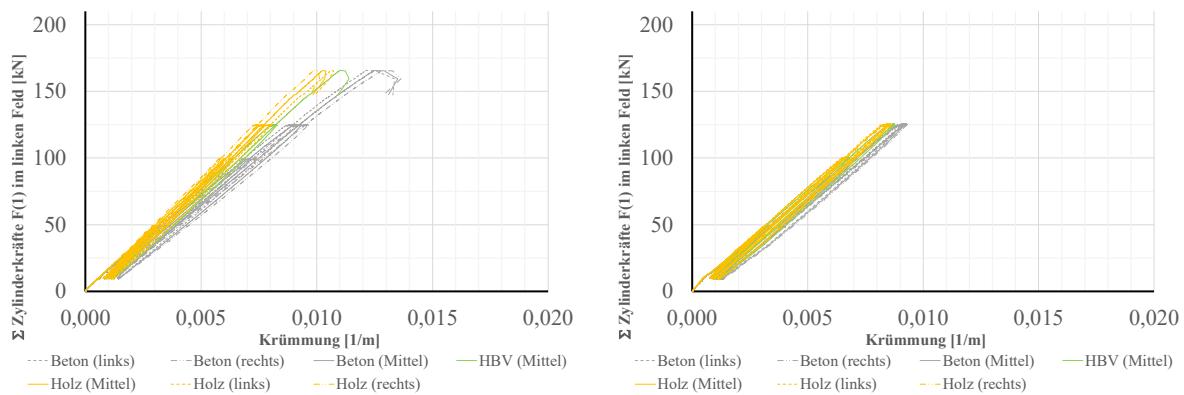


Abbildung 28

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im ersten Feld (1) bei $x = 3,40\text{m}$ für die Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

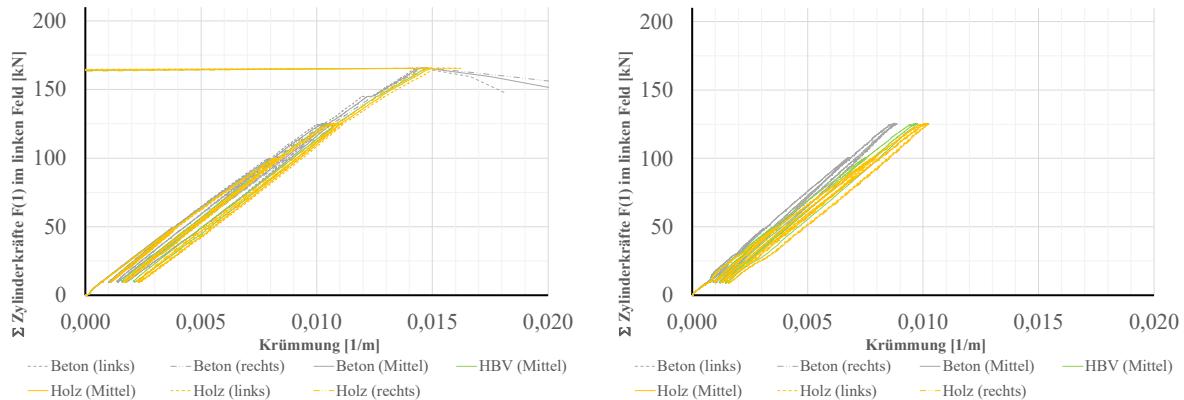


Abbildung 29

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im zweiten Feld (2) bei $x = 5,50\text{m}$ für die Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

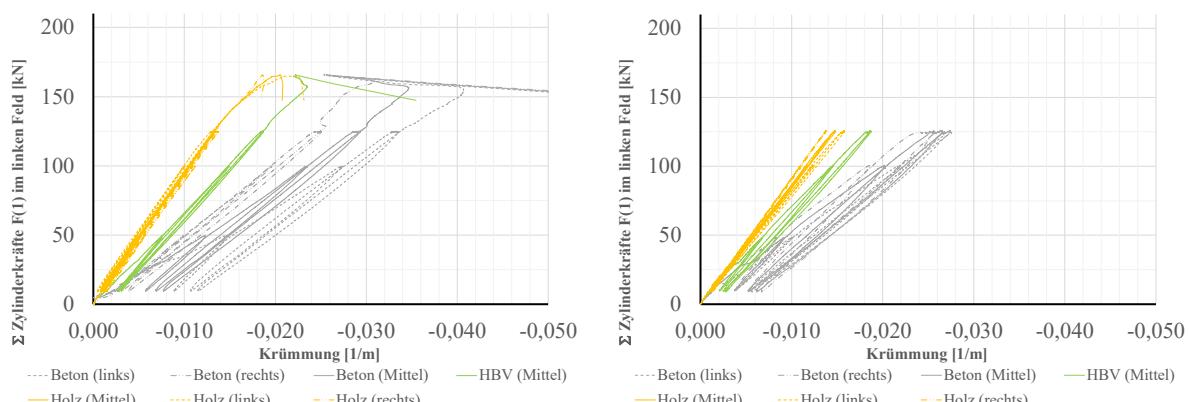


Abbildung 30

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt am Zwischenauflager für die Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

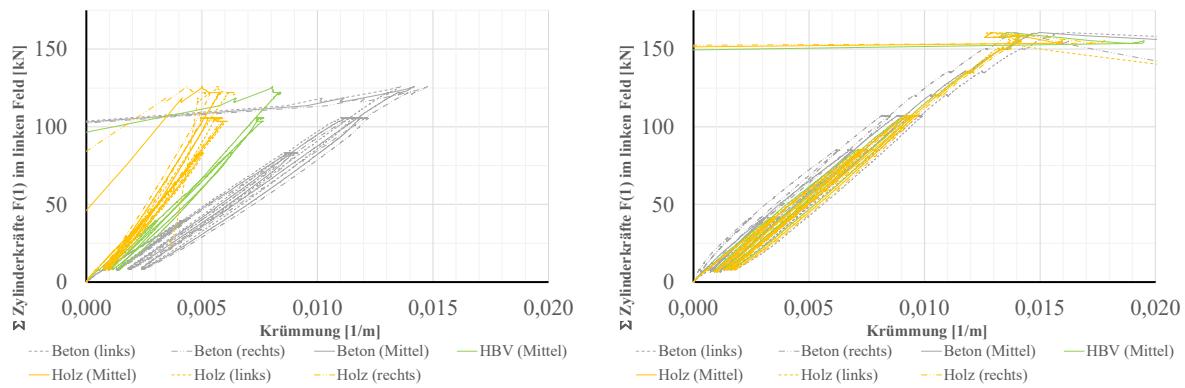


Abbildung 31

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im ersten Feld (1) bei $x = 4,10\text{m}$ für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

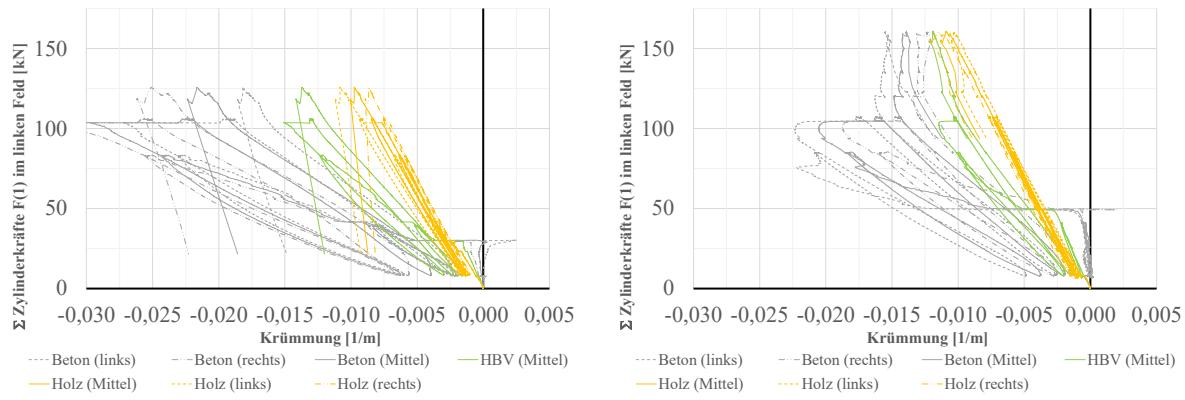


Abbildung 32

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im zweiten Feld (2) bei $x = 0,70\text{m}$ für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

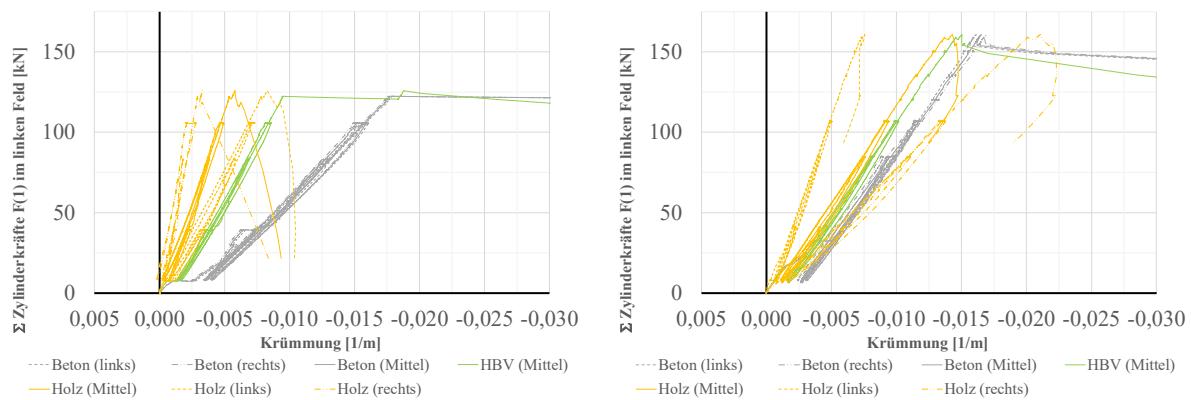


Abbildung 33

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt am Zwischenauflager für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

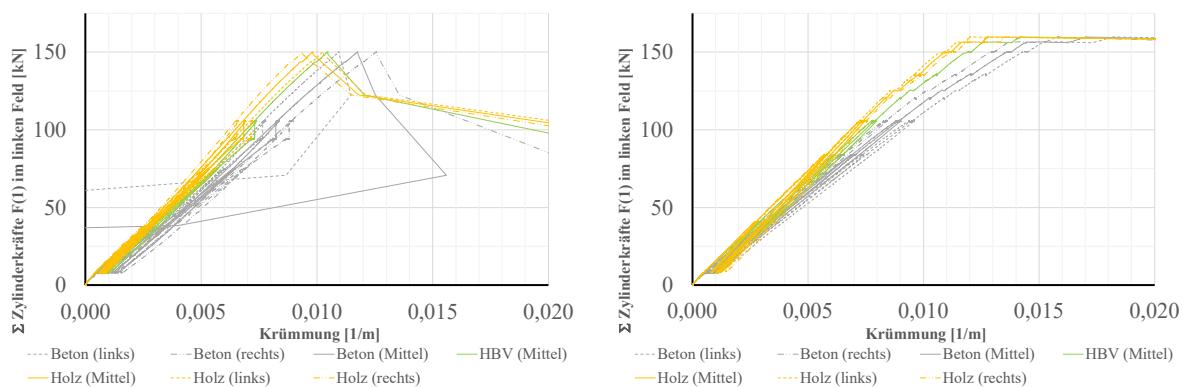


Abbildung 34

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

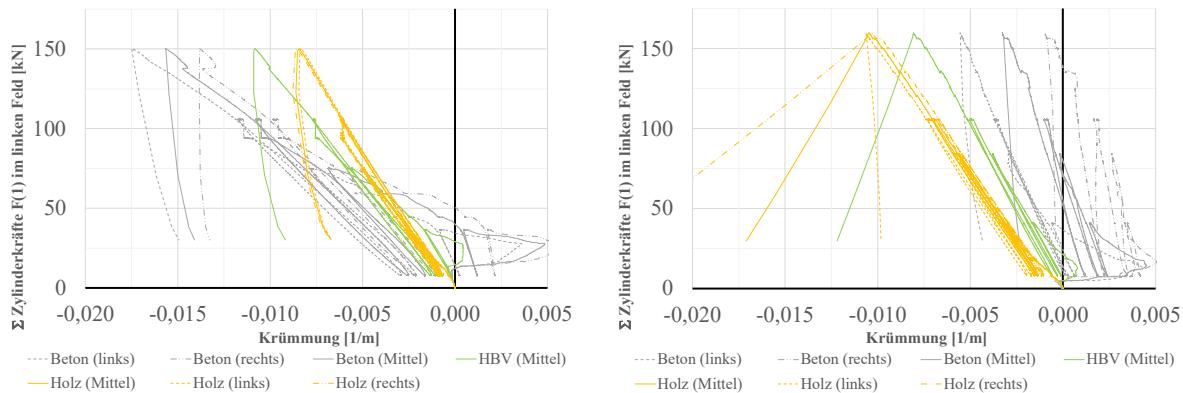


Abbildung 35

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt im zweiten Feld (2) bei $x = 0,50\text{m}$ für die Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

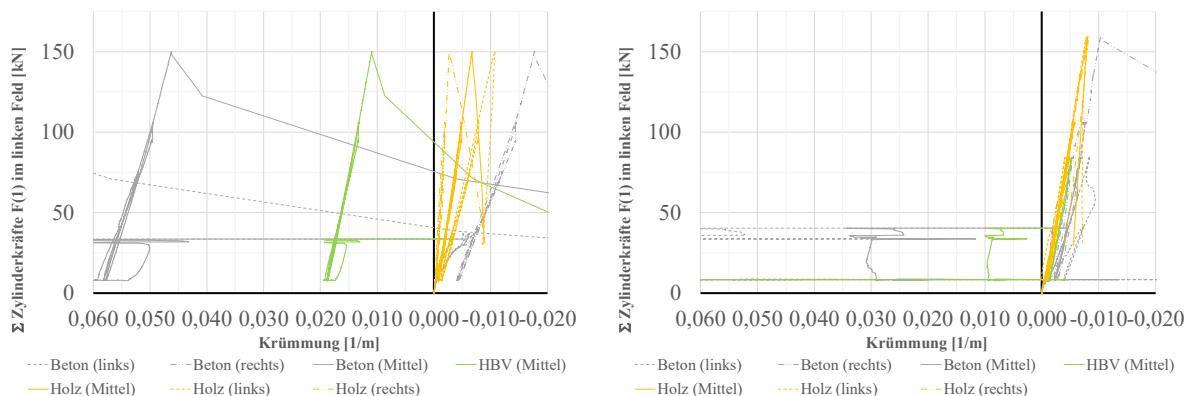


Abbildung 36

Krümmungen in den Teilquerschnitten und dem HBV-Querschnitt am Zwischenauflager für die Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

A.1.7. Dehnung-Zeit-Beziehung

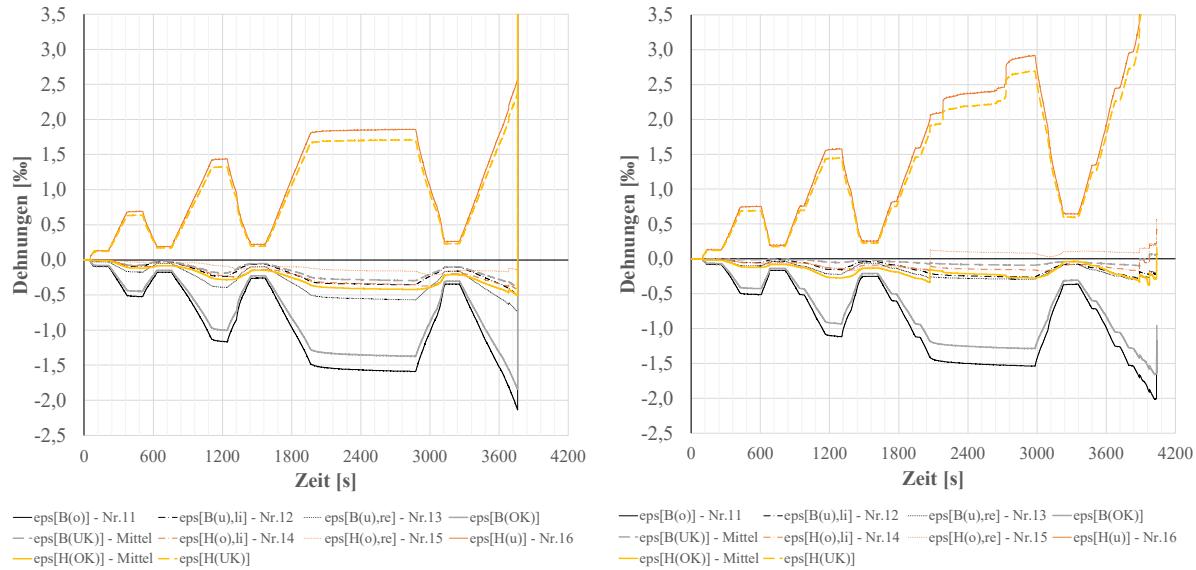


Abbildung 37
 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-03
 links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

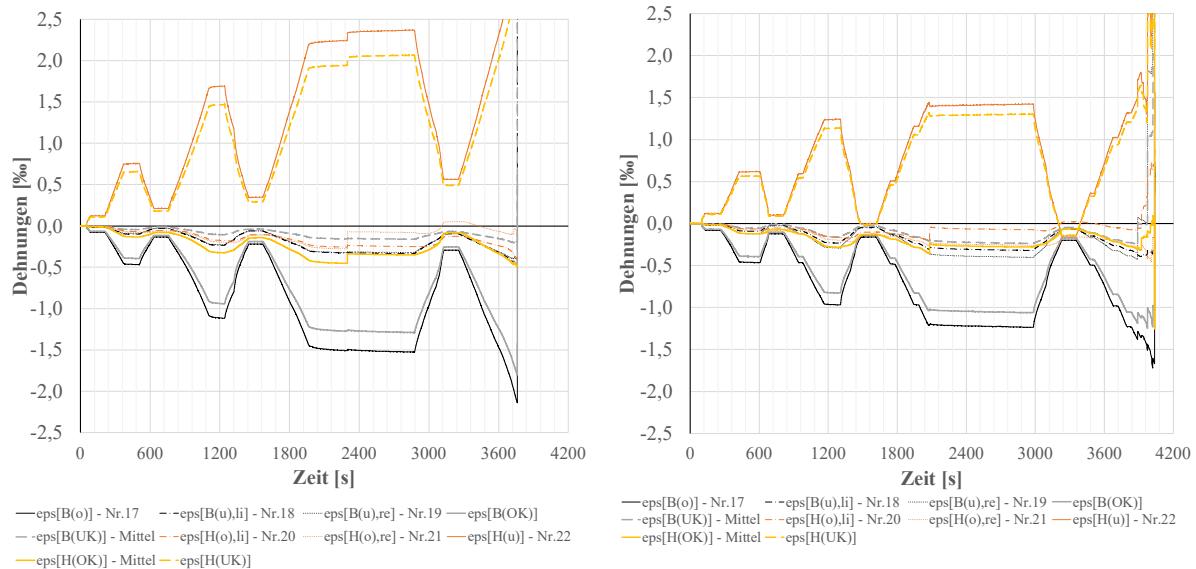


Abbildung 38
 zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) bei $x = 5,30\text{m}$ für die Serie A1-03
 links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

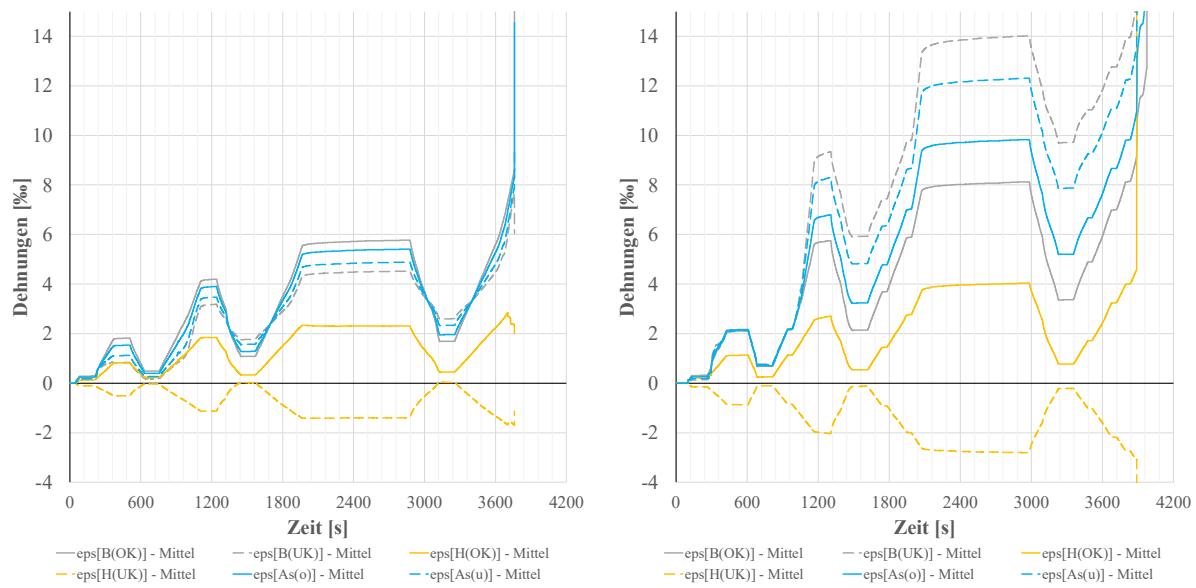


Abbildung 39
zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

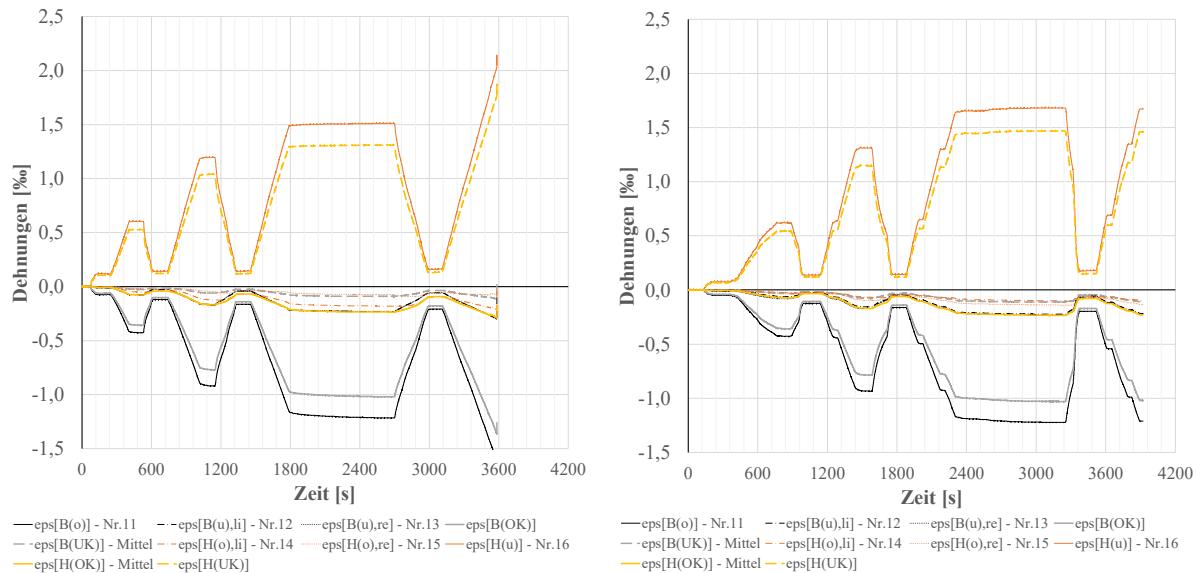


Abbildung 40
zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) bei $x = 3,40\text{m}$ für die Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

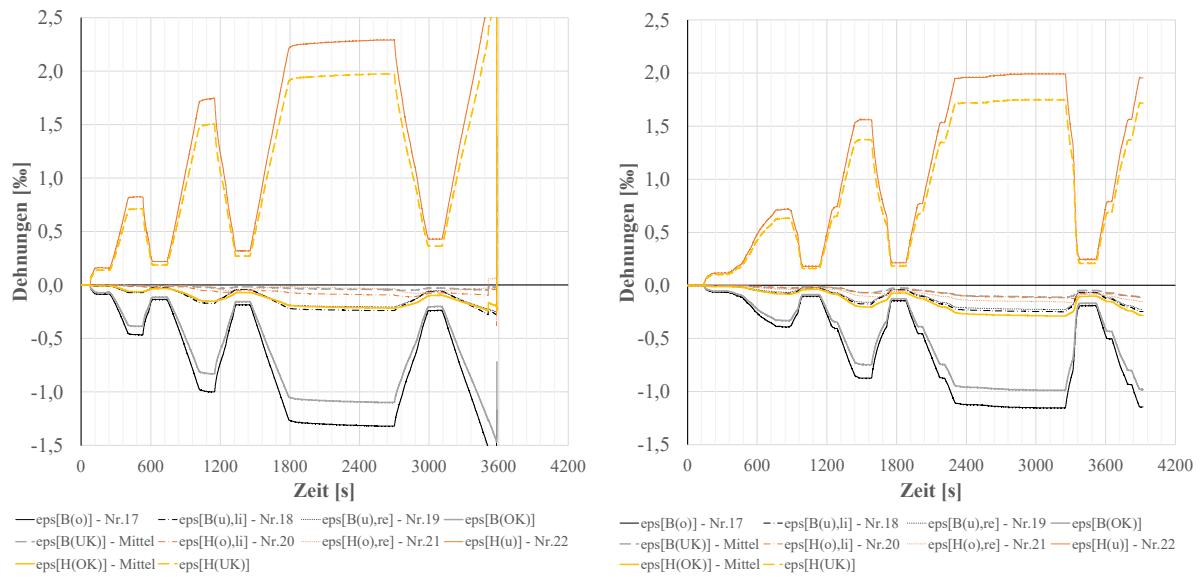


Abbildung 41
zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) bei $x = 5,50\text{m}$ für die Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

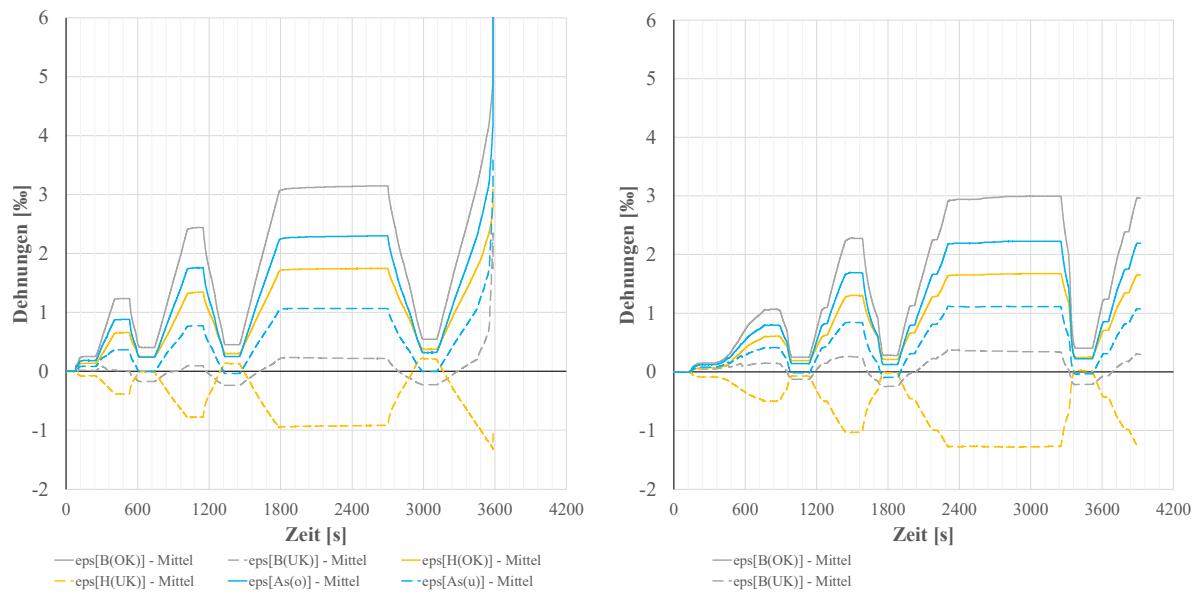


Abbildung 42
zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager für die Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

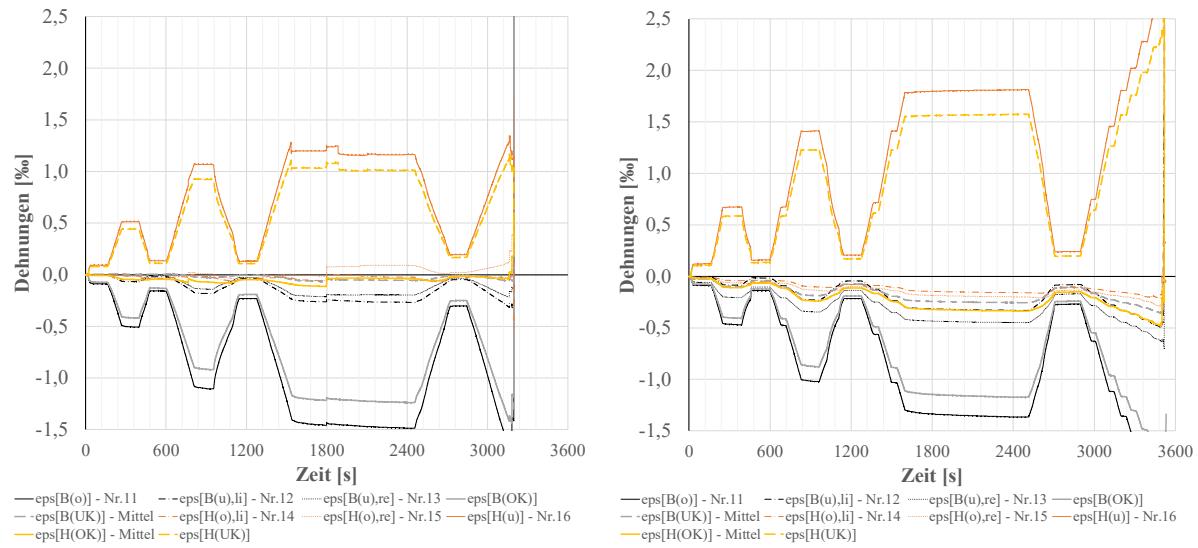


Abbildung 43
zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) bei $x = 4,10\text{m}$ für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

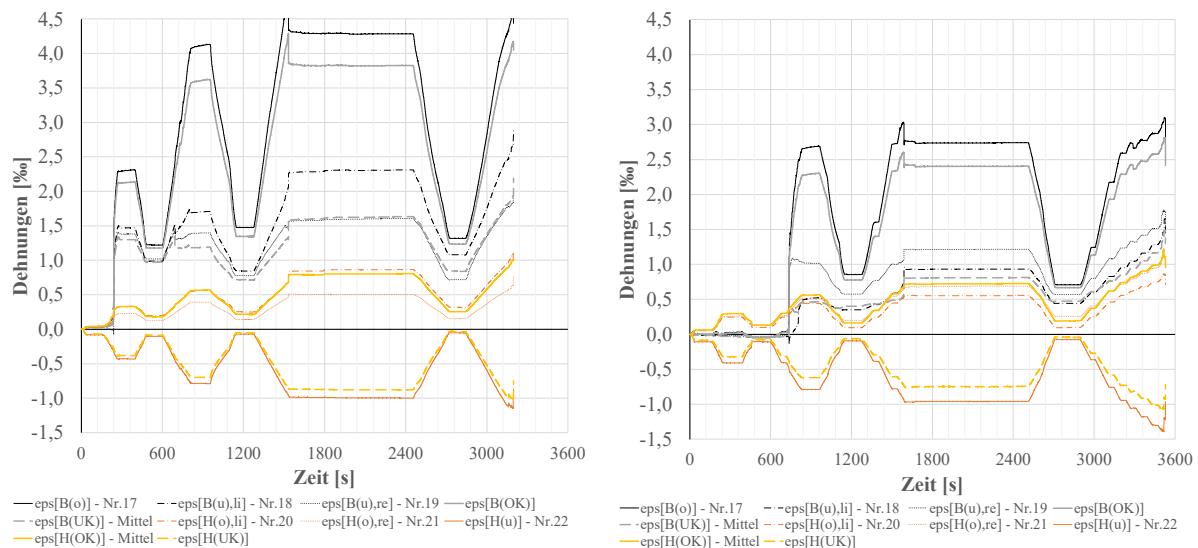


Abbildung 44
zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) bei $x = 0,70\text{m}$ für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

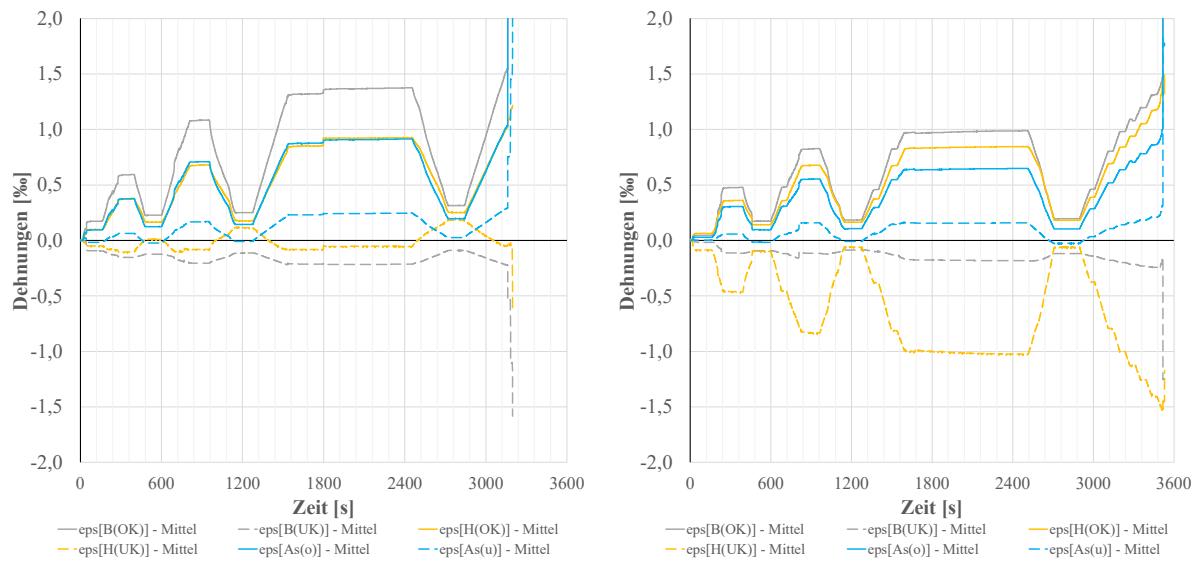


Abbildung 45
zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

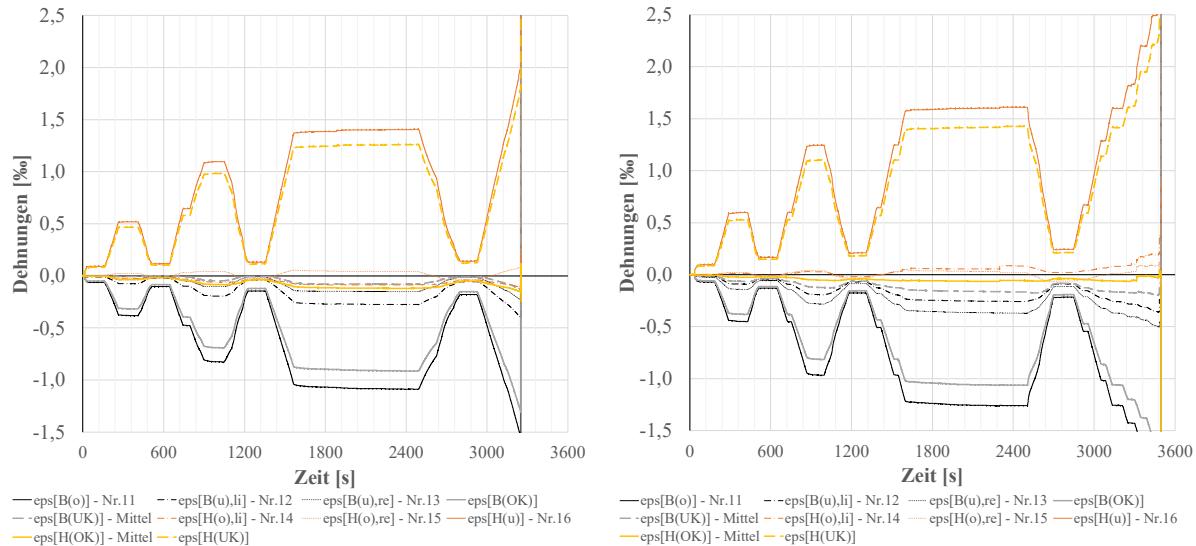


Abbildung 46
zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

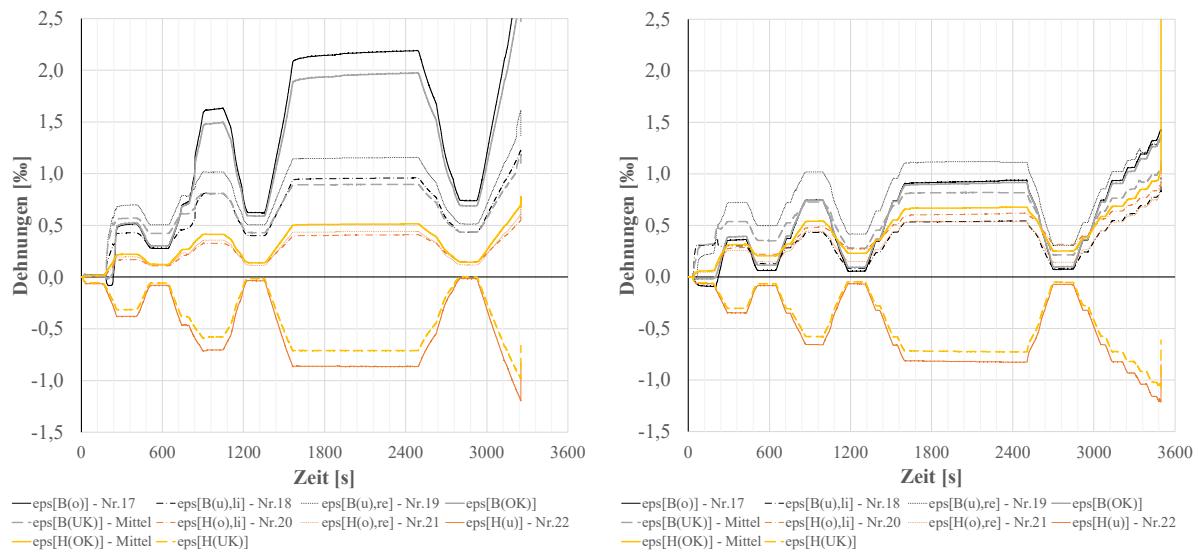


Abbildung 47
zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) bei $x = 0,50\text{m}$ für die Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

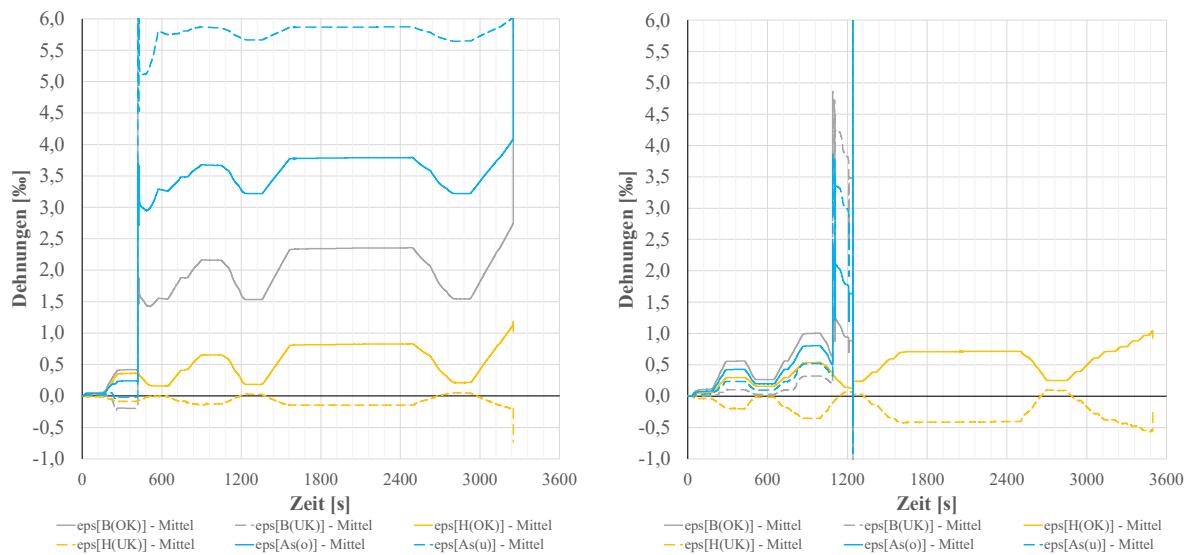


Abbildung 48
zeitlicher Verlauf der Dehnungen in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager für die Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

A.1.8. Normalkraft-Zeit-Beziehung

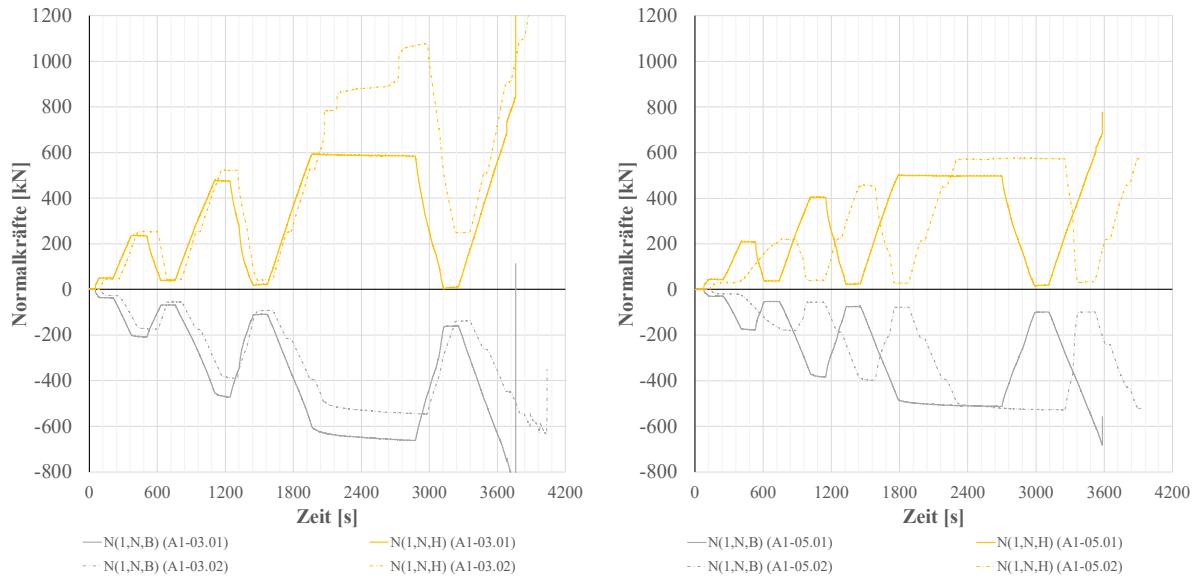


Abbildung 49
zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 3,60\text{ m}$ – rechts: Serie A1-05 bei $x = 3,40\text{ m}$

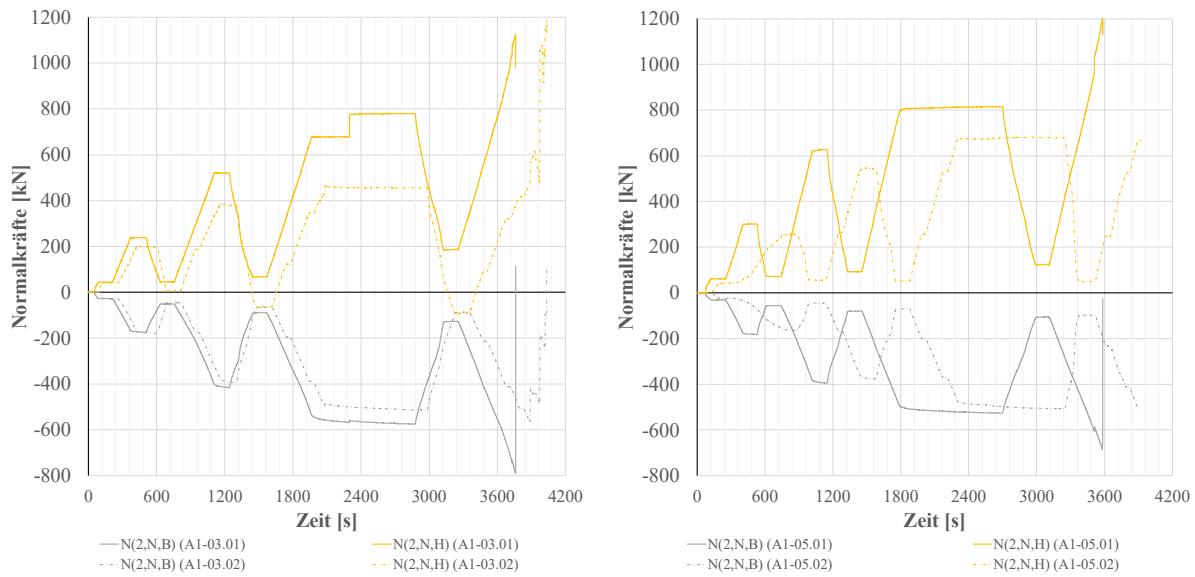


Abbildung 50
zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 3,60\text{ m}$ – rechts: Serie A1-05 bei $x = 3,40\text{ m}$

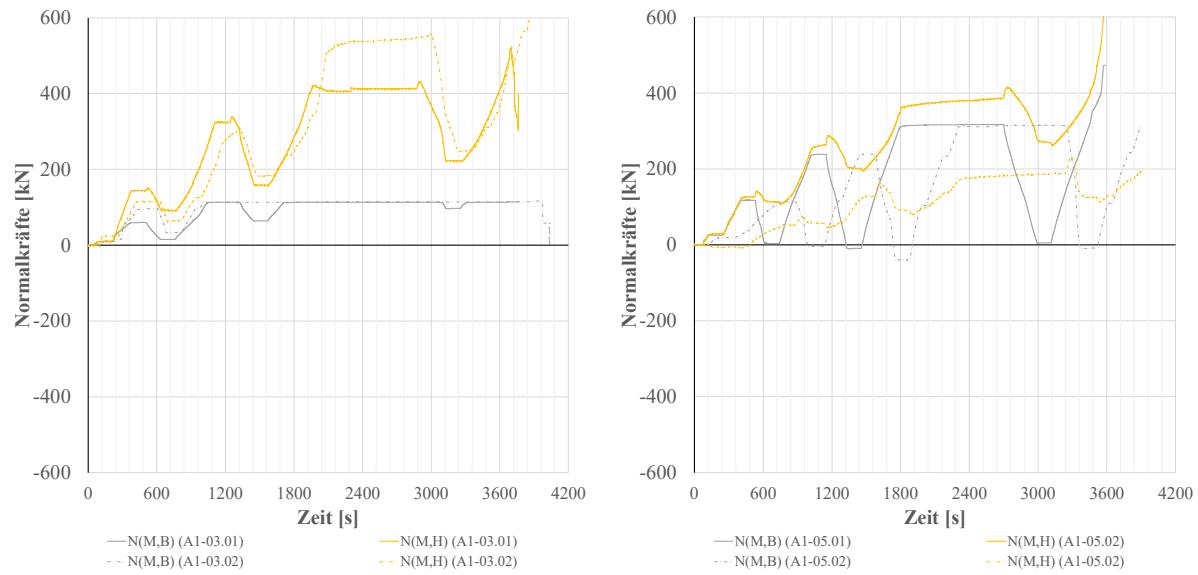


Abbildung 51
zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 – rechts: Serie A1-05

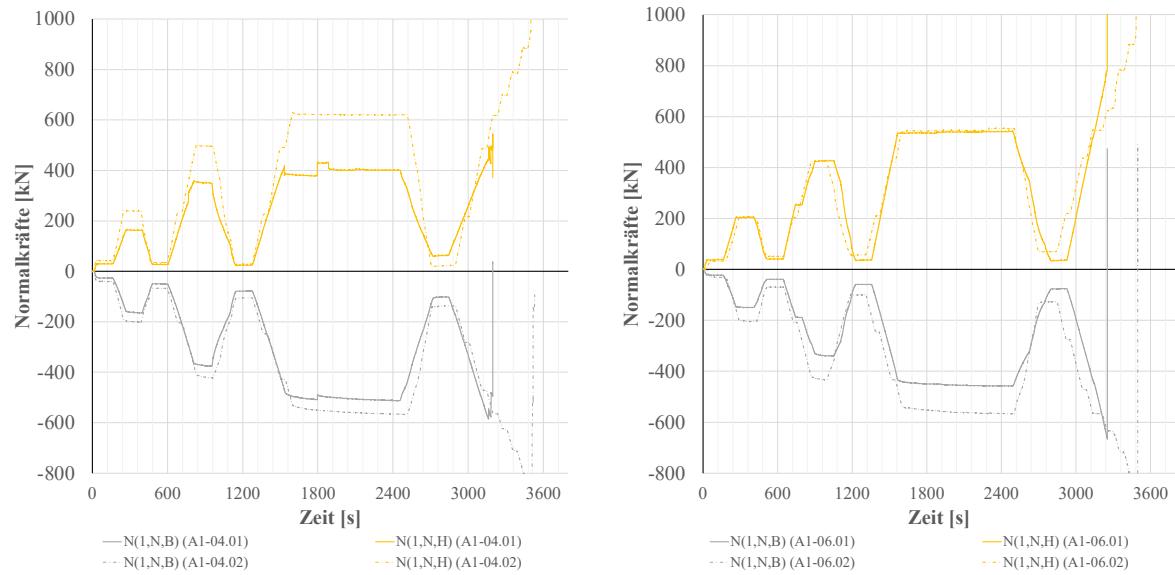


Abbildung 52
zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten im ersten Feld (1) asymmetrische Einwirkung (LF 2)
links: Serie A1-04 bei $x = 4,10\text{ m}$ – rechts: Serie A1-06 bei $x = 3,60\text{ m}$

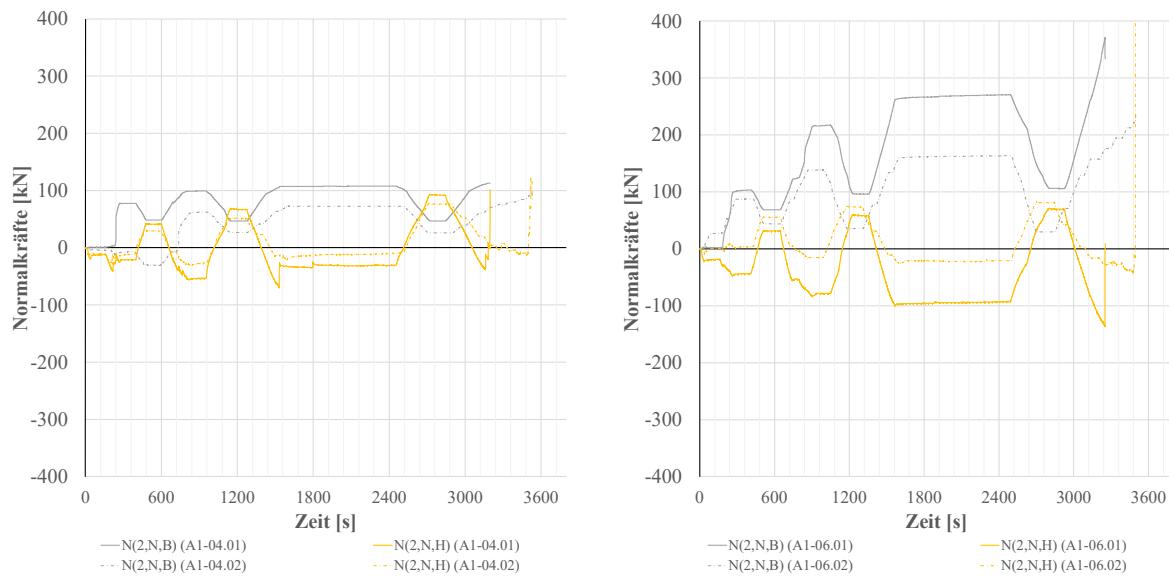


Abbildung 53
zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten im zweiten Feld (2) asymmetrische Einwirkung (LF 2)
links: Serie A1-04 bei $x = 0,70$ m – rechts: Serie A1-06 bei $x = 0,50$ m

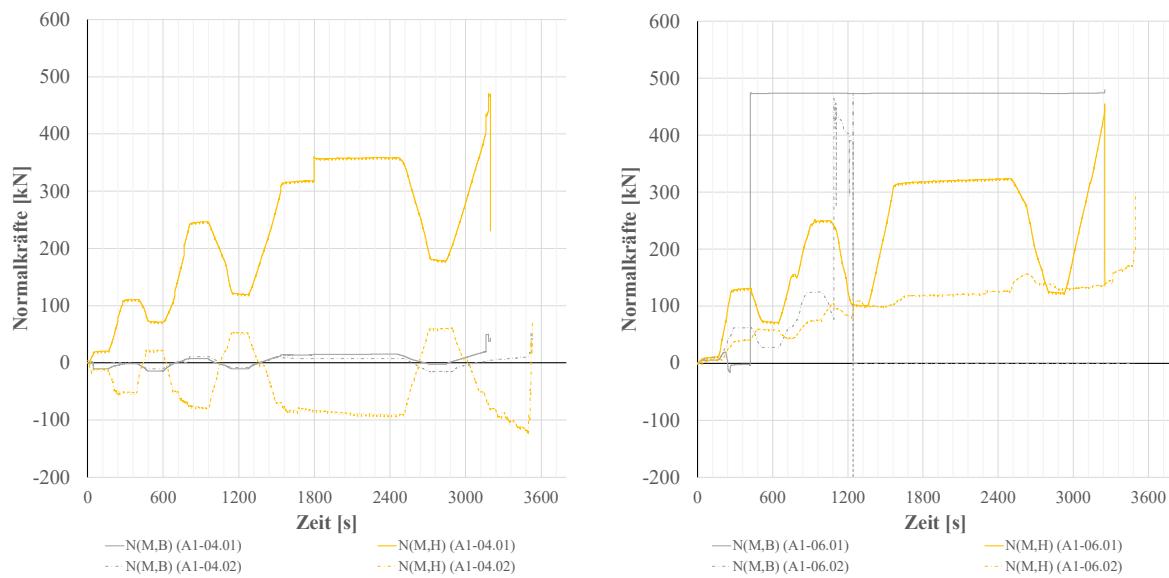


Abbildung 54
zeitlicher Verlauf der Normalkräfte in den Teilquerschnitten am Zwischenauflager asymmetrische Einwirkung (LF 2)
links: Serie A1-04 – rechts: Serie A1-06

A.1.9. Biegemoment-Zeit-Beziehung

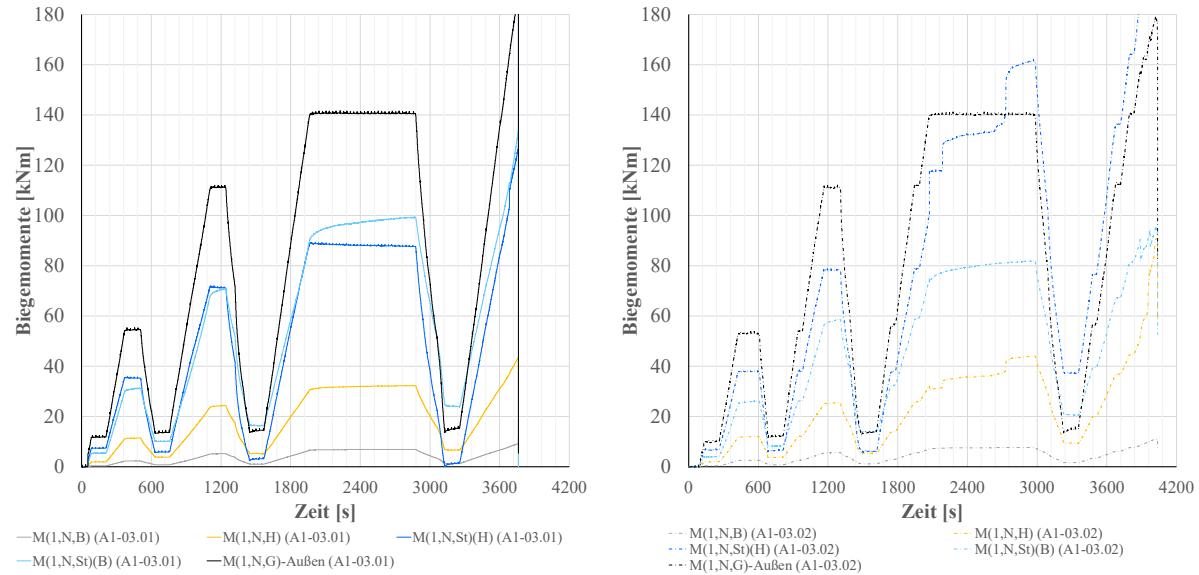


Abbildung 55
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

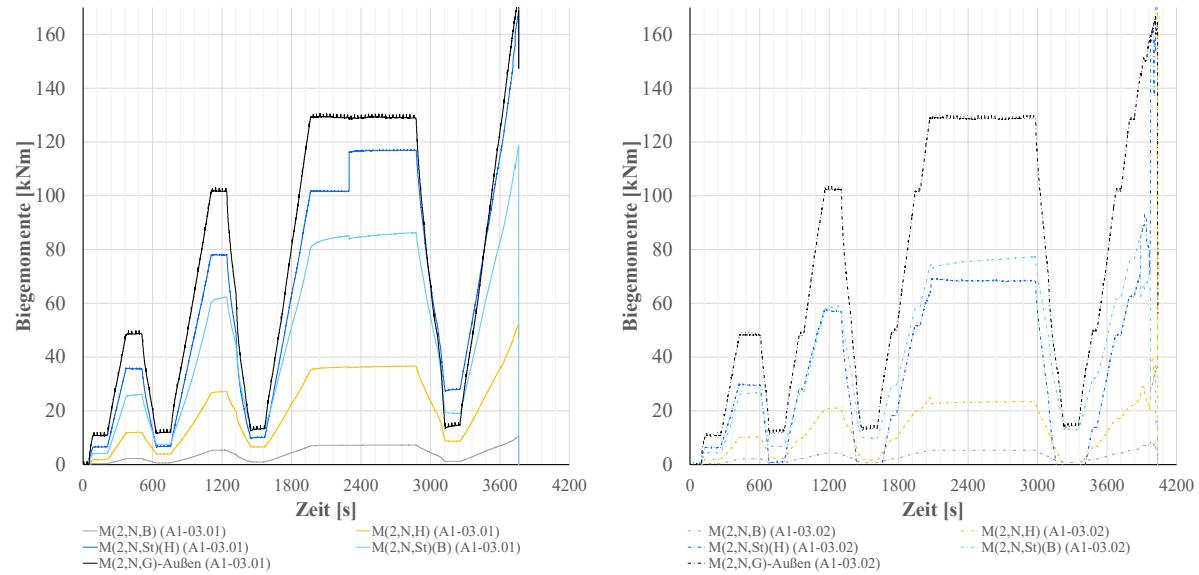


Abbildung 56
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im zweiten Feld (2) bei $x = 5,30\text{m}$ für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

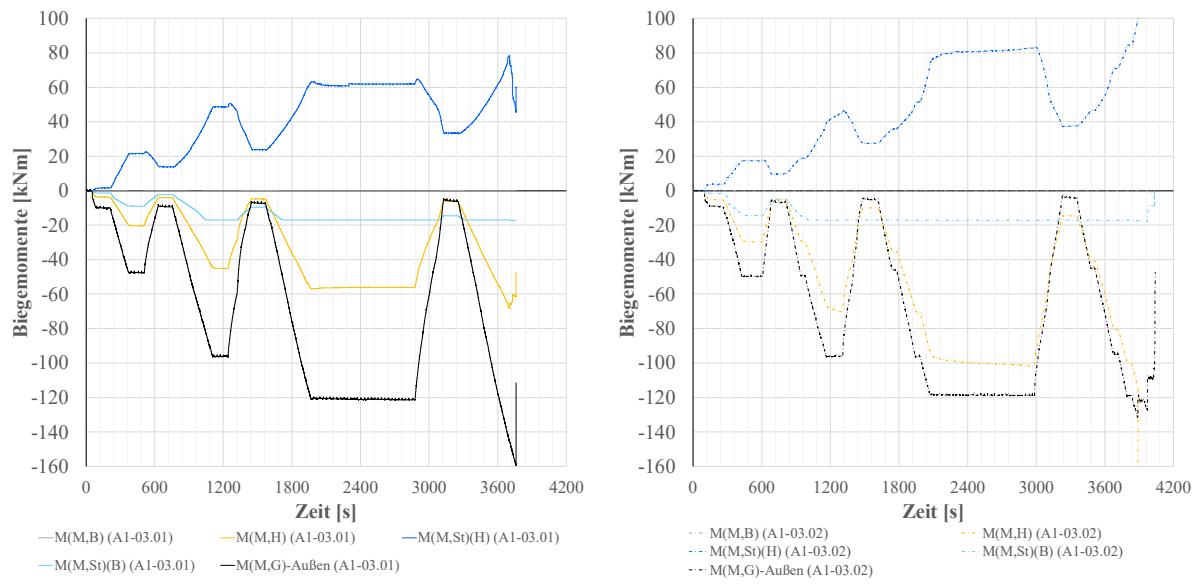


Abbildung 57
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) am Zwischenauflager für die Serie A1-03
links: Versuchsträger A1-03.01 – rechts: Versuchsträger A1-03.02

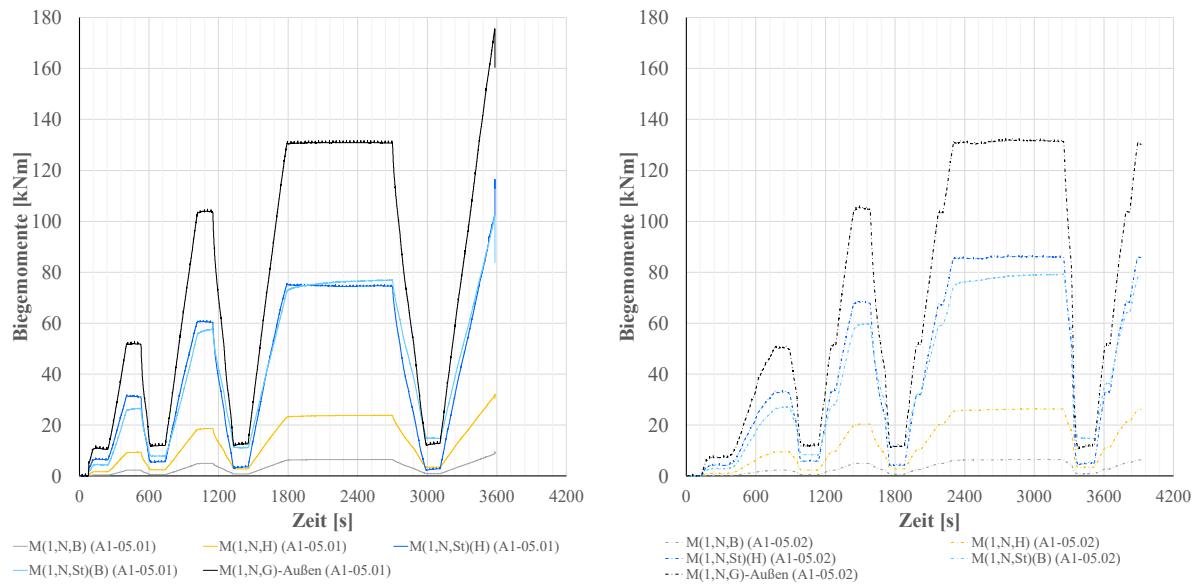


Abbildung 58
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im ersten Feld (1) bei $x = 3,40\text{m}$ für die Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

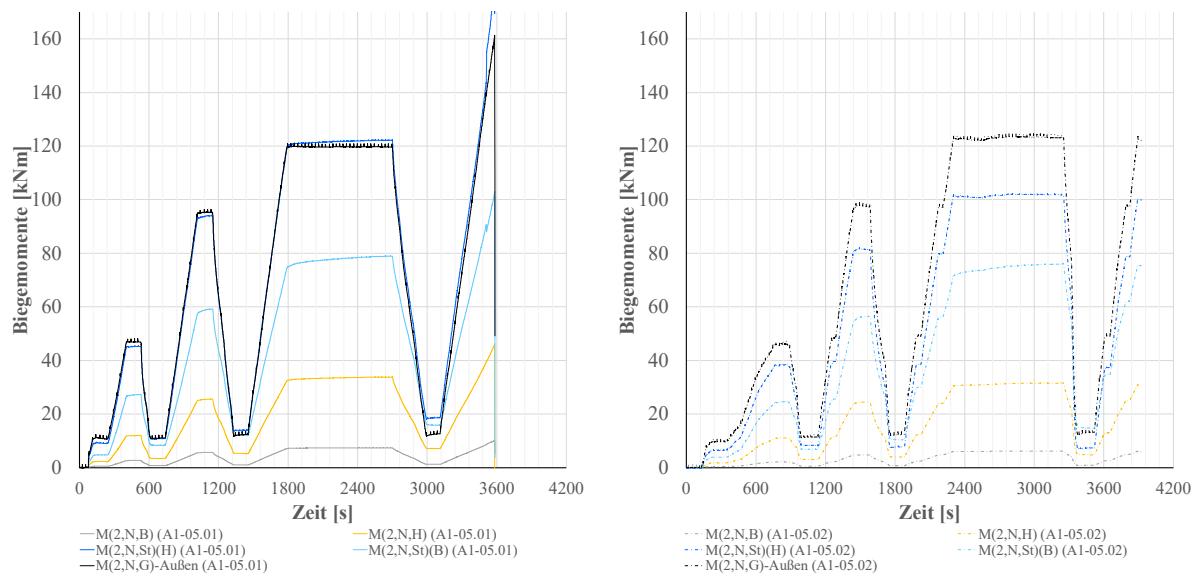


Abbildung 59
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im zweiten Feld (2) bei $x = 5,50\text{m}$ für die Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

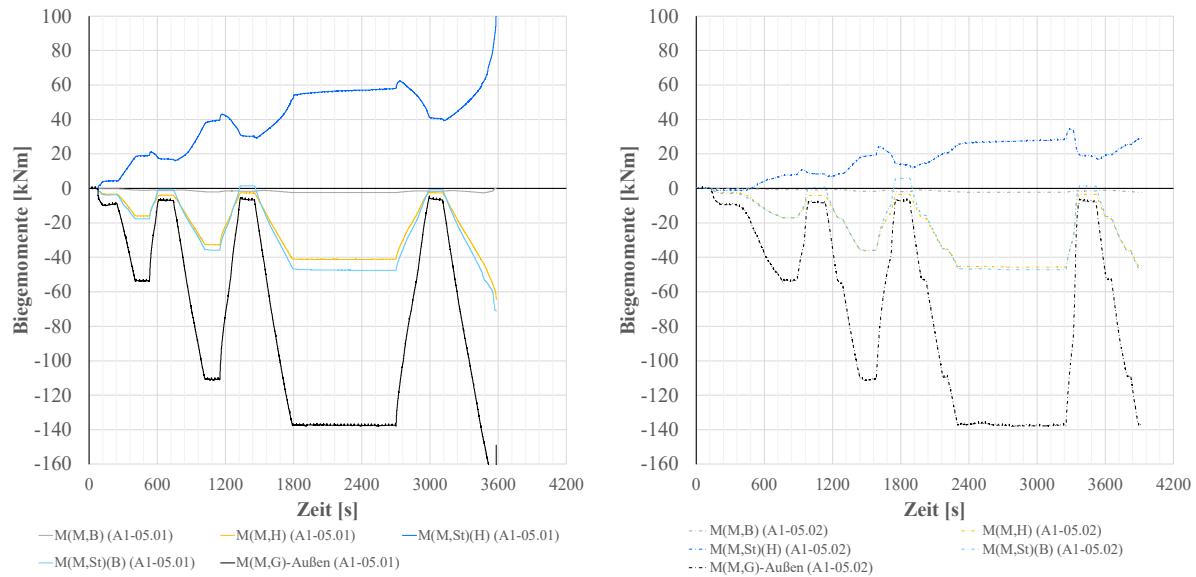


Abbildung 60
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) am Zwischenauflager für die Serie A1-05
links: Versuchsträger A1-05.01 – rechts: Versuchsträger A1-05.02

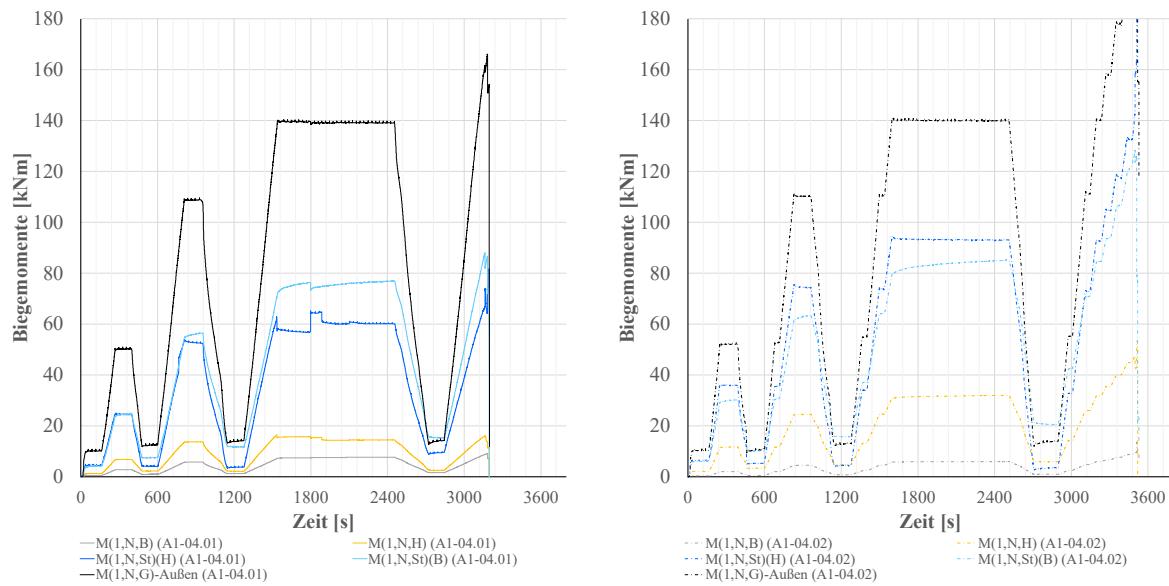


Abbildung 61
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im ersten Feld (1) bei $x = 4,10\text{m}$ für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

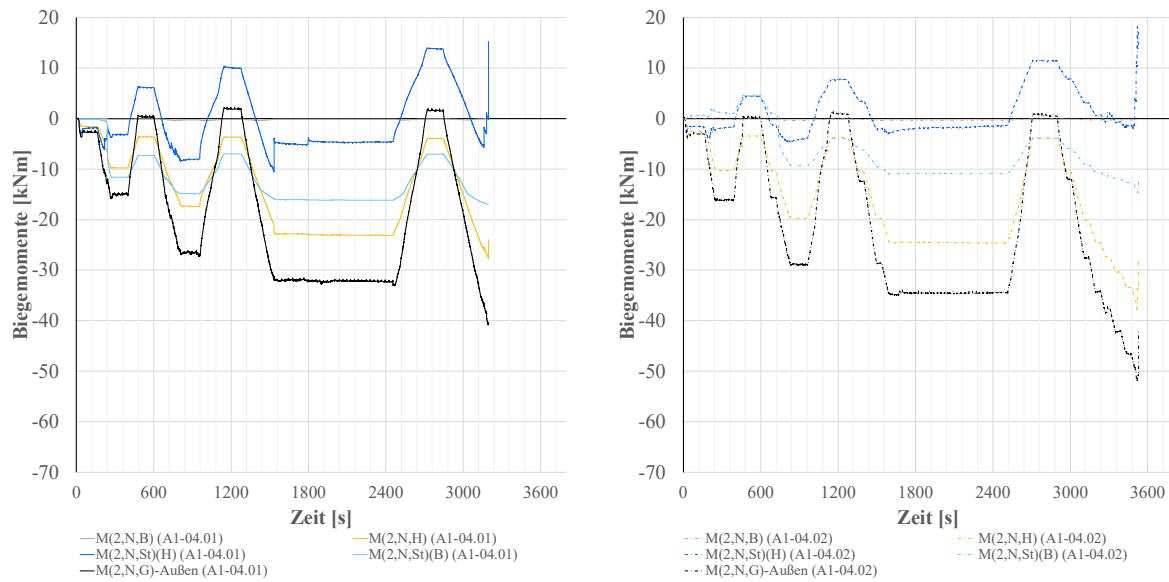


Abbildung 62
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im zweiten Feld (2) bei $x = 0,70\text{m}$ für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

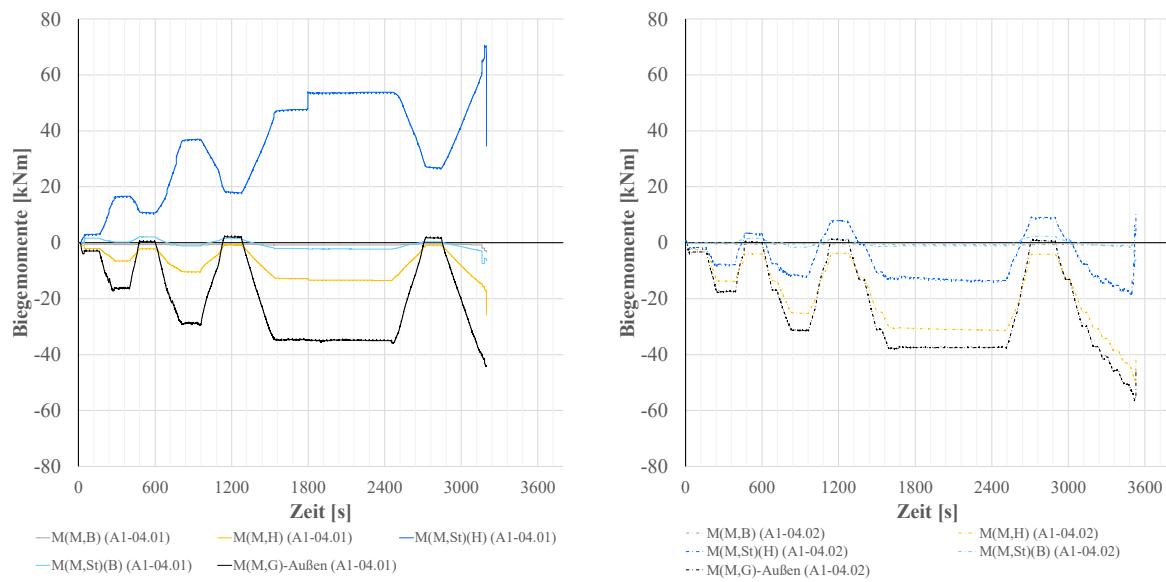


Abbildung 63
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) am Zwischenauflager für die Serie A1-04
links: Versuchsträger A1-04.01 – rechts: Versuchsträger A1-04.02

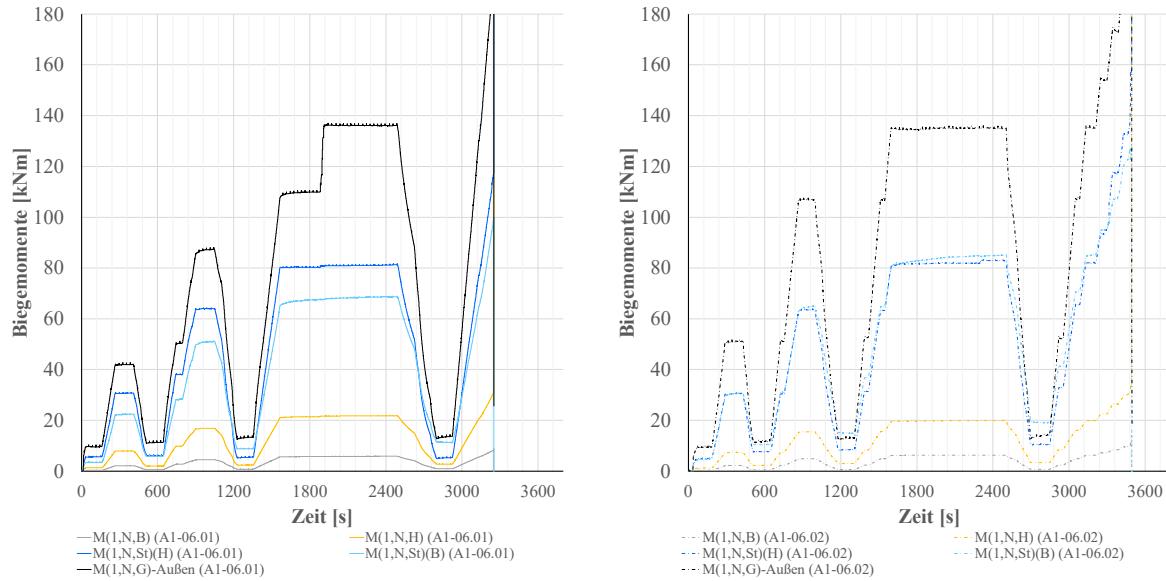


Abbildung 64
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im ersten Feld (1) bei $x = 3,60\text{m}$ für die Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

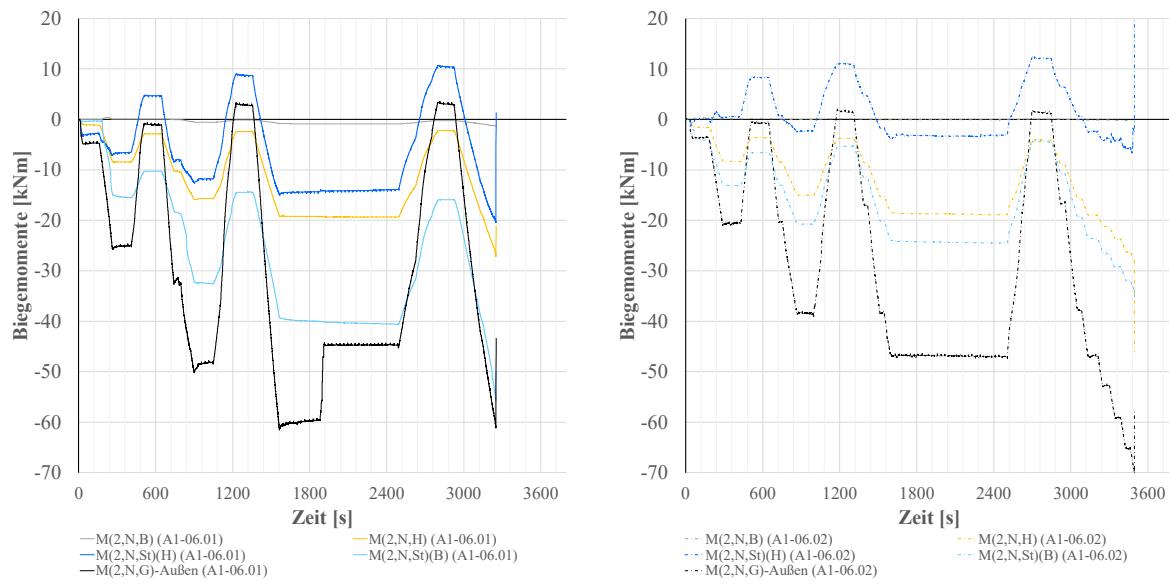


Abbildung 65
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) im zweiten Feld (2) bei $x = 0,50\text{m}$ für die Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

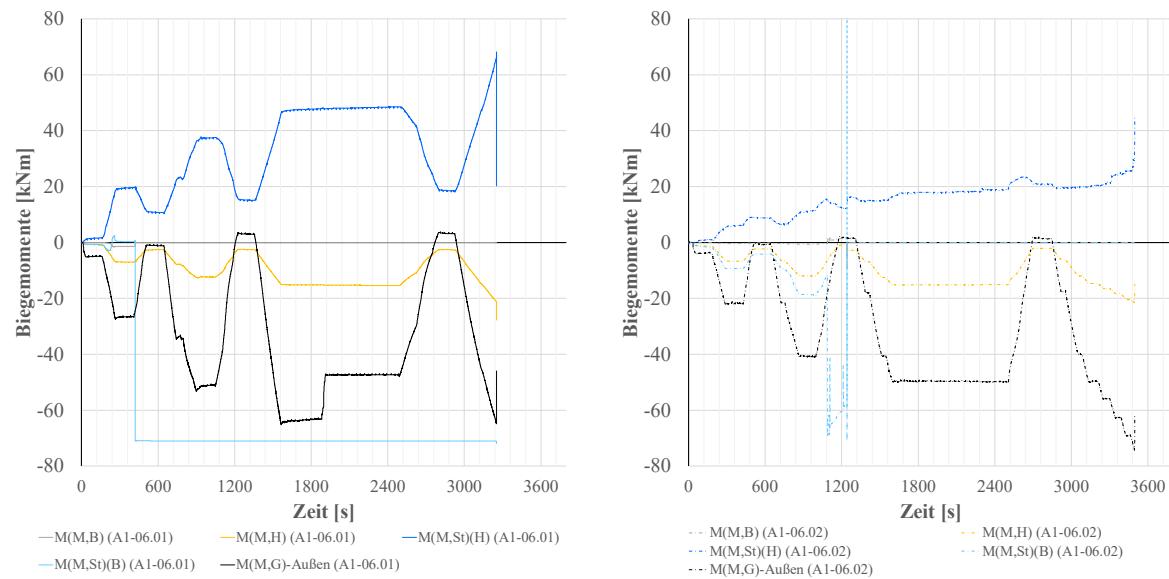


Abbildung 66
zeitlicher Verlauf der Biegemomente (Teilquerschnitten und global) am Zwischenauflager für die Serie A1-06
links: Versuchsträger A1-06.01 – rechts: Versuchsträger A1-06.02

A.1.10. Ergebnisse der Modellrechnungen und der experimentellen Untersuchungen

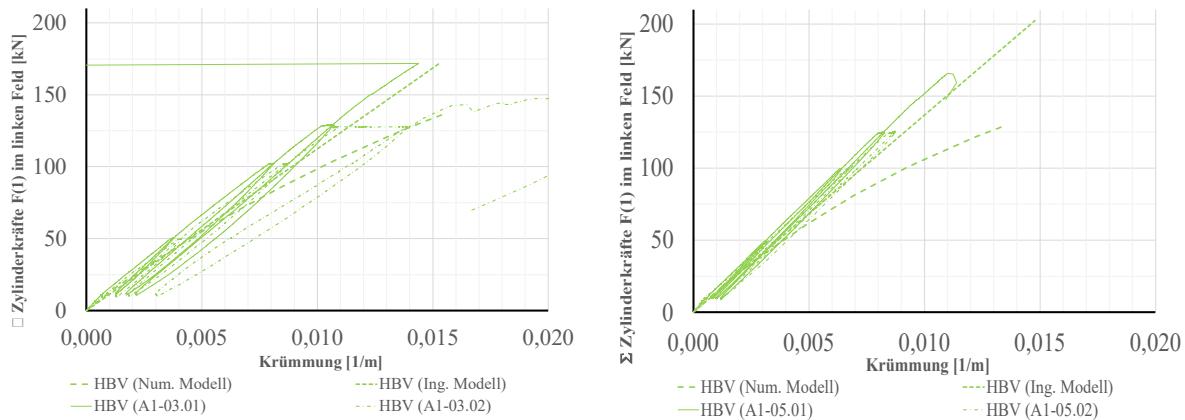


Abbildung 67
Kraft-Krümmungs(HBV)-Beziehung im ersten Feld (1) für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-05 bei $x = 3,40$ m

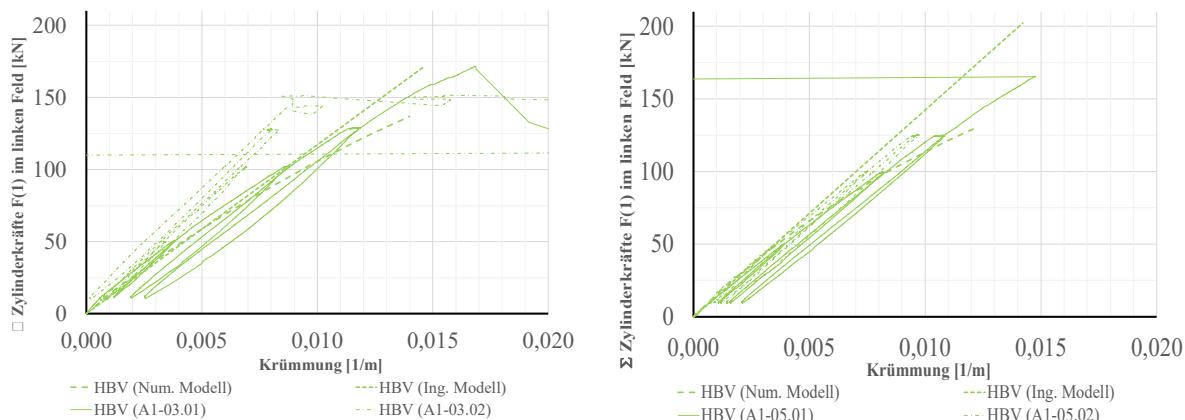


Abbildung 68
Kraft-Krümmungs(HBV)-Beziehung im zweiten Feld (2) für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-05 bei $x = 3,40$ m

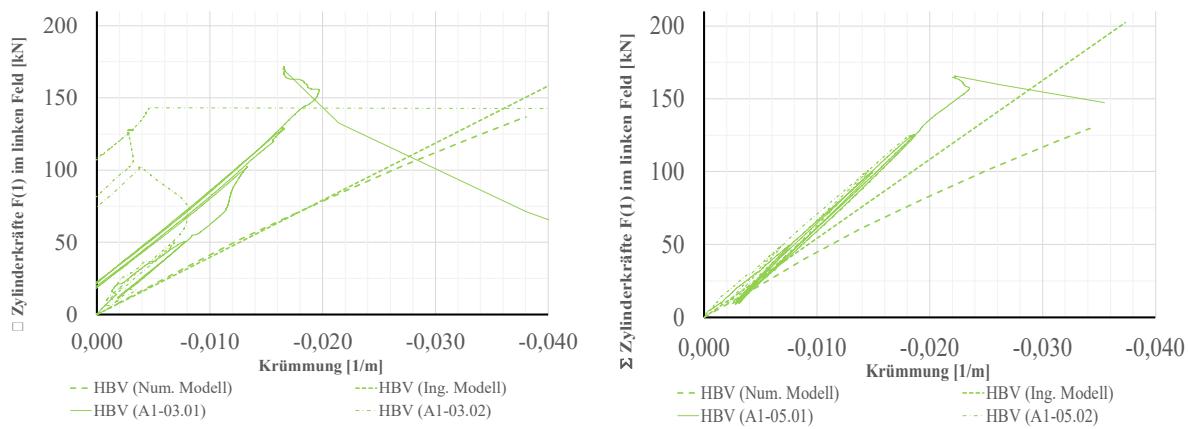


Abbildung 69
Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung am Zwischenauflager für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 – rechts: Serie A1-05

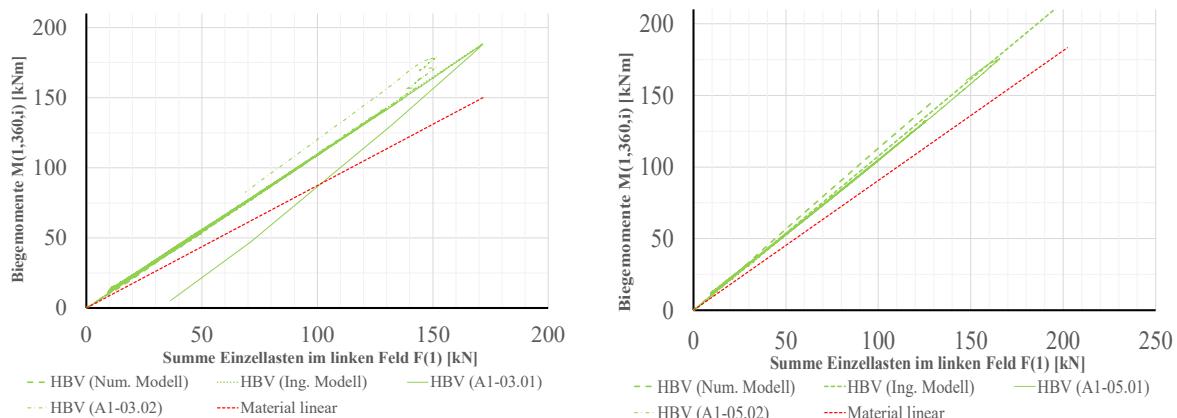


Abbildung 70
Kraft-Momenten(HBV)-Beziehung im ersten Feld (1) für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-05 bei $x = 3,40$ m

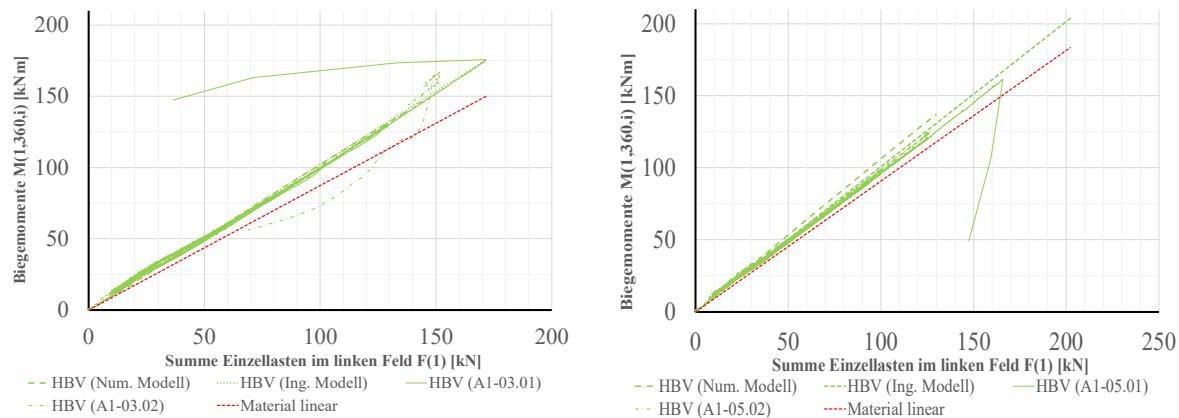


Abbildung 71

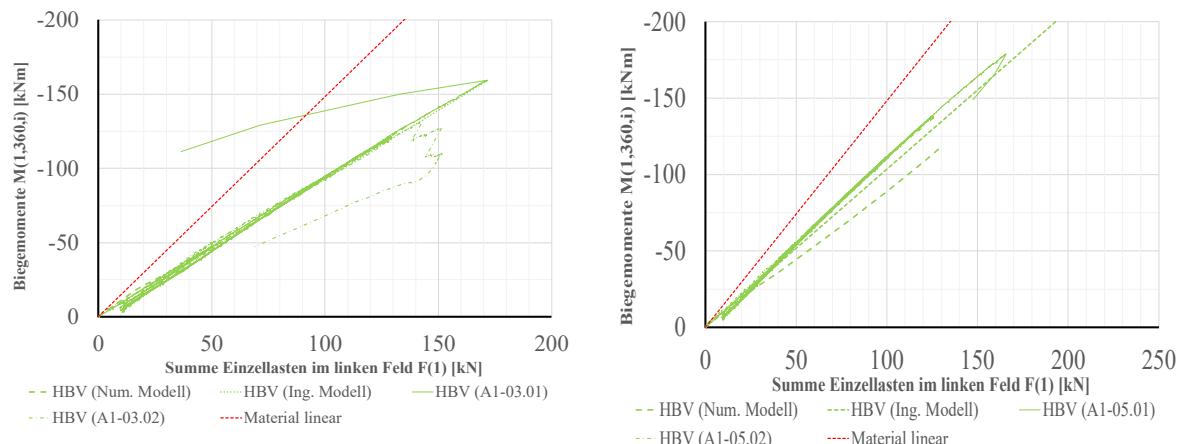
Kraft-Krümmungs-Beziehung im zweiten Feld (2) symmetrische Einwirkung (LF 1)links: Serie A1-03 bei $x = 3,60 \text{ m}$ – rechts: Serie A1-05 bei $x = 3,40 \text{ m}$ 

Abbildung 72

Kraft-Krümmungs-Beziehung am Zwischenauflager für symmetrische Einwirkung (LF 1)

links: Serie A1-03 – rechts: Serie A1-05

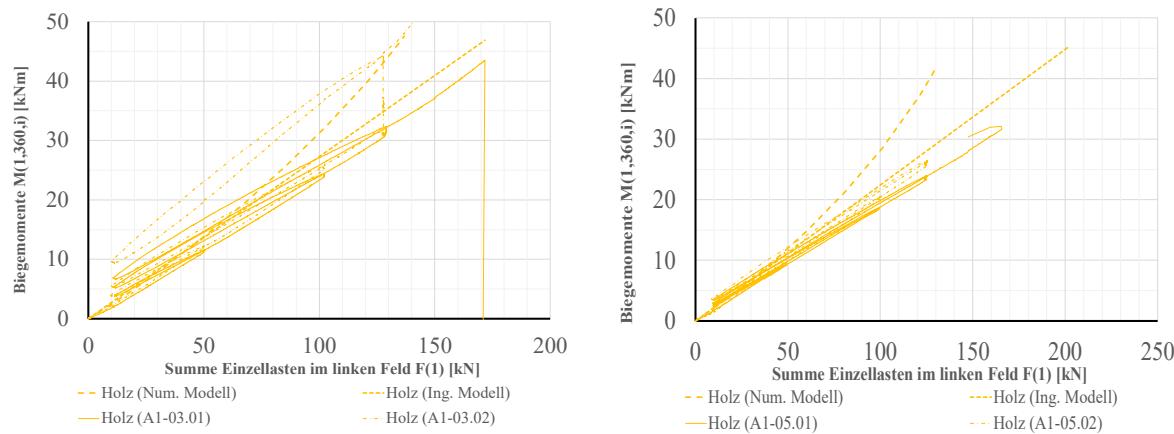


Abbildung 73
Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung im ersten Feld (1) für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-05 bei $x = 3,40$ m

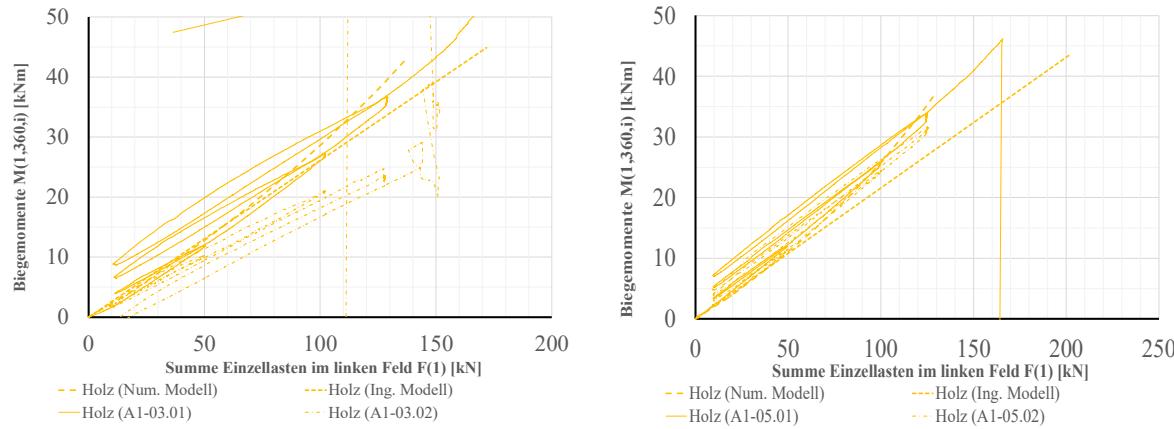


Abbildung 74
Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung im zweiten Feld (2) für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-05 bei $x = 3,40$ m

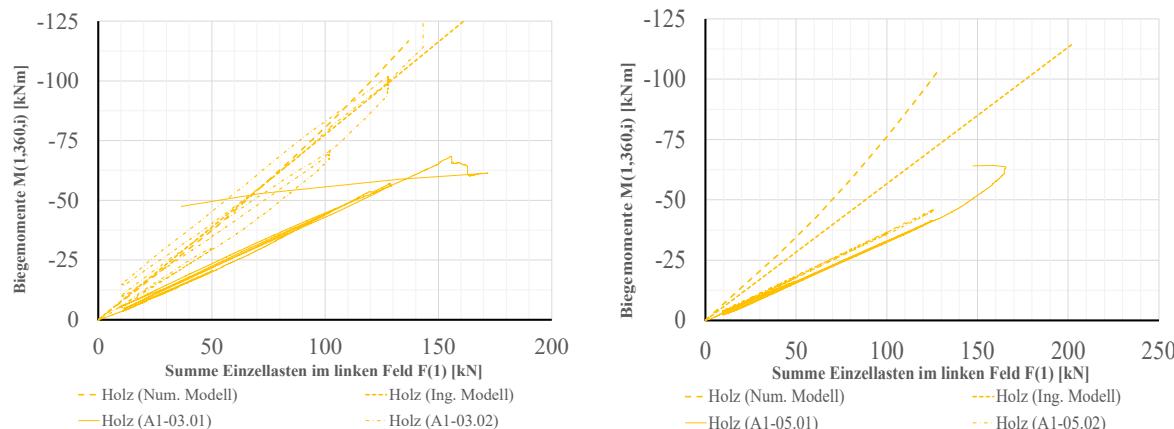


Abbildung 75
Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung am Zwischenauflager für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 – rechts: Serie A1-05

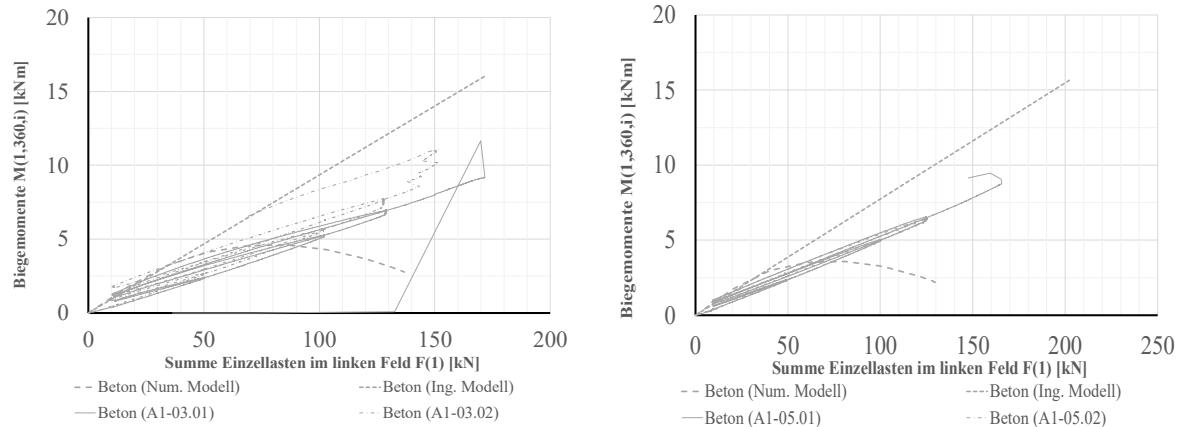


Abbildung 76
Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung im ersten Feld (1) für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-05 bei $x = 3,40$ m

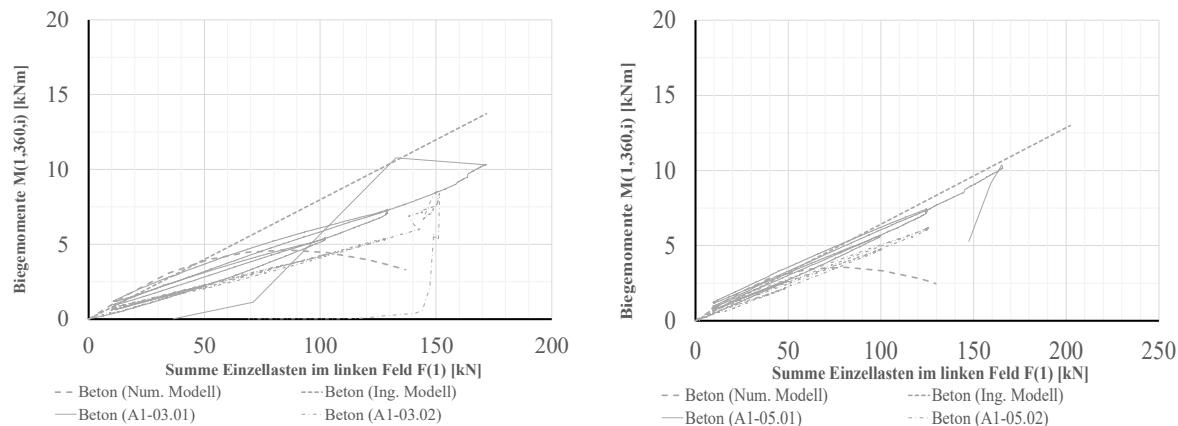


Abbildung 77
Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung im zweiten Feld (2) für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 3,60$ m – rechts: Serie A1-05 bei $x = 3,40$ m

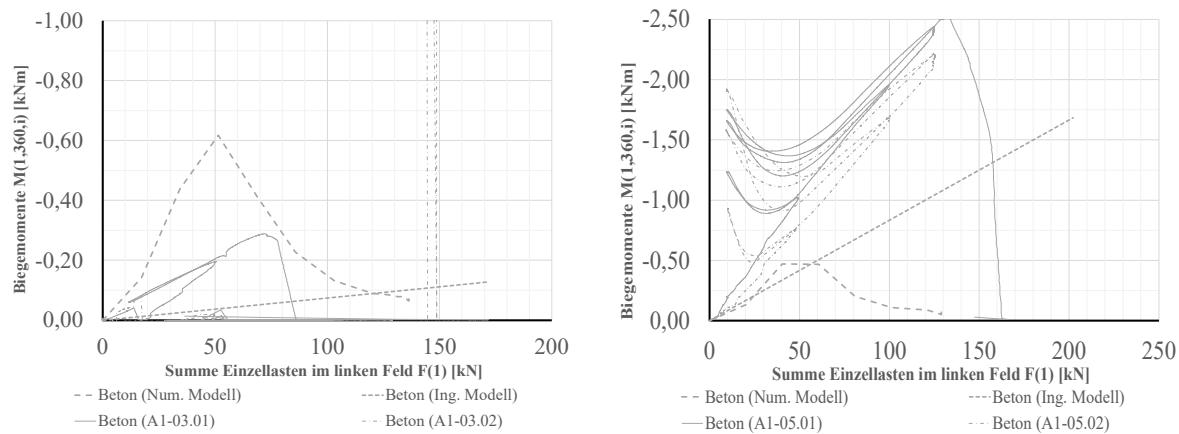


Abbildung 78
Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung am Zwischenauflager für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 – rechts: Serie A1-05

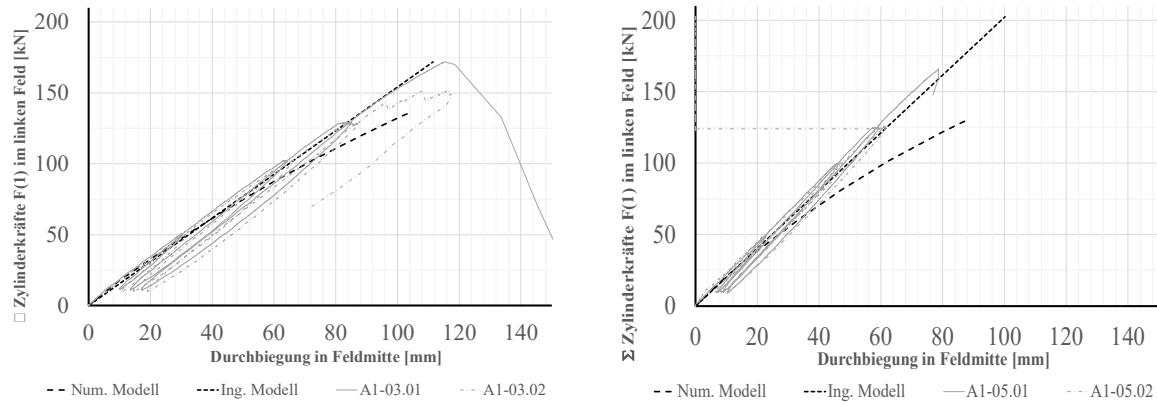


Abbildung 79
Kraft-Verformungs-Beziehung im ersten Feld (1) für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 4,45$ m – rechts: Serie A1-05 bei $x = 4,45$ m

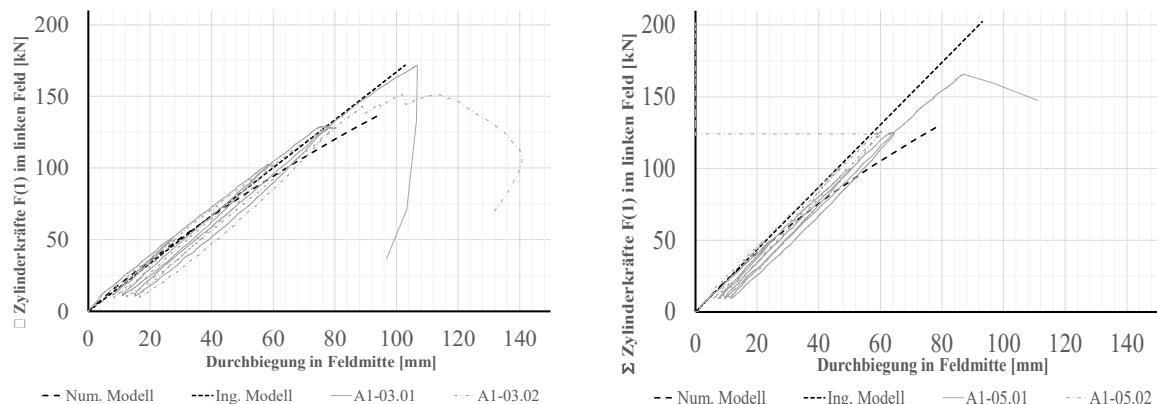


Abbildung 80
Kraft-Verformungs-Beziehung im zweiten Feld (2) für symmetrische Einwirkung (LF 1)
links: Serie A1-03 bei $x = 4,45$ m – rechts: Serie A1-05 bei $x = 4,45$ m

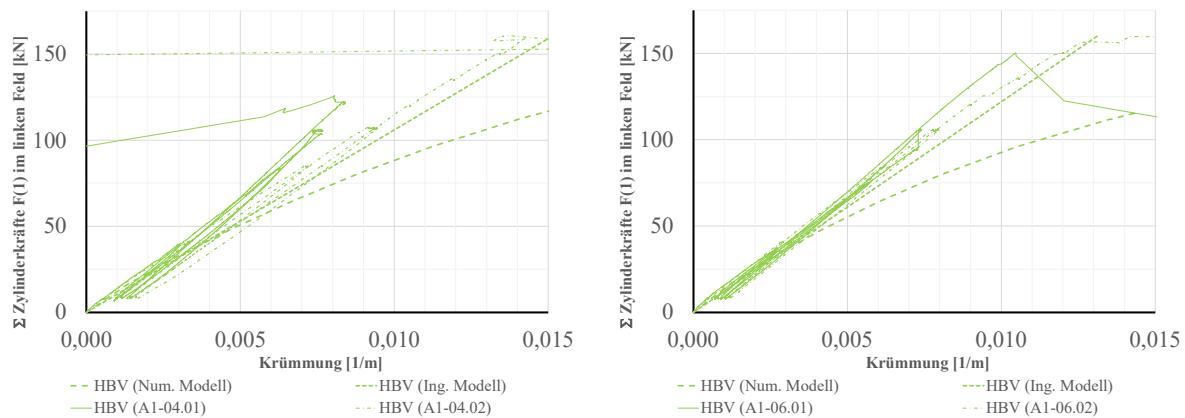


Abbildung 81
Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung im ersten Feld (1) für asymmetrische Einwirkung (LF 2)
links: Serie A1-04 bei $x = 4,10$ m – rechts: Serie A1-06 bei $x = 3,60$ m

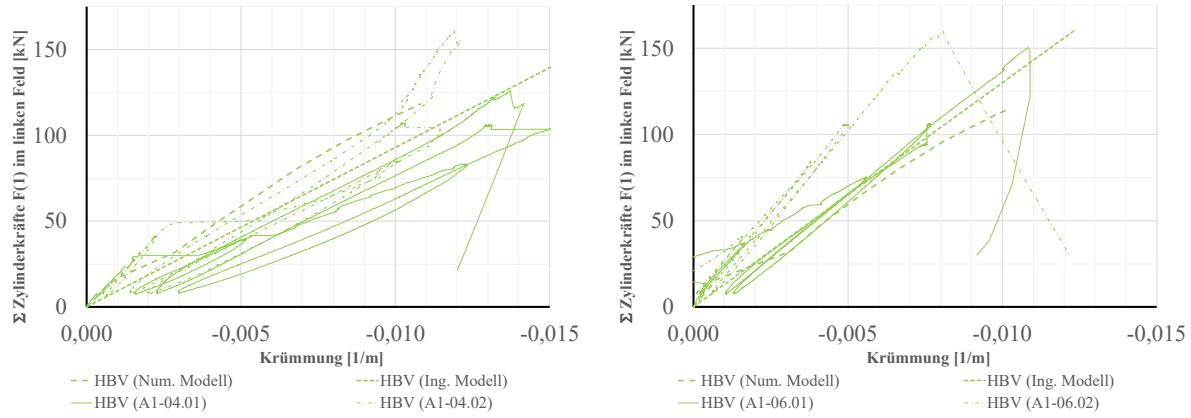


Abbildung 82
Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung im zweiten Feld (2) für asymmetrische Einwirkung (LF 2)
links: Serie A1-04 bei $x = 0,70$ m – rechts: Serie A1-06 bei $x = 0,50$ m

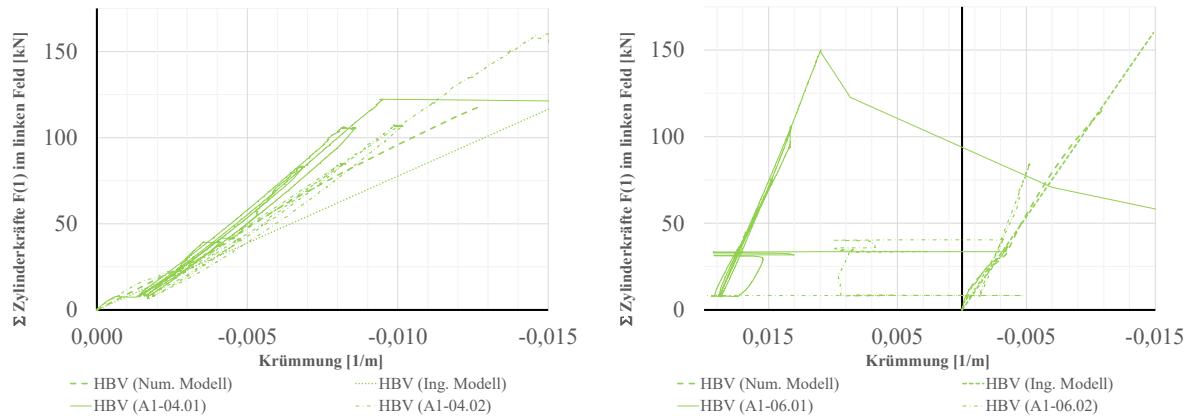


Abbildung 83
Kraft- Krümmungs(HBV)-Beziehung am Zwischenauflager für asymmetrische Einwirkung (LF 2)
links: Serie A1-04 – rechts: Serie A1-06

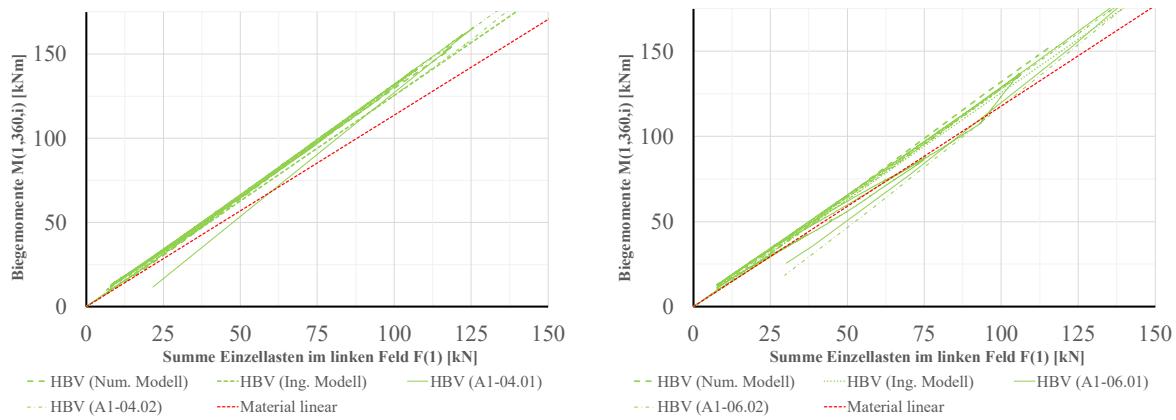


Abbildung 84

Kraft-Momenten(HBV)-Beziehung im ersten Feld (1) für asymmetrische Einwirkung (LF 2)

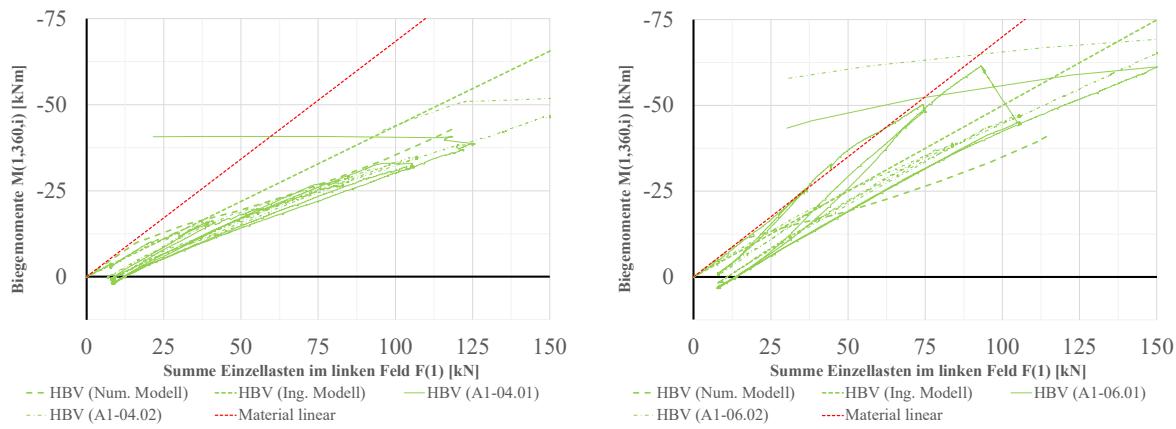
links: Serie A1-04 bei $x = 4,10$ m – rechts: Serie A1-06 bei $x = 3,60$ m

Abbildung 85

Kraft-Krümmungs-Beziehung im zweiten Feld (2) asymmetrische Einwirkung (LF 2)

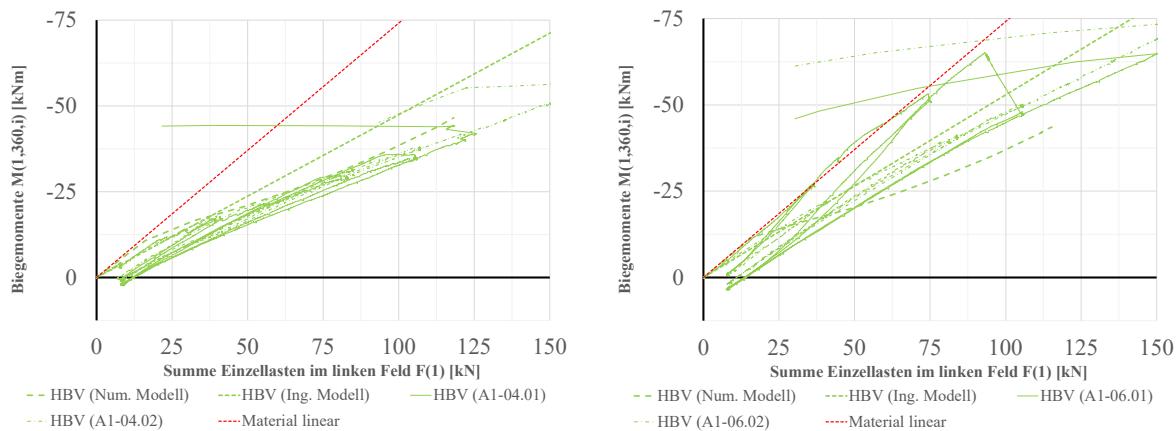
links: Serie A1-04 bei $x = 0,70$ m – rechts: Serie A1-06 bei $x = 0,50$ m

Abbildung 86

Kraft-Krümmungs-Beziehung am Zwischenauflager für asymmetrische Einwirkung (LF 2)

links: Serie A1-04 – rechts: Serie A1-06

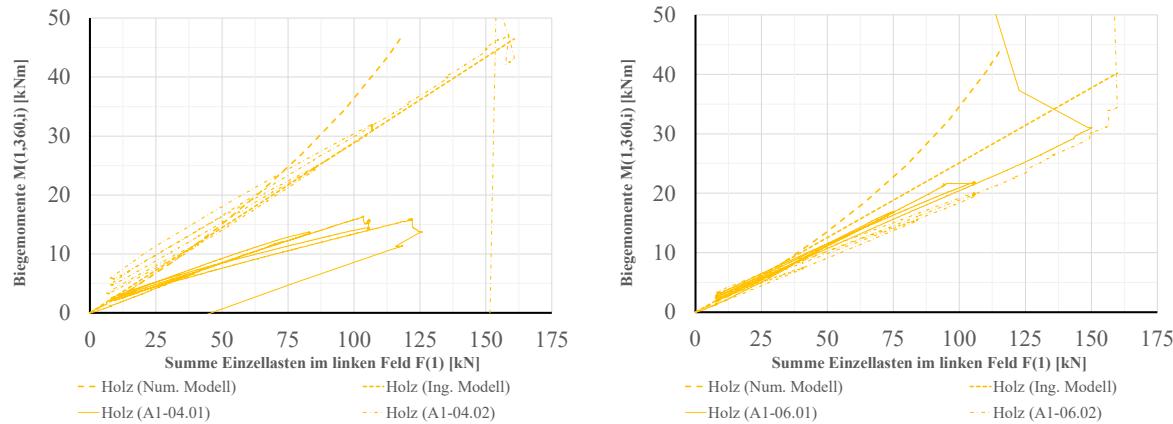


Abbildung 87
Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung im ersten Feld (1) für asymmetrische Einwirkung (LF 2)
links: Serie A1-04 bei $x = 4,10$ m – rechts: Serie A1-06 bei $x = 3,60$ m

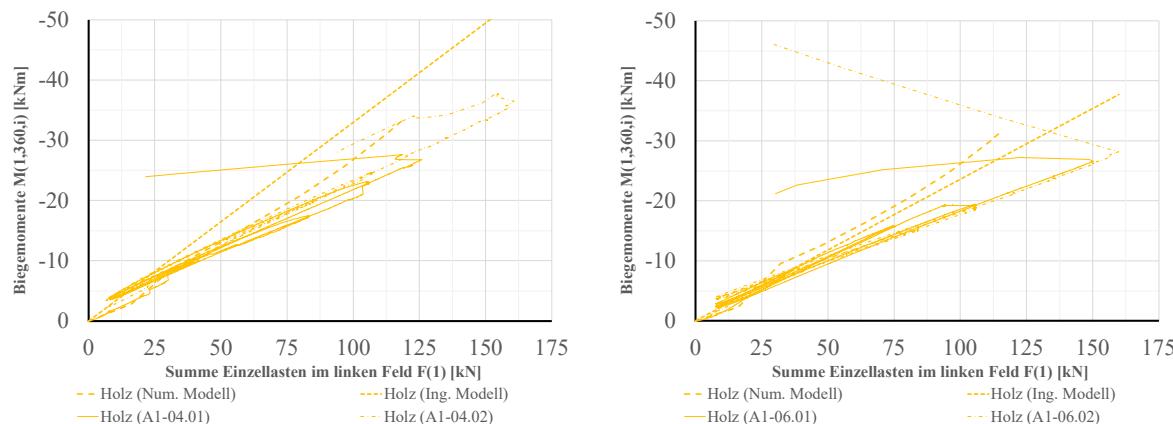


Abbildung 88
Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung im zweiten Feld (2) für asymmetrische Einwirkung (LF 2)
links: Serie A1-04 bei $x = 0,70$ m – rechts: Serie A1-06 bei $x = 0,50$ m

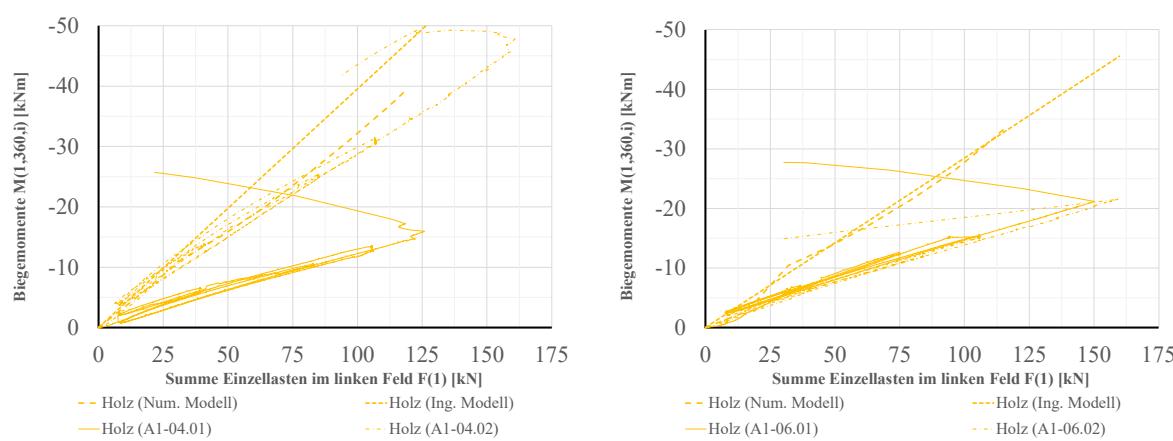


Abbildung 89
 Kraft-Momenten(Holz)-Beziehung am Zwischenauflager für asymmetrische Einwirkung (LF 2)
 links: Serie A1-04 – rechts: Serie A1-06

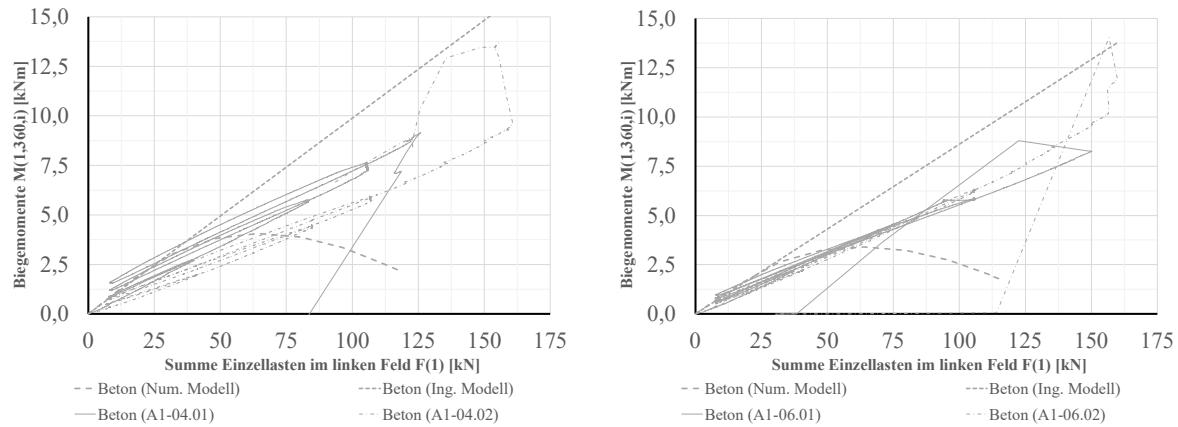


Abbildung 90
 Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung im ersten Feld (1) für asymmetrische Einwirkung (LF 2)
 links: Serie A1-04 bei $x = 4,10 \text{ m}$ – rechts: Serie A1-06 bei $x = 3,60 \text{ m}$

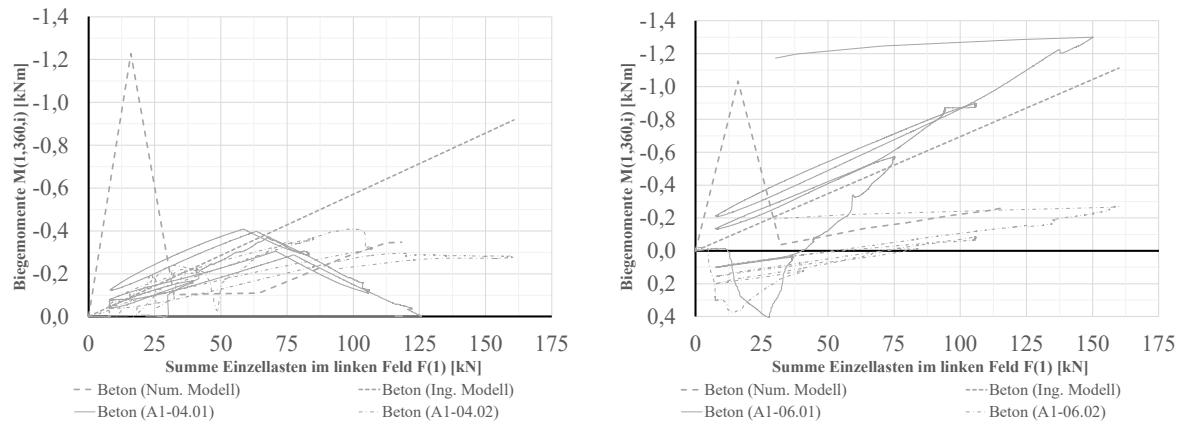


Abbildung 91
 Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung im zweiten Feld (2) für asymmetrische Einwirkung (LF 2)
 links: Serie A1-04 bei $x = 0,70 \text{ m}$ – rechts: Serie A1-06 bei $x = 0,50 \text{ m}$

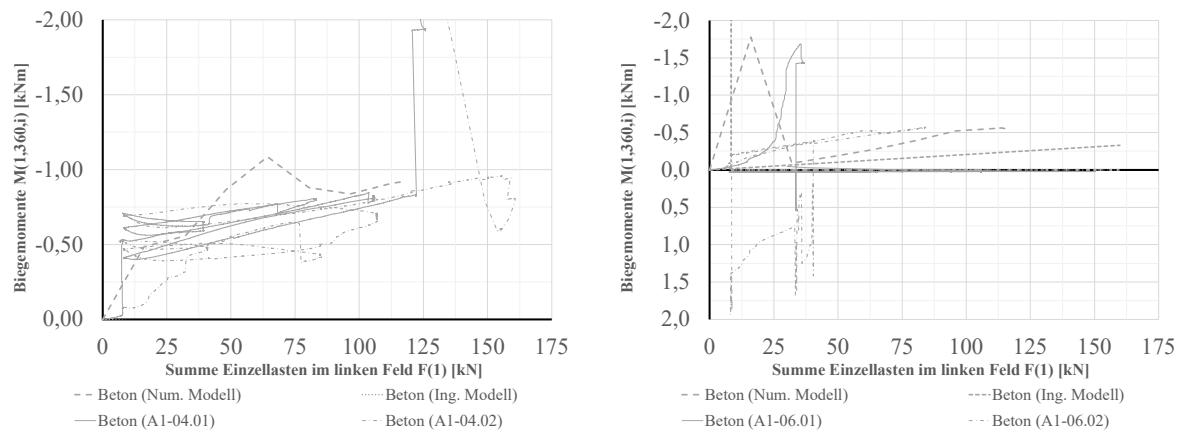


Abbildung 92
Kraft-Momenten(Beton)-Beziehung am Zwischenauflager für asymmetrische Einwirkung (LF 2)
links: Serie A1-04 – rechts: Serie A1-06

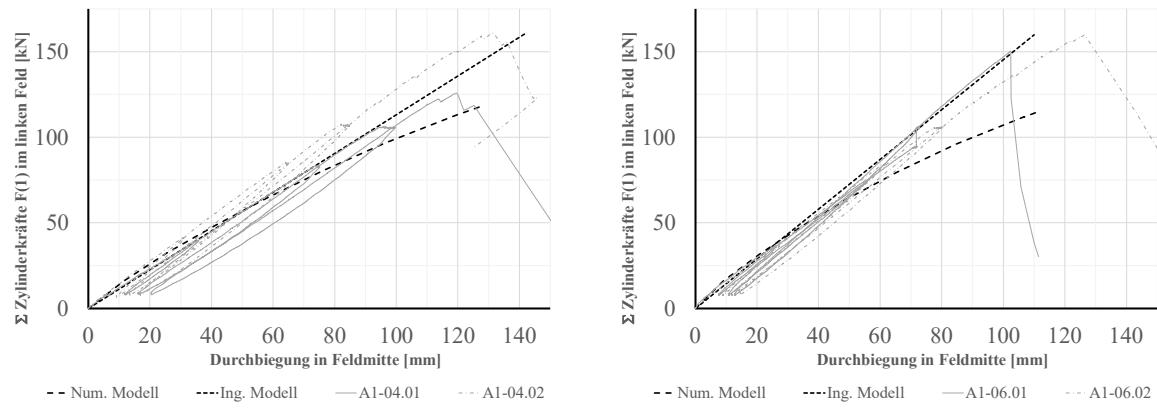


Abbildung 93
Kraft-Verformungs-Beziehung im ersten Feld (1) für asymmetrische Einwirkung (LF 2)
links: Serie A1-04 bei $x = 4,45$ m – rechts: Serie A1-06 bei $x = 4,45$ m

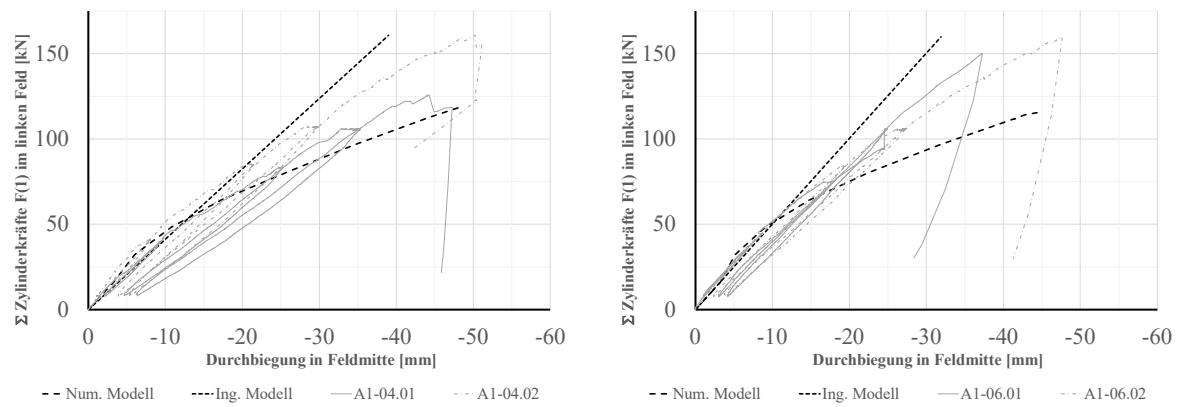
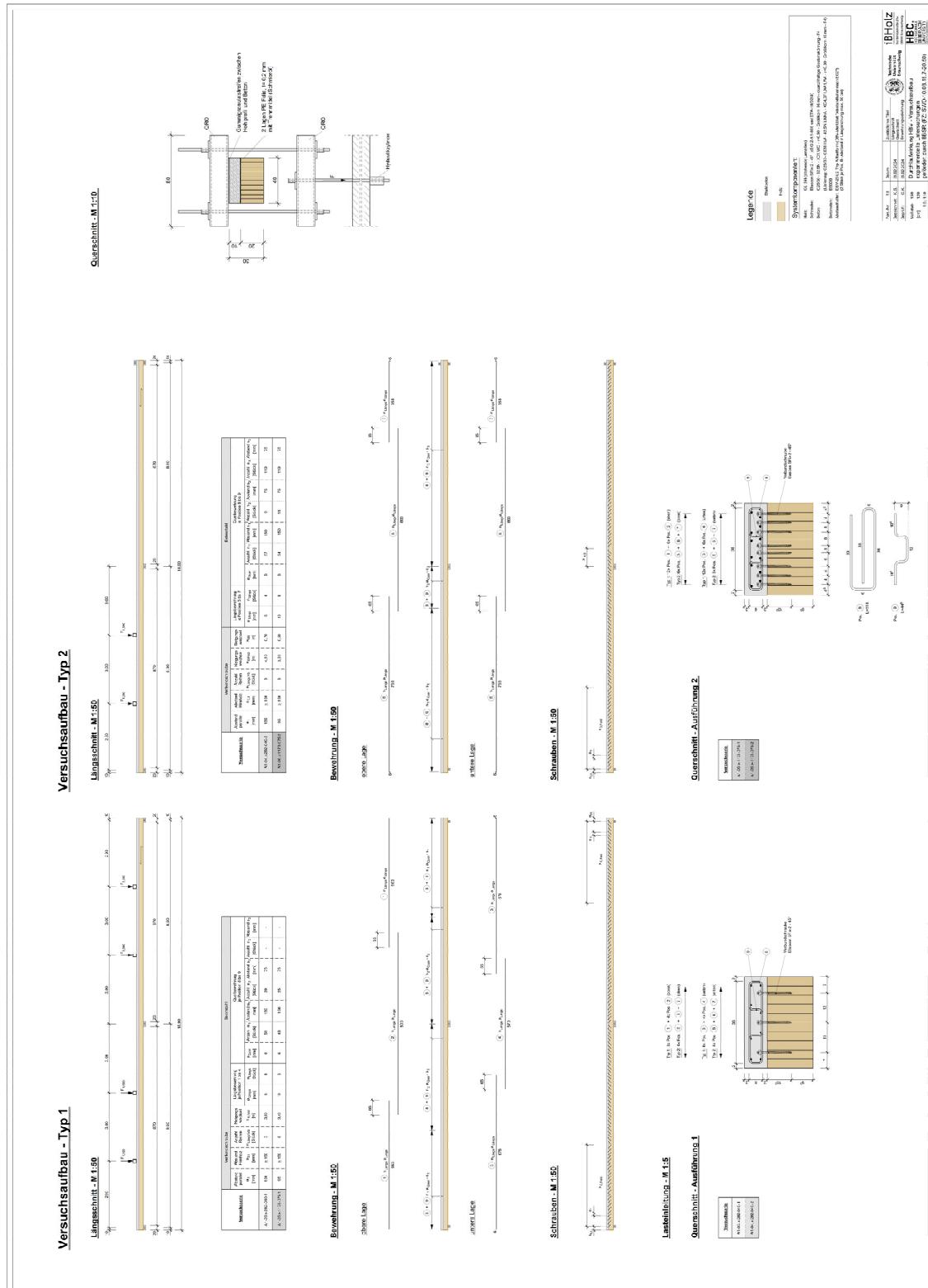


Abbildung 94

Kraft-Verformungs-Beziehung im zweiten Feld (2) für asymmetrische Einwirkung (LF 2)

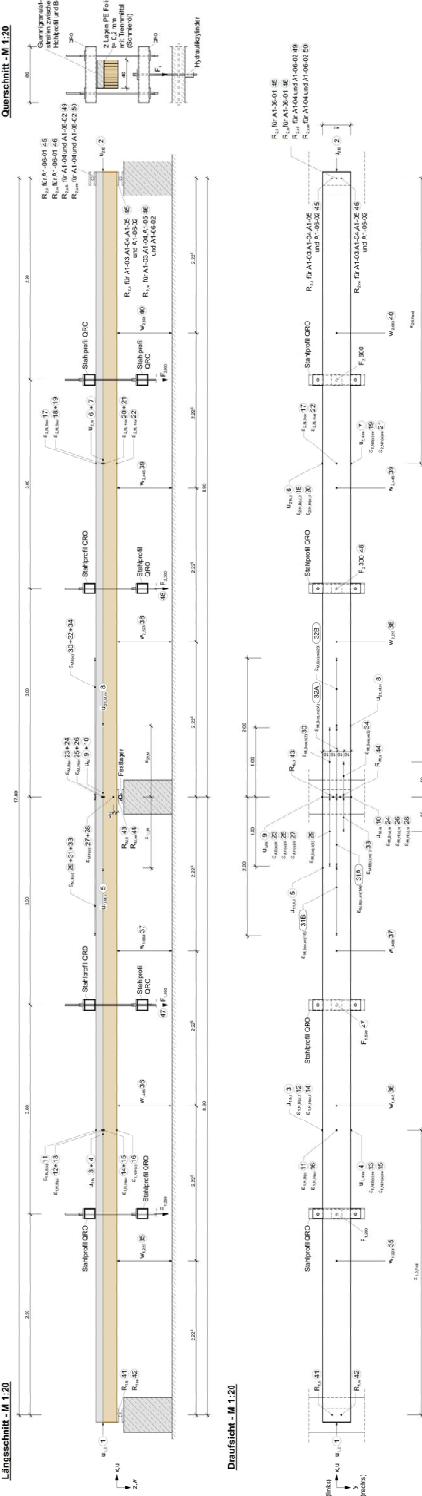
links: Serie A1-04 bei $x = 4,45 \text{ m}$ – rechts: Serie A1-06 bei $x = 4,45 \text{ m}$

A.2.Ausführungsplan - experimentelle Untersuchungen (durchlaufender Holzquerschnitt)



A.3. Messtechnikplan - experimentelle Untersuchungen (durchlaufender Holzquerschnitt)

Messtechnik für Versuchsaufbau Typ 1 und Typ 2



Messsensoren : Wegaufnehmer & Kraftmessdosen

548