

BBSR-
Online-Publikation
78/2024

Biegetragfähige Holz-Beton- Verbundknoten aus Baubuche zur Aussteifung von Hochbauten

von

Tim Höltke
Johannes Manfrecola
Prof. Dr.-Ing. Achim Bleicher



Biegetragfähige Holz-Beton-Verbundknoten aus Baubuche zur Aussteifung von Hochbauten

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: 10.08.18.7-18.04

Projektlaufzeit: 01.2019 bis 12.2021

IMPRESSUM

Herausgeber

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

Fachbetreuer

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR)
Referat WB 3 „Forschung und Innovation im Bauwesen“
Guido Hagel
guido.hagel@bbr.bund.de

Autoren

BTU Cottbus-Senftenberg, Lehrstuhl Hybride Konstruktionen - Massivbau
Prof. Dr.-Ing. Achim Bleicher (Projektleitung)
achim.bleicher@b-tu.de

Tim Höltke, M. Sc.
Johannes Manfrecola, B. Sc.

Redaktion

BTU Cottbus-Senftenberg, Lehrstuhl Hybride Konstruktionen - Massivbau

Stand

November 2023

Gestaltung

BTU Cottbus-Senftenberg, Lehrstuhl Hybride Konstruktionen - Massivbau

Bildnachweis

Titelbild: BTU Cottbus-Senftenberg, Kay-Alexander Michalczak
Alle weiteren Bildnachweise siehe Seite 83

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

Höltke, Tim; Manfrecola, Johannes; Bleicher, Achim, 2024: Biegetragfähige Holz-Beton-Verbundknoten aus Baubuche zur Aussteifung von Hochbauten. BBSR-Online-Publikation 78/2024, Bonn.

Mitwirkende

Autoren

BTU Cottbus-Senftenberg
Lehrstuhl Hybride Konstruktionen - Massivbau
Prof. Dr.-Ing. Achim Bleicher
Tim Höltke, M.Sc.
Johannes Manfrecola, B.Sc.

Projektpartner

Forschungs- und Materialprüfanstalt (FMPA)
BTU Cottbus-Senftenberg
Dipl.-Ing. (FH) Michael Petke
Maik Helmchen
Dipl.-Ing. Frank-Michael Hansmann

Pollmeier Massivholz GmbH & Co. KG
Dr.-Ing. Markus Enders-Comberg

Heim Deponie und Recycling GmbH
Thomas Drechsler

HYBRIDE KONSTRUKTIONEN
MASSIVBAU 

FMPA

Forschungs- und Materialprüfanstalt
der BTU Cottbus - Senftenberg
Forschen · Prüfen · Begutachten · Überwachen · Zertifizieren

 **Pollmeier**



Inhaltsverzeichnis

1	Kurzfassung	7
2	Abstract	8
3	Motivation und Konzept	9
3.1	Stand der Technik	10
3.2	Projektziele	18
4	Entwicklung eines biegetragfähigen Knotens für ein Holz-Beton-Verbundrahmensystem	19
4.1	Aussteifung von Hochbauten durch Rahmentragwerke	19
4.2	Referenzgebäude zur Ableitung von Schnittgrößen und Bauteilabmessungen	20
4.3	Lastabtrag im Diskontinuitätsbereich der Knotenkonstruktion	21
4.4	Entwicklung einer Versuchsserie	22
5	Numerische Untersuchung	26
5.1	Modellbildung und Berechnungsansatz	26
5.2	Materialmodelle	27
5.2.1	Buchenfurnierschichtholz	27
5.2.2	Beton	29
5.2.3	Stahl	31
5.3	Verbindungen	32
5.3.1	Kontakte	32
5.3.2	Kopplungen	32
5.4	Sensitivitätsanalysen	32
6	Herstellung der Versuchskörper und Versuchsvorbereitung	37
6.1	Herstellung der Holzbauteile	37
6.2	Herstellung der Stahleinbauteile und Stahlplatten	38
6.3	Herstellung des Betons	39
6.3.1	Motivation und Stand der Technik RC-Beton	39
6.3.2	Voruntersuchungen RC-Gesteinskörnungen	41
6.3.3	Beton Versuchskörper	45

6.4	Herstellung der Bewehrung	51
6.5	Zusammenbau	51
6.6	Versuchsaufbau	52
6.6.1	Einbau des Versuchskörpers in den Versuchsstand	52
6.6.2	Lastregime	52
6.6.3	Messanordnung	53
7	Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchung	55
7.1	Validierung der numerischen Ergebnisse	55
7.2	Experimentelles Nachbruchverhalten	59
8	Analytische Untersuchungen	63
8.1	Ermittlung der Tragfähigkeit	63
8.1.1	Biegetragfähigkeit des Verbundträgeranschlusses bei negativer Momentenbeanspruchung	63
8.1.2	Biegetragfähigkeit des Verbundträgeranschlusses bei positiver Momentenbeanspruchung	64
8.1.3	Biegetragfähigkeit des Verbundträgeranschlusses bei Überlagerung der positiven und negativen Momentenbeanspruchung	66
8.1.4	Ermittlung der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses	67
8.1.5	Zusammenfassung der Ergebnisse	69
8.2	Ermittlung der Rotationssteifigkeit	70
8.2.1	Verformungskomponenten im Verbundträgeranschluss	71
8.2.2	Verformungskomponente im Stahleinbauteil	73
8.2.3	Verformungskomponente im Stützenanschluss	73
8.2.4	Zusammenfassung der Ergebnisse	73
8.2.5	Empfehlungen zur Ausbildung duktiler Holz-Beton-Verbundknoten	75
9	Zusammenfassung und Ausblick	76
	Literaturverzeichnis	78
	Abbildungsverzeichnis	83
	Tabellenverzeichnis	85

1 Kurzfassung

Das hier bearbeitete Forschungsprojekt leistet einen ersten Beitrag zur Entwicklung von biegetragfähigen Holz-Beton-Verbundknoten in Rahmentragwerken zur Aussteifung von Hochbauten. Rahmentragwerke liefern architektonische Vorteile in der Grundriss- und Fassadengestaltung von Gebäuden durch den Wegfall von aussteifenden Verbänden und Schubwänden und sind damit besonders für eine spätere Umnutzung geeignet. Die Entwicklung der hier betrachteten Rahmenknoten basiert auf dem Lastabtrag mehrfeldriger und mehrgeschossiger ebener Rahmensysteme. Der lokale Lastabtrag in der Knotenkonstruktion konnte im ersten Schritt des Projektes auf Grundlage von Stabwerksmodellen visualisiert und nachgewiesen werden. Es wurde darauf geachtet, die verwendeten Materialien – Holz, Beton und Stahl – werkstoffgerecht einzusetzen, um eine größtmögliche Tragfähigkeit zu erzielen. Rahmentragwerke gelten aufgrund der konzentrierten Lastabtragung in den Knoten als hochbeanspruchte Tragwerke. Daher wurde ein hochfestes Buchenfurnierschichtholz der Firma Pollmeier Furnierschichtholz GmbH verwendet, welches eine etwa 3-mal höhere Biegefestigkeit als konventionelle Nadelhölzer aufweist. Zur Untersuchung der statischen Eigenschaften wie Lastabtragungsmechanismen, Grenztragfähigkeiten und Rotationssteifigkeiten wurde eine Versuchsserie mit insgesamt 6 Versuchskörpern im realitätsnahen Maßstab erarbeitet. Die einzelnen Versuchskörper unterscheiden sich in den geometrischen Abmessungen der Riegelquerschnitte, im Stützenanschluss und der Festigkeit des Verbundpartners Beton. Zur besseren Vergleichbarkeit wurden die Betone in der Forschungs- und Materialprüfanstalt (FMPA) der BTU Cottbus-Senftenberg selbst hergestellt, mit dem Ziel vergleichbare Werkstoffeigenschaften zwischen den einzelnen Versuchskörpern zu erzielen bei denen der Beton nicht der Variationsparameter ist. Im Sinne einer nachhaltigen Kreislaufwirtschaft wurde auch untersucht, ob sich Recyclingbeton für die statischen Anforderungen in der Rahmenkonstruktion eignet. Die einzelnen Versuchskörper wurden zum weiteren Erkenntnisgewinn numerisch mit Hilfe der FE-Software Ansys Workbench untersucht. In den räumlichen Modellen wurden, für möglichst realitätsnahe Simulationen der experimentellen Versuche, die materiellen und kontaktbedingten Nichtlinearitäten berücksichtigt. Die numerischen Ergebnisse wurden anschließend anhand der experimentellen Ergebnisse validiert. Die Herstellung der Versuchskörper und die experimentelle Versuchsdurchführung erfolgte in der FMPA. Auf Basis der numerischen und experimentellen Erkenntnisse konnten anschließend maßgebende Versagensstellen identifiziert und ein analytisches Konzept zur Bestimmung der Tragfähigkeit erarbeitet werden. Auch wurden signifikante Verformungskomponenten benannt und zu einem analytischen Gesamtfedermodell der Knotenkonstruktion nach Vorbild der Komponentenmethode aus dem Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau zusammengeführt. Durch ein erstes Gesamtfedermodell kann aus den Verformungen der Komponenten die Rotationssteifigkeit berechnet werden. Das analytische Gesamtfedermodell wurden abschließend mit den experimentellen Ergebnissen validiert. Den Abschluss des Forschungsprojektes bilden Empfehlungen zur Ausbildung duktiler Rahmenknoten im Holz-Beton-Verbundbau auf Grundlage der experimentellen, numerischen und analytischen Ergebnisse.

2 Abstract

The current research project focuses on the development of moment-resistant timber-concrete-composite joints in multi-story frames for high-rise buildings. Frames provide architectural advantages in the floor plan and façade design of building by omitting bracing systems and shear walls. Thus, they are particularly suitable for conversion in the sense of sustainability. The design of the frame joints considered in this study is based on the load transfer of multi-story and multi-span plane frame systems. The local load transfer in the joint structure could be visualized and verified in the first step of the project on the base of strut-and-tie models. Care was taken to ensure that the materials used - timber, concrete and steel - were appropriate to the properties of the materials in order to achieve the greatest possible load-bearing capacity. Frame structures are highly stressed structures due to the concentrated load transfer in the joints. For this reason, a high-strength laminated beech veneer lumber from Pollmeier Furnierschichtholz GmbH was used, which has a bending strength about 3 times higher than conventional coniferous woods. In order to investigate the static properties such as load transfer mechanisms, ultimate loads and rotational stiffnesses, a test series with a total of 6 test specimens was developed on a realistic scale. The individual test specimens differ in the geometric dimensions of the partial cross sections, in the column connection and the strength of concrete. For better comparability, the concrete was produced in the Research and Materials Testing Institute (FMPA) of the BTU Cottbus-Senftenberg itself, with the aim of obtaining similar material properties for the individual test specimens. In the sense of a sustainable circular economy, it was also investigated whether recycled concrete is suitable for the structural requirements in the frame construction. The individual test specimens were investigated numerically using the FE software Ansys Workbench to gain further knowledge. In the numerical three-dimensional models, the material and contact nonlinearities were considered in the simulations. The numerical results are validated subsequently with the experimental results. The production of the test specimens and the experimental test procedure were carried out at the FMPA. Based on the numerical and experimental knowledge, decisive failure points could then be identified and an analytical concept for the determination of the load-bearing capacity could be developed. Significant deformation components were also identified and combined to form an analytical total spring model of the joint structure, modeled on the component method used in steel and steel-concrete composite construction. Through the total spring model, the rotational stiffness can be calculated from the deformations of the components. The analytical total spring model was finally validated with the experimental results. The research project concludes with recommendations for the design of ductile frame joints in timber-concrete composite construction based on the experimental, numerical and analytical results.

3 Motivation und Konzept

Die globale Klimaerwärmung ist eines der größten Probleme unserer Zeit. Die Auswirkungen können jedoch beispielsweise durch die Reduktion von Treibhausgasemissionen (zumeist ausgedrückt durch CO₂-Äquivalente) minimiert werden [1]. Im Rahmen von internationalen Klimaabkommen verpflichtet sich die Bundesrepublik Deutschland aktuell dazu bis zum Jahr 2045 die Klimaneutralität zu erreichen [2]. Die klimapolitischen Ziele sollen dabei nachhaltig erfüllt werden und sind in der Nachhaltigkeitsstrategie des Bundes verankert [3]. Neben den ökologischen Aspekten werden in der Nachhaltigkeitsstrategie auch ökonomische und soziokulturelle Aspekte berücksichtigt. Die sogenannten Säulen der Nachhaltigkeit (Ökologie, Ökonomie und Soziokulturelles) werden dabei gleichberechtigt einbezogen. Der Gebäudebereich war in Deutschland im Jahr 2014 für etwa 362 Millionen Tonnen CO₂-Äquivalente verantwortlich, was einen Anteil von 40 % der nationalen Treibhausgasemissionen ausmacht [4]. Es müssen daher vor allem auch im Bauwesen große Anstrengungen unternommen werden, um die geforderten politischen Ziele zu erreichen. Das Bundesministerium des Innern, für Bau und Heimat entwickelte auf Basis der Nachhaltigkeitsstrategie des Bundes das Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen (BNB) [5] und erweiterte die drei Säulen der Nachhaltigkeit um bauspezifische Aspekte wie die Technische Qualität, Prozessqualität und Standortmerkmale. Der erweiterte Einsatz des nachwachsenden Werkstoffes Holz bietet im Vergleich zu konventionellen Bauweisen wie dem Stahl- und Betonbau, eine effektive Möglichkeit zur Minimierung der Treibhausgasemissionen im Bauwesen und hilft bei der Erreichung der ökologischen Ziele entsprechend des BNB. Auch bietet der moderne Holzbau Vorteile in der Prozessqualität, so können, durch ein hohes Maß an Vorfertigung und industrieller, robotergestützter Fertigung geringe Bauzeiten realisiert werden und Bauwerke auf der Baustelle lärm- und staubemissionsarm errichtet werden. Ökonomische Aspekte, soziokulturelle Aspekte und Standortmerkmale müssen individuell und bauwerksabhängig bestimmt werden, eine allgemeingültige Aussage kann nicht getroffen werden. Nachteile des Holzbaus sind dagegen in der technischen Qualität zu finden. Holz ist brennbar und daher nach aktuellen Bauordnungen in fast allen Bundesländern nicht für den Hochhausbau zugelassen. Hochhäuser aus Holz sind zumeist Leuchtturmprojekte, die beispielsweise durch experimentelle Untersuchungen oder entsprechende Gebäudetechnik eine Zustimmung im Einzelfall erfordern. Auch bietet Holz infolge seines geringen Eigengewichtes im Vergleich zu mineralischen Werkstoffen einen geringeren Schallschutz. Ein Verbundtragwerk aus Holz und dem mineralischen, nicht brennbaren Werkstoff Beton als Hybridkonstruktion, bietet eine effiziente Bauweise. Hybridkonstruktionen aus Stahl und Beton eignen sich insbesondere bei hochbeanspruchten Tragwerken, da ihre werkstoffspezifischen Eigenschaften sich optimal ergänzen. Unter Berücksichtigung von neuen Hochleistungswerkstoffen wie dem Buchenfurnierschichtholz [6] der Firma Pollmeier Furnierschichtholz GmbH sind diese hochbeanspruchten Tragwerke nun auch aus Holz und Beton möglich. Hierunter zählen beispielsweise Rahmentragwerke zur Aussteifung von Hochbauten. Rahmentragwerke liefern infolge ihrer wenigen vertikalen Tragglieder architektonische Vorteile in der Grundrissgestaltung, sowie ein hohes Umnutzungspotenzial und sind somit für eine lange Lebensdauer im Sinne der Nachhaltigkeit prädestiniert.

3.1 Stand der Technik

Der Holz-Beton-Verbundbau kam während der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts, infolge der nationalen Materialknappheit, vermehrt zum Einsatz [7], [8], [9]. Aktuell bzw. 100 Jahre später führen die positiven ökologischen Eigenschaften vom Holz-Beton-Verbundbau im Vergleich zum konventionellen Stahl- und Betonbau zum erhöhten Einsatz und neuem Forschungsbedarf [10], [11]. Holz gilt als Kohlenstoffsänke. Es nimmt während seines Wachstums CO₂ aus der Luft auf und kommt über seinen Lebenszyklus auf eine negative CO₂-Bilanz von rund -500 kg-CO₂-Äquivalent je Tonne, wohingegen Beton rund 400 kg-CO₂-Äquivalent und Stahl rund 700 kg-CO₂-Äquivalent je Tonne über ihren Lebenszyklus emittieren (Datengrundlage ÖKOBAUDAT [12]). Im Vergleich zum reinen Holzbau können die technischen Eigenschaften (bspw. Schallschutz und Brandschutz) im Holz-Beton-Verbundbau verbessert werden. Die Leistungsfähigkeit von Verbundtragwerken hängt neben den Eigenschaften der Verbundpartner vor allem von der Verbundsteifigkeit ab, die durch die verwendeten Verbindungsmittel definiert wird. Zur Übertragung der Schubkräfte zwischen Holz und Beton gibt es verschiedene Arten von Verbindungsmitteln.

Die mechanischen Verbindungsmittel, wie zum Beispiel Schrauben [13] oder liegend montierte Balkenschuhe, haben eine relativ geringe Schubsteifigkeit und lassen nur einen elastischen bzw. nachgiebigen Verbund zu. Ein starrer Verbund kann durch eine geklebte Verbindung realisiert werden, die aktuell die größte Leistungsfähigkeit aufweist. Die Verklebung kann dabei direkt durch die Kontaktflächen der Verbundpartner oder unter Zuhilfenahme von Streckmetallen [14] erfolgen. Geklebte Verbindungen sind aber, entsprechend ihrer Zulassung, nur in bestimmten Nutzungsklassen und durch einen Nachweis einer begrenzten auftretenden Temperatur in der Klebefuge im Brandfall anwendbar. Auch können die Verbundpartner infolge der Verklebung bei einem Abriss nicht mehr sortenrein in den Verwertungs- und Recyclingkreislauf zurückgeführt werden. Der moderne Holz-Beton-Verbundbau greift daher häufig auf die formschlüssigen Verbindungen, wie Kerfen zurück. Formschlüssige Verbindungen weisen eine höhere Schubsteifigkeit als mechanische Verbindungsmittel auf, erreichen aber infolge der punktuellen Lastübertragung auch nur einen nachgiebigen Verbund [15]. Durch die dennoch relativ hohe Schubsteifigkeit kommen die formschlüssigen Verbindungen neben dem Hochbau auch im Brückenbau zum Einsatz [16]. Der Formschluss wird bei diesen Verbindungen durch die im Holz eingebrachten Fehlfächen, den sogenannten Kerfen, erreicht, in denen eine möglicherweise notwendige Bewehrung eingelegt wird und die anschließend durch die Betonage des Verbundpartners miteinander schubsteif verbunden werden. Beispiele hierfür sind der LifeCycle Tower One in Dornbirn, Österreich [17] oder das Holzhochhaus (HoHo) in Wien, Österreich [18]. Diese und weitere ausgeführte Beispiele für den Hochhausbau in Holz- und Holz-Beton-Verbundbauweise sind in Tabelle 1 zusammengefasst und in Abbildung 2 dargestellt.

Die realisierten Projekte im Hochhausbau in Holz- und Holz-Beton-Verbundbauweise zeigen, dass zur Aussteifung gegen horizontale Lasten häufig Schubwände, Kerne oder Fachwerke verwendet werden. Die Stützen, als vertikale Tragglieder, werden fast ausschließlich gelenkig an Decken und Unterzüge angeschlossen und dienen nur dem Abtrag der vertikalen Lasten. Zur Vermeidung von hohen Querdruckbeanspruchungen (Rollschubbeanspruchung bei Brettsperrholzdecken) werden häufig anspruchsvolle Stahlbauteile angefertigt, die die Normalkräfte von der obenliegenden zur darunterliegenden Stütze weiterleiten ohne diese Beanspruchung in das Deckensystem einzuleiten [19], [20], [21].

Eine alternative Aussteifungsvariante sind Rahmentragwerke [22], [23]. Rahmentragwerke zur Aussteifung von Hochbauten sind im Holz- und Holz-Beton-Verbundbau noch nicht verbreitet, sehr wohl aber im Stahl-, Beton- und Stahl-Beton-Verbundbau, wobei mit Rahmenkonstruktionen im Stahlbau Höhen bis zu 140 m und im Stahl-Beton-Verbundbau Höhen bis zu 260 m realisierbar sind [24]. Rahmentragwerke beanspruchen die Stützen neben der Normalkraft auch durch Querkraft und Biegung, da sich die Stützen in einem Rahmentragwerk am vertikalen als auch am horizontalen Lastabtrag beteiligen. Dies kann durch die Ausbildung biegetragfähiger Knoten an den Rahmenecken realisiert werden. Gründe für die bisher wenigen Ausführungen im Holz- und Holz-

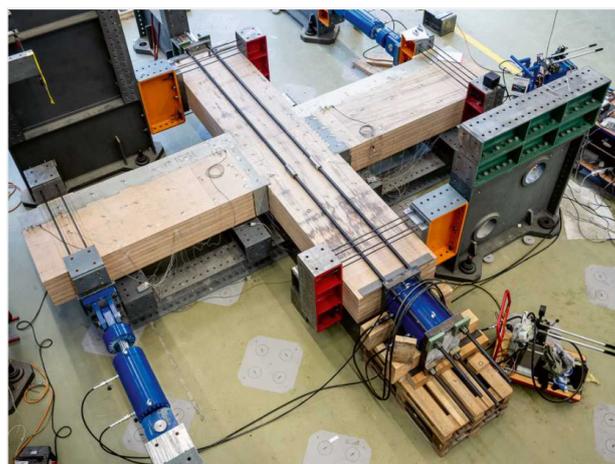
Beton-Verbundbau sind zum einen noch nicht entwickelte leistungsfähige Knotenkonstruktionen und zum anderen die zusätzlichen Biegebeanspruchungen, die zu größeren Stützenquerschnitten führen. Eine effizientere Aussteifung bei großen Bauwerkshöhen leistet die Kombination von Rahmentragwerk und Kern [24].

Eine Möglichkeit zur Ausbildung biegetragfähiger Rahmenknoten sieht eine Vorspannung in den Rahmenriegeln vor [25]. Ein weiterer biegetragfähiger Rahmenknoten wird derzeit für den Einsatz des in der Planung befindlichen Projekts „PI“ in der Schweiz erforscht. Hierbei soll ein 84 Meter hohes Gebäude in Holz-Beton-Verbundbauweise durch ein „Tube-in-Tube“ System ausgesteift werden (siehe Abbildung 2 d). Der Kern bzw. innere „Tube“ besteht dabei aus 4 orthogonal ausgerichteten Mehrfeldrahmen. Die Entwicklung des Rahmenknotens erfolgt an der ETH Zürich [26]. Da sich das Projekt derzeit noch in der Planung befindet, sind zum aktuellen Stand noch keine Publikationen verfügbar. Abbildung 1 zeigt den Versuchsaufbau des entwickelten Knotens.

Im Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau gibt es verschiedene Rahmenknotenkonstruktionen die typisiert und katalogisiert sind. Bis zur Einführung der DIN EN 1993-1-8 [27] wurden die Einflüsse des Verformungsverhaltens von Anschlüssen auf die Schnittgrößen in der Regel nicht berücksichtigt [28]. Jeder Anschluss hat eine Momenten-Rotations-Charakteristik, welche durch drei Kenngrößen beschrieben werden kann, die Momententragfähigkeit, die Rotationssteifigkeit sowie die Rotationskapazität.

Eine Verformung des Tragwerks und/oder einzelner Bauteile kann, je nach Ausführung, zu Rotationen am Anschluss führen. Deswegen werden Rahmenknoten unter anderem entsprechend ihrer Tragfähigkeit in die Kategorien volltragfähig, teiltragfähig und gelenkig unterteilt (siehe Abbildung 3) [29]. Volltragfähige Anschlüsse zeichnen sich dadurch aus, dass die Momententragfähigkeit des Knotens größer ist als die Tragfähigkeit der angeschlossenen Bauteile. Ein Anschluss gilt als gelenkig, wenn das aufnehmbare Moment des Anschlusses nur 25% der Momententragfähigkeit des anschließenden Bauteils beträgt. Liegt die Tragfähigkeit des Anschlusses zwischen den beiden Grenzwerten, wird dieser Anschluss als teiltragfähig bezeichnet. Teiltragfähige Knoten wurden in dem Wissen im Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau eingeführt, dass die in der Praxis idealisiert gelenkigen Anschlüsse Momententragreserven von 15 bis 50 % der plastischen Tragfähigkeit des anschließenden Bauteils haben [29].

Abbildung 1: Experimentelle Untersuchungen des, an der ETH Zürich, entwickelten Rahmenknotens [30]



Abdruckgenehmigung:

Abbildung 1: Abdruckgenehmigung erteilt von Karin Köchle (ETH Zürich) und Daniel Winkler (Daniel Winkler Fotografie), 24.10.2023, © Daniel Winkler, entnommen aus [30], Bildtitel in Originalquelle "Eine meterlange, kreuzförmige Beton-Holz-Konstruktion im Belastungstest"

Tabelle 1: Ausgeführte Projekte im Hochhausbau in Holz- und Holz-Beton-Verbundbauweise

	Life Cycle Tower One	Skaido	Brock Commons Tallwood House	Projekt PI	Holzhochhaus (HoHo)	Mjøstårnet
	Dornbirn, Österreich	Heilbronn, Deutschland	Vancouver, Kanada	Zug, Schweiz	Wien, Österreich	Brumunddal, Norwegen
Bild siehe Abbildung 2	a)	b)	c)	d)	e)	f)
Höhe	27 m	34 m	53 m	80 m	84 m	85,4 m
Fertigstellung	2011	2019	2017	geplant 2024	2019	2018
Deckenkonstruktion	HBV-Decke aus Betonplatte und Unterzug aus Holzträger; Verbindungsmittel Kerfen	Brettsperrholzplatte	Brettsperrholzplatte	HBV-Decke aus Beton- und Furnierschichtholzplatte aus Buche; Verbindungsmittel Kerfen	HBV-Decke aus Betonplatte und Brettsperrholzplatte; Verbindungsmittel Kerfen	Holzrippendecke
Aussteifung	Kern aus Stahlbeton	Kern aus Stahlbeton	Kern aus Stahlbeton	Mehrfeldrige Rahmen	Schubwände aus Stahlbeton	Holzfachwerk
Architektur	Hermann Kaufmann Architekten, Schwarzach	Kaden + Lager GmbH, Berlin	Acton Ostry Architects, Vancouver mit Hermann Kaufmann Architekten, Schwarzach	Duplex Architekten, Zürich	Rüdiger Lainer + Partner, Wien	Voll Arkitekter, Trondheim
Tragwerksplanung	Merz Kley Partner, Dornbirn	bauart Konstruktions GmbH & Co. KG, Lauterbach/Berlin	Fast+EEP, Vancouver	WaltGalmarini AG, Zürich	RWT Plus ZT GmbH, Wien	sweco, Leeds
Quellen	[17]	[31]	[32]	[26]	[33], [34]	[35]

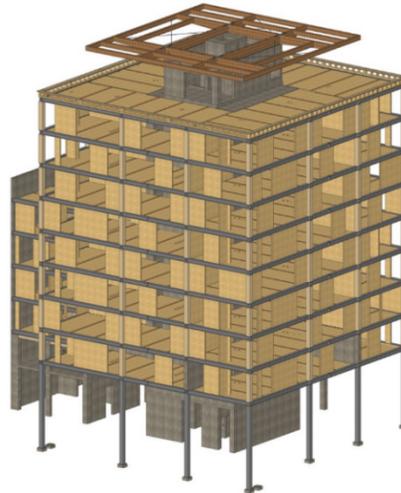
Abbildung 2: Darstellungen ausgeführter Projekte im Hochhausbau in Holz- und Holz-Beton-Verbundbauweise: a) LifeCycle Tower One [17], b) Skaido [31], c) Brock Common Tallwood House [37], d) Projekt PI [26] e) Holzhochhaus (HoHo) [34], f) Mjøstårnet [35]

a)



© Thomas Knapp

b)



© Ingenieurbüro von Fragstein GmbH

c)



© Acton Ostry Architects | The University of B.C.

d)



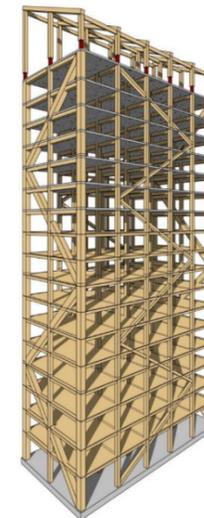
© Implenia Schweiz AG

e)



© RLP Rüdiger Lainer Partner | RWT PLUS ZT GmbH

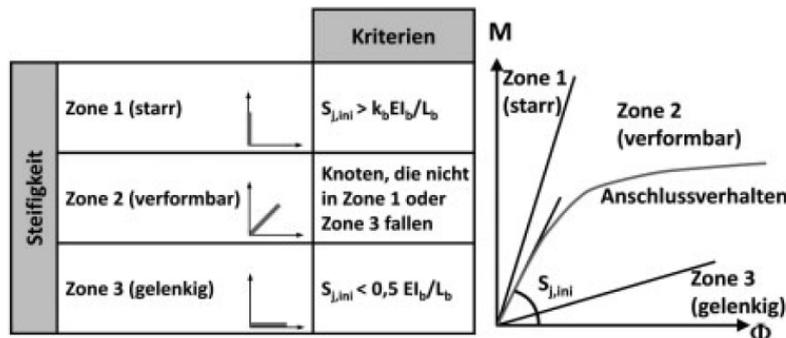
f)



© Moelven Limtre AS

Eine weitere Klassifizierung eines Anschlusses erfolgt nach seiner Steifigkeit. Ist ein Anschluss ausreichend verdrehsteif, d.h. es treten relativ geringe Anschlussverdrehungen ϕ_j (siehe Abbildung 3) auf, wird der Anschluss als starr bezeichnet. Ist die Einspannwirkung nur gering, können große Verdrehungen resultieren und der Anschluss gilt als gelenkig. Anschlüsse im Zwischenbereich sind verformbar und die Anschlusssteifigkeiten wirken sich auf die Schnittkraftverteilung im Tragwerk aus.

Abbildung 3: Klassifizierung von Knoten/Anschlüssen nach der Steifigkeit [29]



Ein Vorteil der biegetragfähigen oder teiltragfähigen Knoten gegenüber starren Knoten liegt im Verzicht auf Steifen und einem geringeren Herstellungsaufwand als bei verdrehsteifen Knoten, wobei sie i.d.R. kaum kostenintensiver sind als gelenkige Knoten [29]. Zudem können, durch die Berücksichtigung des aufnehmbaren Stützmomentes durch den Anschluss, auch wirtschaftlichere Riegel- und Stützenprofile gewählt werden [38]. Durch die geringere Biegetragfähigkeit des Anschlusses gegenüber dem angeschlossenen Träger ist aber die Rotationssteifigkeit und Verdrehbarkeit des Anschlusses für die globale Schnittkraftermittlung eines Tragwerks zu berücksichtigen. Die wirtschaftliche Auslegung eines Tragwerks hängt damit entscheidend von der Ausbildung der Anschlüsse ab. Eine möglichst realistische Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens der Anschlüsse ist daher notwendig. Zur Berechnung der Tragfähigkeit und Rotationssteifigkeit wurde auf

Abdruckgenehmigungen:

- Abbildung 2a: Abdruckgenehmigung erteilt von Claire Stockley (Herrmann Kaufmann + Partner ZT GmbH), 10.10.2023, © Thomas Knapp, entnommen aus [17], Bildtitel in Originalquelle „Bauphasen“
- Abbildung 2b: Abdruckgenehmigung erteilt von Wenzel von Fragstein (Ingenieurbüro von Fragstein GmbH), 06.10.2023, © Ingenieurbüro von Fragstein GmbH, entnommen aus [31], Bildtitel in Originalquelle nicht vorhanden
- Abbildung 2c: Abdruckgenehmigung erteilt von Claire Stockley (Herrmann Kaufmann + Partner ZT GmbH), 10.10.2023, © Acton Ostry Architects | The University of British Columbia, entnommen aus [37], Bildtitel in Originalquelle „Brock Common Tallwood House, Vancouver, credit naturally:wood“
- Abbildung 2d: Abdruckgenehmigung erteilt von Eva Heimrich (Implenia Schweiz AG), 01.10.2023, © Implenia Schweiz AG, entnommen aus [26], Bildtitel in Originalquelle „Lineares, sichtbar bleibendes Holzrahmentragwerk stabilisiert das Hochhaus und schafft Freiräume für eine flexible Layoutgestaltung“
- Abbildung 2e: Abdruckgenehmigung erteilt von Simone Seranias (RLP Rüdiger Lainer + Partner), 09.11.2023, © RLP Rüdiger Lainer + Partner, entnommen aus [34], Bildtitel in Originalquelle „Primärstruktur mit Beton Kern und angedockter Holzkonstruktion“
- Abbildung 2f: Abdruckgenehmigung erteilt von Rune Abrahamsen (Moelven Limitre AS), 06.10.2023, © Moelven Limitre AS, entnommen aus [35], Bildtitel in Originalquelle „Structural System“
- Abbildung 3: Abdruckgenehmigung erteilt durch Lizens ID 1414960-1 (Copyright Clearance Center, Inc.), 09.11.2023, © Ulrike Kuhlmann und Lars Rölle, entnommen aus [29], Bildtitel in Originalquelle „Klassifizierung nach der Steifigkeit (DIN EN 1993-1-8)“

Grundlage verschiedenster Forschungsarbeiten [39], [40], [41] die Komponentenmethode eingeführt. Bei der Komponentenmethode werden die einzelnen statisch wirksamen Lastabtragungskomponenten identifiziert und als Zug-, Druck- oder Schubkomponenten beschrieben. Die Grenztragfähigkeit des gesamten Anschlusses ergibt sich dabei aus der kleinsten Komponententragfähigkeit. Nach der Bestimmung der Grenztragfähigkeiten erfolgt die Bestimmung der Rotationssteifigkeit. Hierfür werden die Steifigkeiten der identifizierten statisch wirksamen Komponenten berechnet. Eine häufige Annahme, die dabei im Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau getroffen wird, ist die Vernachlässigung der Komponenten, die auf Druck beansprucht werden, da diese eine sehr hohe Steifigkeit aufweisen und damit einen vernachlässigbaren Einfluss haben. Davon ausgenommen sind stabilitätsgefährdete bzw. nicht ausgesteifte Komponenten. Die DIN EN 1993-1-8 stellt einen Katalog der elastischen Einzelkomponentensteifigkeiten k_i für Stahlbauanschlüsse zur Verfügung, wie bspw.:

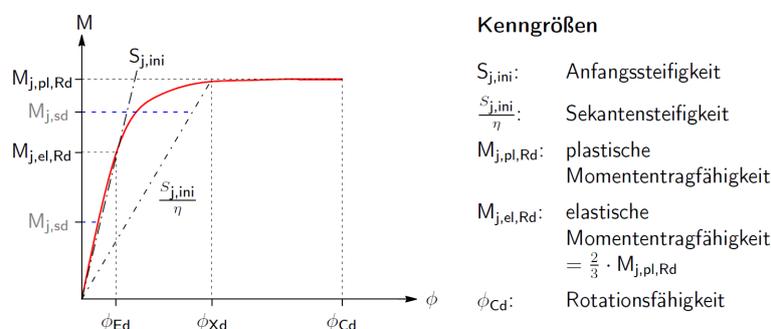
- Stützensteg mit Schubbeanspruchung
- Stützensteg mit Querdruckbeanspruchung
- Stützenflansche und Stirnplatten auf Biegung
- Schrauben mit Zugbeanspruchung

Für den Stahl-Beton-Verbundbau können Komponentensteifigkeiten der DIN EN 1994-1-1 [42] entnommen werden, wie bspw.:

- Bewehrung auf Zug
- Komponenten (der DIN EN 1993-1-8) mit aussteifenden Betonquerschnittsteilen
- Nachgiebigkeit von Verdübelungen

Die einzelnen Komponentensteifigkeiten werden anschließend unter Berücksichtigung des entsprechenden inneren Hebelarms zu einem Gesamtfedermodell zusammengefasst, mit dem sich die Rotationssteifigkeit S_j des Knotens beschreiben lässt. In Abhängigkeit des einwirkenden Anschlussmomentes zur Grenztragfähigkeit des Knotens kann bestimmt werden, ob die Rotationssteifigkeit durch den elastischen Bereich mit der Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ beschrieben werden kann, oder ob die Belastung bereits an die plastische Grenztragfähigkeit des Anschlusses grenzt und die Rotationssteifigkeit mit Hilfe einer reduzierten Sekantensteifigkeit beschrieben werden muss (siehe Abbildung 4). Eine Auslegung des Knotens mit einem plastischen Versagen und damit auch mit einer reduzierten Rotationssteifigkeit ist im Sinne der Robustheit eines Tragwerks wünschenswert. Durch die plastischen Verformungen ist eine hohe Rotationsfähigkeit

Abbildung 4: Momenten-Rotations-Kurve nach DIN EN 1993-1-8 [29]



Abdruckgenehmigung:

Abbildung 4: Abdruckgenehmigung erteilt durch Lizens ID 1414949-1 (Copyright Clearance Center, Inc.), 09.11.2023, © Ulrike Kuhlmann und Lars Rölle, entnommen aus [29], Bildtitel in Originalquelle "Momenten-Rotations-Kurve nach DIN EN 1993-1-8"

möglich, die dazu führt, dass im Falle außergewöhnlicher Belastungssituationen Schnittkraftumlagerungen im Tragwerk erfolgen können und sich ein Versagen ankündigt. Sofern eine spröde Komponente maßgebend wird ist eine Schnittkraftumlagerung nicht möglich und die Bemessung des Anschlusses darf lediglich elastisch erfolgen. Spröde Komponenten zeichnen sich dadurch aus, dass diese bis zum Erreichen ihrer Traglast nur geringe Verformungen zulassen und ein Bruch kurz nach Erreichen der Traglast auftritt. Duktile Baumaterialien, wie bspw. Stahl, sind in der Lage kurzzeitig auftretende außergewöhnliche Einwirkungen durch große plastische Verformungen zu widerstehen. Holz ist Aufgrund seiner quasi-spröden Eigenschaften dazu nicht in der Lage. Der Verbund von Beton und Holz in einem Querschnitt kompensiert das quasi-spröde Verhalten von Holz, so dass die erforderliche Verformung und die Ankündigung des Versagens über den Riegel-Verbundquerschnitt möglich ist. Die erforderliche Verformung und ein mögliches Ankündigen des Versagens eines Holzstützenanschlusses erfolgt durch die Konstruktion und Bemessung des Holzanschlusses. Es muss sichergestellt sein, dass die Tragfähigkeit des spröden Elements, also des Holzes, größer ist als die des duktilen Elements, dem Verbindungsmittel. Bei der Untersuchung des Verformungsverhaltens der Verbindungsmittel spielt dies somit eine entscheidende Rolle.

Johansen [43] entwickelte für den Holzbau eine Theorie zur Ausbildung von plastischen Gelenken für stiftförmige Verbindungsmittel. Diese besagt, dass es zu zwei Versagensmechanismen kommen kann. Die Lochleibung des Holzes und, in Abhängigkeit der Schnittigkeit der Verbindung, die Bildung von einem oder mehreren Fließgelenken innerhalb der Verbindungsmittel. Infolge der Bildung von Fließgelenken kann das duktile Verhalten der Verbindung gesteigert werden und der Anschluss unter Verformungszunahme weiterhin sein Beanspruchungsniveau beibehalten. Ein duktiler Verhalten der Verbindungsmittel durch Aktivierung des plastischen Verhaltens ist somit bereits in der Tragfähigkeitsberechnung nach DIN EN 1995-1-1 [44] berücksichtigt und es werden Ansätze für die Steifigkeiten gegeben. Einflüsse auf die Verformungen eines Anschlusses wurden jedoch bisher vernachlässigt, wodurch sich reale Verformungen deutlich von rechnerischen Ergebnissen unterscheiden.

Brühl [45] untersuchte Holzbauanschlüsse hinsichtlich ihrer Robustheit unter Momentenbelastung. Er betrachtete dazu biegebelastete Anschlüsse aus Druck- und Zugkomponenten. Die Querkzugspannungen konnten vernachlässigt werden, da Vollgewindeschrauben als Verstärkungsmaßnahme eingeschraubt wurden. So konnte ein sprödes Versagen infolge der geringen Querkzugfestigkeit des Holzes ausgeschlossen werden.

Es wurden Komponentenversuche in Form von Zugversuchen an Stabdübelverbindungen durchgeführt, um den Einfluss der Verbindungsmittel zu überprüfen, deren Last-Verschiebungskennlinien zu erhalten und die Duktilität zu bestimmen. Vier-Punkt-Biegeversuche an momententragfähigen Holz-Holz-Stößen mit Stahllaschen sollten Aufschluss über die Rotationskapazität der Verbindungsmittel liefern. Für die Druckkomponente wurden Vier-Punkt-Biegeversuche an Holz-Stahl-Verbindungen durchgeführt.

Die Zugversuche mit 7 mm und 12 mm Stabdübel zeigten alle ein duktiler Verhalten mit plastischem Plateau bzw. mit weiterer Laststeigerung trotz abnehmender Steifigkeit, nach Erreichen der maximalen elastischen Verformung. Größere Durchmesser (16 mm) neigten eher zu sprödem Versagen. Die Verläufe der Last-Verformungskurven stellten sich als unabhängig von der Stabdübelanordnung heraus. Die Last-Verformungskurven konnten dann in trilineare Kurven überführt werden. Sie bestehen aus der Anfangssteifigkeit mit dem Kurvenpunkt von $\frac{2}{3}$ der Verbindungsmitteltragfähigkeit, einem auf $\frac{1}{3}$ der Anfangssteifigkeit reduzierten Ast, bis zur Tragfähigkeit der Verbindungsmittel (ab hier Steifigkeit = 0).

Vier-Punkt-Biegeversuche an Holz-Holz-Stößen mit Stahllaschen zeigten großes Rotationsvermögen und plastisches Verhalten, wobei längliche Anordnungen der Stabdübel, im Vergleich zu gedrungenen Anordnungen, ein abfallendes plastisches Niveau aufwiesen. Die in Zugversuchen eher zu sprödem Versagen neigenden größeren 16 mm Stabdübel zeigten in den Biegeversuchen eine gute Rotationskapazität. Für die Druckkomponente wurden Vier-Punkt-Biegeversuche an Holz-Stahl-Verbindungen durchgeführt. Da das

aufgebrachte Moment durch den inneren Hebelarm der Druck- und Zugkomponente dividiert werden muss, kommt der Kenntnis um die Druckzonenhöhe und deren Spannungsverteilung eine bedeutende Rolle zu. Deshalb wurden mit den gewonnenen Momenten-Rotationsbeziehungen drei Annahmen für die Druckzone überprüft. Zwei getroffene Annahmen waren, dass als unterer Grenzwert für den Hebelarm die Druckzone sich rechteckförmig ausbildet oder als oberer Grenzwert dreiecksförmig. Aus dem Anschlussverhalten konnten daraus die Druckzonensteifigkeiten unter Verwendung der DIN 26891 [46] berechnet werden. Zum Vergleich wurde die Annahme getroffen, dass die Druckzonensteifigkeit unendlich groß sei. Es zeigte sich, dass bei einer rechteckigen Spannungsverteilung die Anfangssteifigkeit und die Tragfähigkeit unterschätzt wird. Wohingegen die dreiecksförmige Spannungsverteilung eine gute Näherung der Anfangssteifigkeit lieferte. Es jedoch zu einem geringen abfallenden Ast des plastischen Bereiches kam. Ein Vergleich mit der Annahme, dass die Druckzonensteifigkeit unendlich groß ist, zeigte eine hohe Genauigkeit der Anfangssteifigkeit sowie ein ähnliches plastisches Verhalten bei Annahme der rechteckigen Spannungsverteilung.

Aus den gewonnenen Erkenntnissen wurde ein vereinfachtes Modell, auf Grundlage der Komponentenmethode, abgeleitet, welches das plastische Verhalten eines Anschlusses abbildet und in Stabwerksprogrammen implementiert werden kann. Die zusammengesetzten Modelle aus Druck- und Zugkomponenten zeigten bei den Momenten-Rotationsbeziehungen eine gute Übereinstimmung zu den gemessenen Versuchskurven. Die starr angenommene Druckzone unterschätzte die Tragfähigkeit der Verbindungen nur geringfügig. Dies ließ darauf schließen, dass die Drucksteifigkeit vernachlässigt werden können.

Aufbauend auf den Erkenntnissen von Brühl führte Gauß, im Forschungsprojekt „Optimierung und Systematisierung von Anschlüssen im Holzbau zur Verbreitung der ressourcenschonenden Bauweise“ [47], unter anderem Versuchsreihen aus Komponenten- und Bauteilversuchen zur Ermittlung der Tragfähigkeiten und Steifigkeiten der Komponenten an einem Holzstützenanschluss durch. Aus den Ergebnissen wurde ein Komponentenmodell für einen Holzstützenanschluss entwickelt. Das Projekt umfasste außerdem eine zusammenfassende Katalogisierung möglicher Grundkomponenten von Holzbauanschlüssen, zu ihnen gehören bspw.:

- Holz auf Zug (parallel, rechtwinklig und unter einem Winkel zur Faser)
- Holz auf Druck (parallel, rechtwinklig und unter einem Winkel zur Faser)
- Stiftförmige Verbindungsmittel (auf Abscheren und unter axialer Belastung)
- Blockscherversagen

Zur Bestimmung der Last-Verformungskennlinien der Einzelkomponenten Zug parallel sowie senkrecht zur Faserrichtung und Rotation der Verbindungsmittelgruppe wurden Komponentenversuche durchgeführt. Das Gesamttragverhalten des Stützenanschlusses wurde an Trägern mittels Vier-Punkt-Biegeversuchen untersucht. Diese wurden anschließend in ein Gesamtmodell des Anschlusses zusammengeführt und ausgewertet.

Die Komponentenversuche ergaben, dass mit querzugverstärkten Verbindungsmitteln im Vergleich zur Bemessung nach DIN EN 1995-1-1 höhere Traglasten und somit Anschlussverformungen erreicht werden können. Der Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit und Anzahl der Verbindungsmittel stellte sich als nahezu linear heraus. Der Vergleich der Anfangssteifigkeit der Stabdübelverbindungen der Komponentenversuche mit denen der DIN EN 1995-1-1 ergab, dass die Norm die Anfangssteifigkeit um ca. 40% überschätzt. Bolzenverbindungen ergaben geringfügig höhere Steifigkeiten als Stabdübelverbindungen. Die Wiederbelastungssteifigkeiten waren durchschnittlich dreimal so hoch wie die Anfangssteifigkeit, es wurde vermutet, dass dies auf ein Plastizieren des Holzes zurückgeführt werden kann. Der Zusammenhang zwischen Verbindungsmittelsteifigkeit und Anzahl der Verbindungsmittel stellte sich ebenfalls als nahezu linear heraus.

Bei verstärkten Verbindungen konnten Gruppeneffekte im Traglastbereich festgestellt werden. Mit zunehmender Anzahl an Verbindungsmitteln konnte eine geringere Lastumlagerung stattfinden, wodurch eine deutliche Abnahme der maximalen Verformung und Traglasten im plastischen Bereich sichtbar wurde.

Die gemessenen Last-Verformungskurven aus den Komponentenversuchen wurden in Federkennlinien überführt. Diese können mit unterschiedlichen Feinheitsgraden, bspw. zur Implementierung in Stabwerksprogrammen (multilineare Last-Verformungskurven) oder für einfache analytische Berechnungen (mit 3 Punkten), diskretisiert werden.

Die Untersuchungen der Vier-Punkt-Biegeversuche an großformatigen verstärkten Bauteilen zeigten ein duktileres Verhalten mit plastischen Verdrehungen. Die überwiegenden Versagensmechanismen waren Querschnittsrisse in der Zug- und, deutlich ausgeprägter, in der Druckzone. Die Bauteile, die statt einem Druckkontakt mit Schlitzblechen im Druckbereich ausgeführt wurden, erzielten geringere Steifigkeiten und Tragfähigkeiten. Dies ist der geringeren Federsteifigkeit der Verbindungsmittelgruppe geschuldet.

3.2 Projektziele

Ziel des Forschungsprojektes war es, im Bewusstsein der nutzungstechnischen Vorteile von Rahmensystemen zur Aussteifung von Hochbauten, der optimalen Werkstoffwahl im Sinne der Nachhaltigkeit, neuen Hochleistungswerkstoffen im Holzbau und den Erkenntnissen zur Ausbildung von Rahmenknoten aus dem Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau ein Holz-Beton-Verbundrahmensystem mit biegetragfähigen Knoten zur Aussteifung von Hochbauten zu entwickeln. Die statischen Eigenschaften des Rahmenknotens wie die Tragfähigkeit und Rotationssteifigkeit sollen anhand analytischer Modelle anwenderfreundlich definierbar sein und somit zur Etablierung biegetragfähiger Holz-Beton-Verbundrahmensystem in der Praxis beitragen.

Zur Erreichung dieser Projektziele wurden folgende Arbeitspakete bearbeitet:

- Entwicklung eines biegetragfähigen Knotens für ein Holz-Beton-Verbundrahmensystem zur Aussteifung von Hochbauten unter Berücksichtigung einer hohen Vorfertigung und einfachen Montage auf der Baustelle. Die werkstoffgerechte Knotenausbildung und Bemessung erfolgte auf Grundlage von Stabwerkmodellen. Mit parallel durchgeführten ersten numerischen Untersuchungen und einem Tastversuch wurden relevante Knotenparameter für eine Großversuchsserie identifiziert und ein experimentelles Untersuchungskonzept abgeleitet (siehe Kapitel 4)
- Realitätsnahe numerische Untersuchung der entwickelten Rahmenknoten der Großversuchsserie auf Basis des experimentellen Untersuchungskonzeptes unter Berücksichtigung von material- und kontaktbedingten Nichtlinearitäten im dreidimensionalen Raum (siehe Kapitel 5)
- Detaillierung des experimentellen Untersuchungskonzeptes inkl. Messkonzept sowie Durchführung einer Großversuchsserie im realitätsnahen Maßstab zur Ermittlung der Tragfähigkeit und Rotationssteifigkeit (siehe Kapitel 6)
- Validierung der numerischen Ergebnisse anhand der experimentellen Ergebnisse mit einer Fehlerbetrachtung zu auftretenden Abweichungen. Bestimmung des Primärversagens und Beschreibung des Nachbruchverhaltens der einzelnen Versuchskörper (siehe Kapitel 7)
- Entwicklung eines ersten Ansatzes zur Bestimmung der Tragfähigkeit und Rotationssteifigkeit nach Vorbild des Komponentenmodells aus dem Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen (siehe Kapitel 8)

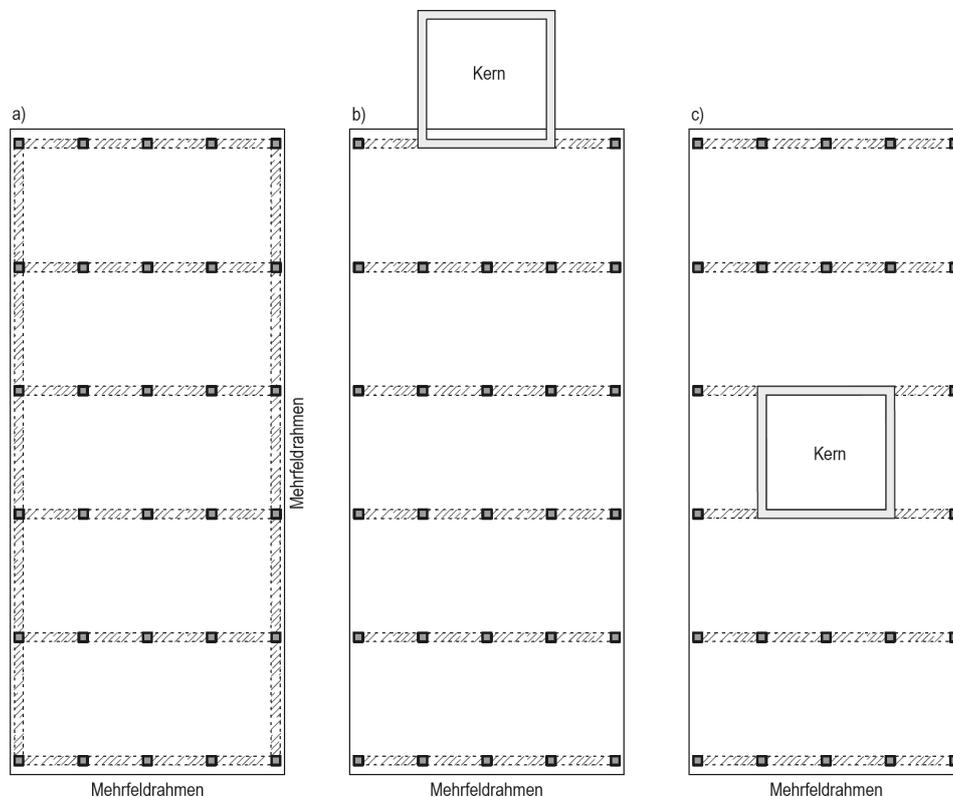
4 Entwicklung eines biegetragfähigen Knotens für ein Holz-Beton-Verbundrahmensystem

Dieses Kapitel beschreibt die Entwicklung eines biegetragfähigen Knotens für ein Holz-Beton-Verbundrahmensystem. Zunächst werden das Tragverhalten von Rahmentragwerken sowie die Vorteile bei der Verwendung von Rahmen zur Aussteifung von Hochbauten auch in Kombination mit einem Kern beschrieben. Anhand eines Beispielsgebäudes wurden maßgebende Schnittkräfte, Bauteilabmessungen und erforderliche Werkstoffeigenschaften definiert. Auf Grundlage der auftretenden Schnittkräfte konnte mit Hilfe von Stabwerkmodellen der Lastabtrag im Diskontinuitätsbereich der Knotenkonstruktion nachgewiesen und visualisiert werden. Bei der Entwicklung der Knotenkonstruktion wurde auf einen werkstoffgerechten Einsatz sowie ein effizientes Montagekonzept geachtet. Abschließend wurde für den entwickelten HBV-Knoten eine experimentelle Versuchsserie erarbeitet, die in Kapitel 6 weiter detailliert wird.

4.1 Aussteifung von Hochbauten durch Rahmentragwerke

Die Aussteifung eines Gebäudes durch Rahmensysteme erfolgt durch normalkraft-, querkraft- und biegetragfähige Knoten an denen die Rahmenstützen und -riegel kraftschlüssig angeschlossen sind. Die Rahmenknoten sind entsprechend der auftretenden Schnittkräfte der angeschlossenen Stützen und Riegel sowie unter Berücksichtigung einer möglichen Nachgiebigkeit des Rahmenknotens zu dimensionieren.

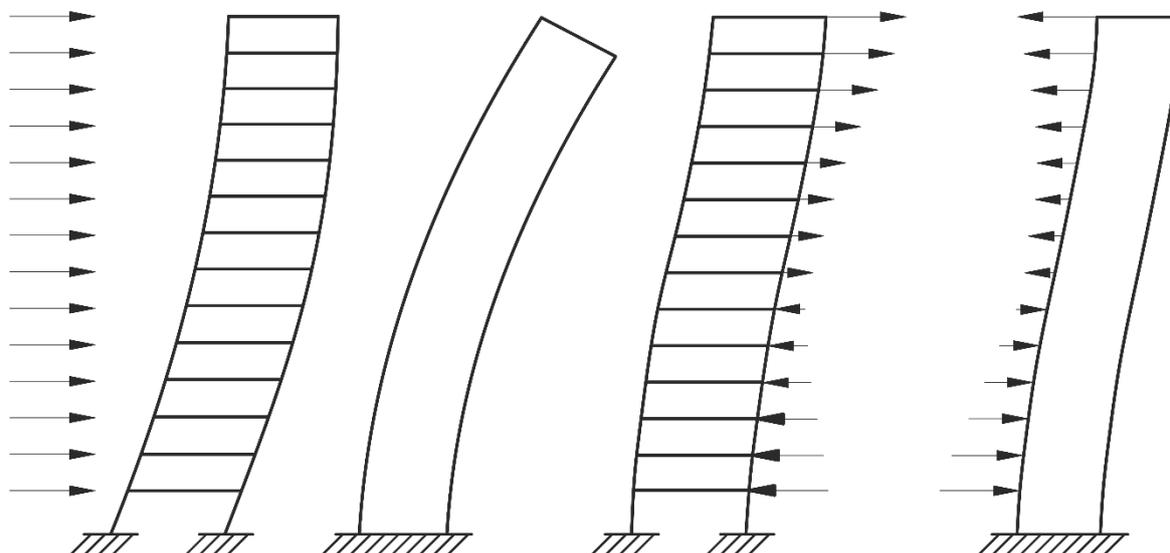
Abbildung 5: Grundriss bei Aussteifung durch a) Rahmen, b) Rahmen + exzentrischen Kern, c) Rahmen + zentrischen Kern



Rahmentragwerke können zur Aussteifung von Gebäuden allein oder in Kombination mit einem Kern genutzt werden, womit größere Gebäudehöhen erreicht werden können (siehe Abbildung 5). Die Kopplung des

unterschiedlichen Verformungsverhaltens von Kern und Rahmen führt zur einer höheren Steifigkeit und geringeren Verformung (siehe Abbildung 6).

Abbildung 6: Interaktion Rahmen und Kern bei horizontaler Belastung



4.2 Referenzgebäude zur Ableitung von Schnittgrößen und Bauteilabmessungen

Die Grundlage der Entwicklung des HBV-Knotens bilden Untersuchungen im Rahmen zweier Masterarbeiten [48], [49], in denen die auftretenden Schnittkräfte eines Gebäudes, ausgesteift durch Mehrfeldrahmen, mit einer Grundrissfläche von 41 x 25 m und einer Höhe von 78 m bei 20 Geschossen bestimmt wurden. Die Kubatur des Gebäudes ist an die Abmessungen des im Forschungsprojekt „LifeCycle Tower - Energieeffizientes Holzhochhaus bis 20 Geschosse in Systembauweise“ [50] untersuchten Gebäudes angelehnt. Als vertikale Lasten wurden die Eigenlasten der Konstruktion, Ausbaulasten und Verkehrslasten in einem Bürogebäude berücksichtigt. Die horizontalen Windlasten wurden höhenabhängig bestimmt. Die Rahmenknoten wurden in erster Näherung biegesteif modelliert. Die Spannweite des mehrfeldrigen Rahmens beträgt 8,10 m, der Abstand der Rahmen untereinander beträgt 6,75 m. Der Holz-Beton-Verbundriegel wurde mit Hilfe eines Stabwerks in einem FE-Modell berücksichtigt. Die maßgebenden Schnittkräfte sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2: Schnittgrößen auf maßgebende Bauteile aus den Voruntersuchungen

		Holz-Beton-Verbundträger		Holzinnenstütze
		Holzträger	Betonplatte	
Normalkraft	[kN]	101,3	113,5	13.064
Querkraft	[kN]	138,9	203,5	249,1
Moment	[kNm]	337,1	134,1	380,0

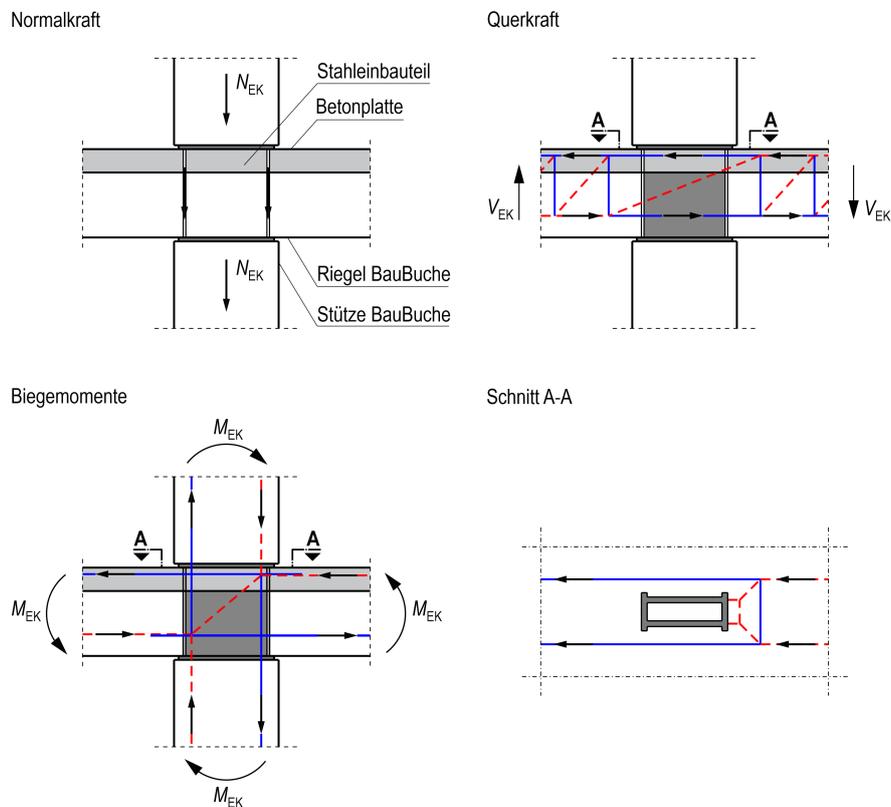
Aus der Bemessung ergaben sich die folgenden maximalen Querschnittsabmessungen und Festigkeiten:

- Holzinnenstütze 80 x 45 cm GL70h
- Holzträger für Verbundriegel 50 x 45 cm GL70h
- Betonplatte für Verbundriegel 147,5 x 18 cm C50/60

4.3 Lastabtrag im Diskontinuitätsbereich der Knotenkonstruktion

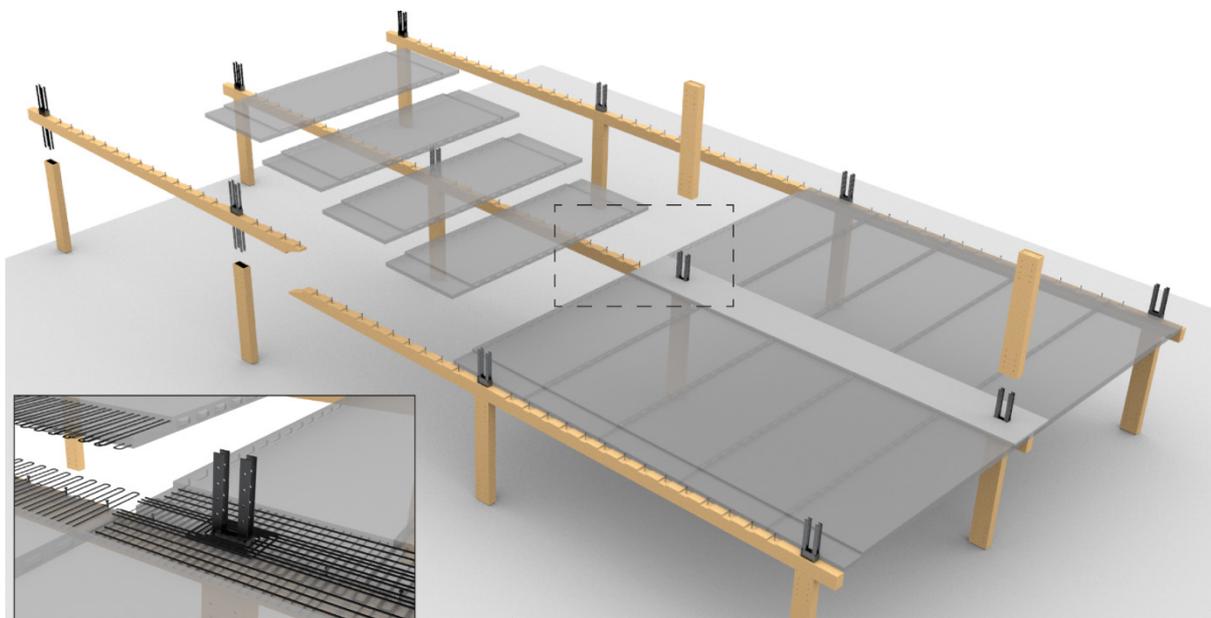
Auf Grundlage der ermittelten Schnittkräfte wurde der Knoten für das Holz-Beton-Verbundrahmensystem werkstoffgerecht entwickelt, dessen Aufbau in Abbildung 7 dargestellt ist. Mit Hilfe von Stabwerkmodellen wurde der Lastabtrag im Diskontinuitätsbereich veranschaulicht (siehe Abbildung 7). Die besondere Charakteristik der Knotenkonstruktion ist die Konzeption als reine Steckverbindung. Dabei erfolgt die Kraftübertragung fast ausschließlich über Druckkräfte. Auch die Biegemomente im Holz-Beton-Verbundriegel werden durch eine Rückverankerung nur über Druckkräfte in das Stahleinbauteil eingeleitet (siehe Abbildung 7, Schnitt A-A). Im Beton wird die Rückverankerung durch die eingelegten Bewehrungsschlaufen gewährleistet. Im Holz, als Werkstoff mit einer guten Zug- und Druckfestigkeit, erfolgt die Rückverankerung allein über den Werkstoff. Die auftretenden Querkzugspannungen werden über die geringe, aber vorhandene Querkzugfestigkeit im Holz abgetragen. Beim Anschluss der Stützen ist weiterhin zu beachten, dass Teile der Stütznormalkraft die Zugkräfte infolge Biegung überdrücken. Erst nach Abbau der Druckkräfte werden die Zugkräfte infolge der Biegebelastung über die Stabdübelverbindung abgetragen. Aufgrund der hohen Beanspruchungen der Holzstützen, wie auch beim Holzriegel, wurde das hochfeste Buchenfurnierschichtholz der Firma „Pollmeier Furnierschichtholz GmbH“ [6] verwendet, welches eine Reduzierung der Querschnitte entsprechend der höheren aufnehmbaren Spannungen im Vergleich zu Nadelholz ermöglicht.

Abbildung 7: Veranschaulichung des Kraftflusses im Diskontinuitätsbereich des Knotens



Bei der Entwicklung des Holz-Beton-Verbundrahmensystems mit integrierten biegetragfähigen Knoten wurde auf einen werkstoffgerechten Einsatz geachtet. Aber auch die Arbeit auf der Baustelle sollte durch ein effizientes Montagekonzept, welches geprägt ist von einem hohen Maß an Elementierung und Vorfertigung, minimiert werden. Der Aufbau des HBV-Rahmens beginnt, nach dem entwickelten Montagekonzept, mit der unteren Stützenreihe (siehe Abbildung 8). Es folgen die Holzträger, welche in einer maximal produzier- und transportierbaren Länge geliefert und bei größeren Gebäudeabmessungen, möglichst in den Momentennullpunkten, gestoßen werden. Über das am Knoten eingesteckte Stahleinbauteil können Normalkräfte, Biegemomente und Querkkräfte ohne Querpressung des Holzträgers übertragen werden (siehe Abbildung 7). Der Anschluss der Stützen an das Stahleinbauteil erfolgt über Stabdübel. Anschließend werden (Halb-)Fertigteile zur Ausbildung der Deckenplatte auf die Holzträger gelegt. Mittels Ortbetonergänzung wird der Verbund (1) zwischen Holzträger und Betonplatte durch Kerven bzw. Nocken und Schrauben, (2) zur Stütz- und Rahmenbewehrung des Verbundträgers und (3) für die Durchlaufträgerwirkung der Deckenplatte quer zum Verbundträger hergestellt. Alternativ zur Flachdecke sind auch kraftflussoptimierte Rippendecken oder Holz-Beton-Verbund- bzw. Brettstapeldecken als (Halb-)Fertigteile zur weiteren Einsparung von Beton denkbar. Final wird die obere Stütze analog zur unteren Stütze angeschlossen.

Abbildung 8: Montagekonzept des Holz-Beton-Verbundrahmensystems mit biegetragfähigen Knoten



4.4 Entwicklung einer Versuchsserie

Zur Bestimmung der Eigenschaften der Knotenkonstruktion (Tragfähigkeit, Rotationssteifigkeit) wurde ein experimentelles Untersuchungskonzept erarbeitet, welches in Kapitel 6 detaillierter beschrieben wird. Ziel des Untersuchungskonzeptes ist es neben dem Diskontinuitätsbereich der Knotenkonstruktion auch den Bernoulli-Bereich (B-Bereich) zur Verifizierung der Ergebnisse zu berücksichtigen. Das statische System für die Versuchskörper wurde daher entsprechend der auftretenden Schnittkräfte in einem Rahmensystem bei horizontaler Belastung, mit Abmessungen bis zum Momentennullpunkt, gewählt. Das statische System, die aufgebrachten Lasten und die resultierenden Schnittkraftverläufe sind in Abbildung 9 dargestellt. Das statische System wird am unteren Stützenfuß gelenkig und am oberen Stützenkopf verschieblich in vertikaler Richtung gelagert und durch drei Kräfte belastet. Die Kraft F_1 erzeugt die Normalkraft in der Stütze. Die entgegengesetzt wirkenden Kräfte F_2 wirken am linken und rechten Ende des Verbundträgers und generieren den abstrahierten Querkraft- und Momentenverlauf in den Versuchskörpern.

Abbildung 9: Statisches System und Belastung für die Versuchsserie

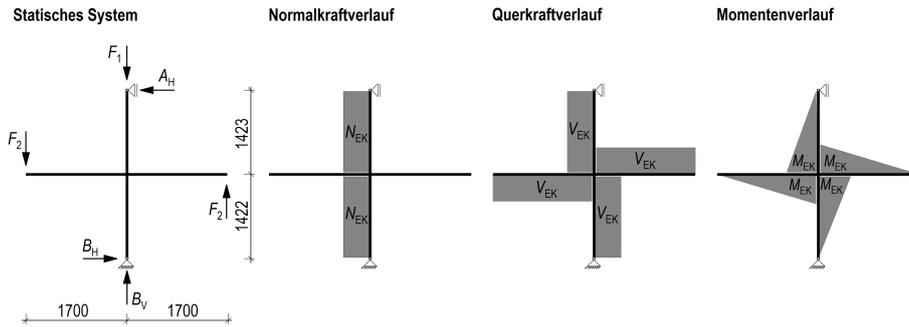
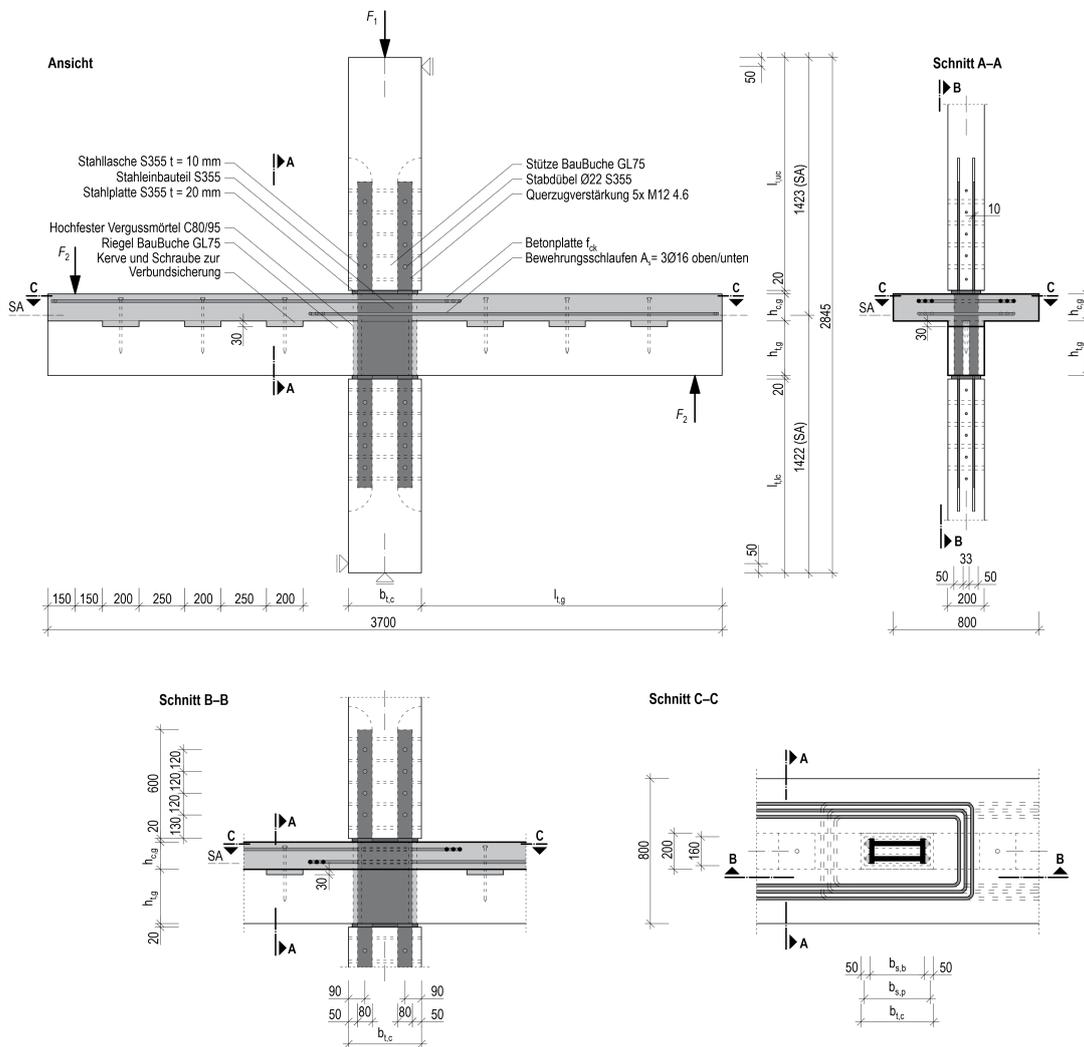


Abbildung 10: Geometrie und Aufbau des biegetragfähigen Knotens im Holz-Beton-Verbundrahmensystem (Parameter siehe Tabelle 3)



Die Normalkraft in den Riegeln infolge horizontaler Belastung wurden vernachlässigt. Die Untersuchung der Eigenschaften der HBV-Konstruktion erfolgte anhand einer Versuchsserie mit Variation verschiedener Knotenparameter. Der parametrisierte Aufbau der Knotenkonstruktion ist in Abbildung 10 dargestellt. Als Parameter wurden neben den geometrischen Abmessungen, wie Holzriegelhöhe (VK 3), Betonplattenhöhe (VK 4) und Holzstützenbreite (VK 5), auch die Festigkeit des Betons und die Eignung von Recyclingbeton (VK 2)

sowie ein alternativer Stützenanschluss (VK 6) untersucht. Die Holzfestigkeit wurde nicht variiert, da im Sinne der Ressourcenschonung eine möglichst geringe Querschnittsabmessung für die nötigen Holzbauteile verwendet werden soll. Durch die hohe Festigkeit ist das Buchenfurnierschichtholz der Firma Pollmeier hierfür am geeignetsten. Die Parameter der einzelnen Versuchskörper sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst:

Tabelle 3: Parameter der Versuchsserie für Versuchskörper VK1 bis VK 6

Parameter		VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5	VK 6
$b_{s,b}$	[mm]	300	300	300	300	500	300
$b_{s,p}$	[mm]	360	360	360	360	560	360
$b_{t,c}$	[mm]	400	400	400	400	600	400
$h_{c,g}$	[mm]	150	150	100	150	150	150
$h_{t,g}$	[mm]	300	300	300	200	300	300
$l_{t,g}$	[mm]	1650	1650	1650	1650	1550	1650
$l_{t,jc}$	[mm]	1070	1070	1111	1154	1070	1070
$l_{t,uc}$	[mm]	1285	1285	1294	1301	1285	1285
Querzugverstärkung		ja	ja	nein	nein	ja	nein
Betonfestigkeit f_{ck}		C25/30	RC16/20	C25/30	C20/25	C25/30	C25/30
Bruchlast	[kN]	132	116	122	88	165	128

Zur Identifizierung von Schwierigkeiten bei der Herstellung, dem Zusammenbau und der Versuchsdurchführung wurde vorab ein Tastversuch auf Basis der geometrischen Verhältnisse von Versuchskörper 1 (VK 1) durchgeführt. Hierbei wurde beispielsweise festgestellt, dass der gelieferte Beton eine deutlich höhere Festigkeit (C35/45) im Vergleich zur bestellten Festigkeit (C20/25) entwickelte. Aus diesem Grund wurde der Beton für die anstehende Versuchsserie in der FMPA selbst hergestellt, um Festigkeitsschwankungen zwischen den einzelnen Betonagen der Versuchskörper weitestgehend zu minimieren. Die verwendeten Betonrezepturen und die zugehörigen Voruntersuchungen sind in Abschnitt 6.3 erläutert. Weitere Herausforderungen bei der Herstellung und dem Zusammenbau der Versuchskörper sind in Kapitel 6 beschrieben. Der Tastversuch versagte bei einer Last $F_2 = 132$ kN durch Querzugbeanspruchungen in der Holzstütze an den Stabdübeln. Das Versagen erfolgt aufgrund des linearen Materialverhaltens von Holz bei einer Zugbelastung schlagartig und ist für die Auslegung eines Tragwerks zu vermeiden. Wünschenswert ist ein sich ankündigendes und möglichst duktiles Versagen, welches sich beispielsweise durch Rissbildungen im Beton ankündigt. Eine geeignete Versagensstelle wäre daher der Kontaktbereich des Stahleinbauteils zur Betonplatte, an der die Druckkräfte der Betonplatte konzentriert in das Stahleinbauteil eingeleitet werden. Zur Realisierung dieser Versagensstelle im Beton und zur Vermeidung eines schlagartigen Versagens wurden die Holzstützen von VK 1, 2 und 5 durch eingeklebte Gewindestangen gegen ein Querzugversagen verstärkt. Eine Querzugverstärkung von VK 3 und 4 ist nicht erforderlich, da durch den kleineren Verbundquerschnitt geringere Kräfte übertragen werden können, wobei der Querschnitt der Stützen gleich gewählt wurde. Die Stützen von VK 6 sind aufgrund des alternativen Anschlusses nicht querzuggefährdet, weshalb auch hier keine Querzugverstärkung vorgesehen wurde. Auch die zusätzlich eingelegte Querzugbewehrung in der Betonplatte

des Tastversuches wurde in der Versuchsserie nicht mehr eingebaut, da diese zu einer Umschnürung des konzentrierten Spannungsbereichs führt und damit der mehrdimensionale Spannungszustand zusätzlich erhöht werden könnte [51], [52].

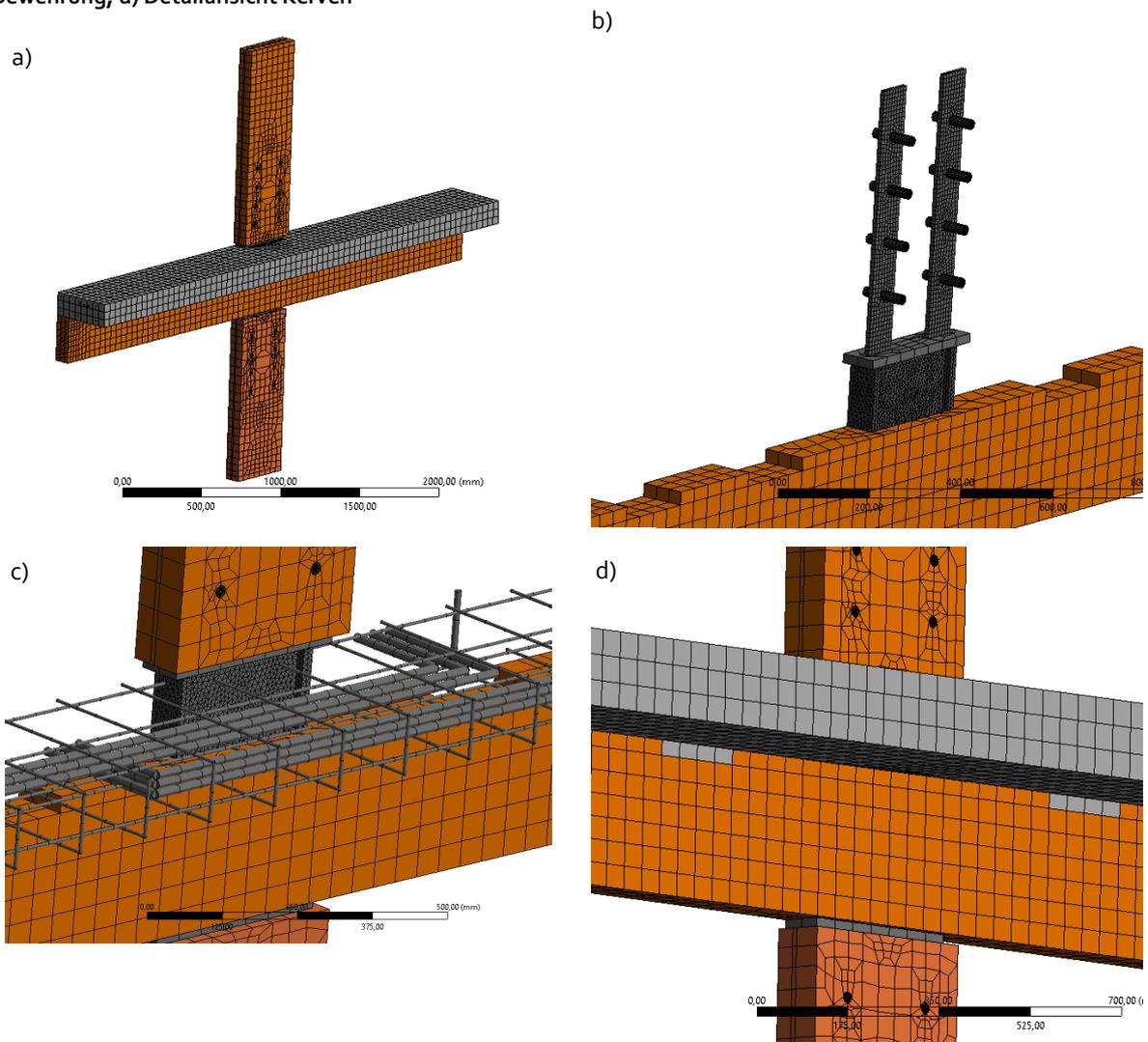
5 Numerische Untersuchung

Kapitel 5 beschäftigt sich mit der Beschreibung der numerischen Modelle. Es wird erklärt welche Berechnungsansätze, Nichtlinearitäten und Annahmen gewählt wurden. Auch wird auf die Vernetzung, Lagerung und Belastung eingegangen. Anschließend werden die verschiedenen Materialmodelle und Kontaktdefinitionen dargestellt. Abschluss dieses Kapitels ist eine ausführliche Sensitivitätsanalyse, mit der der Einfluss verschiedener Parameter auf die Berechnungsergebnisse untersucht wird.

5.1 Modellbildung und Berechnungsansatz

Die numerische Untersuchung erfolgte mit Hilfe der FE-Software Ansys Workbench Version 21.1. Aufgrund der materiellen Nichtlinearität beschrieben in Abschnitt 5.2 und kontaktbedingten Nichtlinearität beschrieben in Abschnitt 5.3 erfolgt die Lösung des numerischen Modells iterativ mit Hilfe des Newton-Rhapson Verfahren [53]. Auf Grund der geringen Verformungen wurde auf die Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität verzichtet. Abbildung 11 zeigt den grundlegenden Aufbau des FE-Modells mit verschiedenen Detailansichten.

Abbildung 11: Darstellung FE-Modell: a) Gesamtmodell; b) Detailansicht Stahleinbauteil; c) Detailansicht Bewehrung; d) Detailansicht Kerfen



Zur Abbildung mehrdimensionaler Spannungszustände und zur Identifizierung der komplexen Lastabtragungs- und Verformungsmechanismen wurden die Versuchskörper 1 bis 5 in einem räumlichen Modell untersucht. Auf die numerische Modellierung von Versuchskörper 6 mit dem alternativen Stützenanschluss wurde aufgrund des dafür erforderlichen zusätzlichen Modellierungsaufwands verzichtet. Um den Rechenaufwand zu minimieren, wurde die Symmetrie der Versuchskörper entlang der Trägerlängsrichtung in vertikaler Richtung ausgenutzt. Die Holz- und Stahlbauteile wurden mit Hilfe des Volumenelementes SOLID186, mit einer quadratischen Ansatzfunktion und einer Elementgröße entsprechend den verschiedenen Bauteilgrößen vernetzt. Die Betonbauteile wurden mit Hilfe des Volumenelementes SOLID185 mit einer linearen Ansatzfunktion vernetzt, welche bessere Berechnungsergebnisse für das nichtlineare Materialmodell von Beton liefert. Für die Betonelemente wurde bei allen Versuchskörpern eine maximale Elementgröße von 50 mm vorgesehen. Als Elementgeometrien wurden nach Möglichkeit Oktaeder-, mindestens aber Hexaederelemente genutzt. Einzig die Schrauben und die Bewehrung wurden als Linien modelliert und mit Hilfe der in Ansys zur Verfügung stehenden Bewehrungselemente REINF264 vernetzt. Die Belastung der numerischen Modelle erfolgte aufgrund einer besseren Konvergenz der Berechnung in 12 Lastschritten. Der erste Lastschritt dient der Aufbringung der Eigenlasten der Versuchskörper, welche über die Dichten der einzelnen Werkstoffe und der Erdbeschleunigung definiert ist. Anschließend wurde entsprechend des experimentellen Lastregimes (siehe Abschnitt 6.6.2) die Normalkraft in der Stütze durch die Kraft F_1 aufgebracht. Eigenlast und Normalkraft in der Stütze werden für den Verlauf der Berechnung konstant gehalten. Über 10 Lastschritte wurde die experimentell bestimmte Kraft F_2 als Druckkraft an den Trägerenden auf die Unterseite des Holzträgers und auf die Oberseite der Betonplatte, entsprechend der Belastungssituation in Abbildung 10, kraftgesteuert aufgebracht. Die Lagerung wurde analog der experimentellen Versuchsdurchführung, entsprechend Abbildung 9, am oberen Stützenkopf horizontal und am unteren Stützenfuß horizontal und vertikal vorgesehen.

5.2 Materialmodelle

5.2.1 Buchenfurnierschichtholz

Das anisotrope Material Buchenfurnierschichtholz der Firma Pollmeier Furnierschichtholz GmbH wurde in den numerischen Simulationen für alle drei Richtungen als linear elastisches Material beschrieben. Das Furnierschichtholz wird im Schälverfahren hergestellt [54], weshalb eine Beschreibung der elastischen Eigenschaften entsprechend den Wuchsrichtungen eines Baumes longitudinal, radial und tangential annehmbar ist. Das numerische Modell wurde so entworfen, dass sich die Ausrichtung der Holzbauteile mit dem programminternen kartesischen Koordinatensystem überlagert. Die Beschreibung der anisotropen, elastischen Eigenschaften von Holz entsprechend der Wuchsrichtungen eines Baumes findet sich dabei in verschiedensten Quellen wieder [55], [56], [57].

$$C^{-1} = \begin{bmatrix} 1/E_L & -\mu_{RL}/E_R & -\mu_{TL}/E_T & 0 & 0 & 0 \\ -\mu_{LR}/E_L & 1/E_R & -\mu_{TR}/E_T & 0 & 0 & 0 \\ -\mu_{LT}/E_L & -\mu_{RT}/E_R & 1/E_T & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{RT} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{LT} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{LR} \end{bmatrix} \quad (\text{Gl. 5-1})$$

Die orthogonal zueinanderstehenden Richtungen bilden dabei die Grundlage für die rhombische Anisotropie im Sinne der Voigtschen Kristallphysik mit der sich die elastischen Eigenschaften von Holz in guter Näherung beschreiben lassen [58]. Das Elastizitätsgesetz für die rhombische Anisotropie kann mit dem in (Gl. 5-1)

dargestellten Elastizitätstensor in der Flexibilitätsform beschrieben werden. Unter Berücksichtigung des elastischen Potentials muss der Elastizitätstensor nach [58] die Symmetriebedingung erfüllen, weshalb gilt:

$$\frac{\mu_{RL}}{E_R} = \frac{\mu_{LR}}{E_L}; \quad \frac{\mu_{TL}}{E_T} = \frac{\mu_{LT}}{E_L}; \quad \frac{\mu_{TR}}{E_T} = \frac{\mu_{RT}}{E_R} \quad (\text{Gl. 5-2})$$

Da es infolge praktischer Messungen der Materialeigenschaften von Holz oftmals zu Abweichungen kommt [56], wurde bei der Berechnung der Einträge der Nebendiagonalen der Mittelwert verwendet, um die notwendige und programmtechnisch geforderte Symmetriebedingung zu erfüllen. Neben der Symmetrie muss der Elastizitätstensor auch einer positiv definiten Matrix entsprechen, was mit den verwendeten Materialkennwerten erfüllt wurde.

Tabelle 4: Verwendete Materialkennwerte des Elastizitätstensors für Buchenfurnierschichtholz

Materialkennwert		Quelle
$E_L = E_{o,mean}$	16.800 N/mm ²	[59]
$E_R = E_T = E_{90,mean}$	470 N/mm ²	[59]
$G_{RT} = G_{LT} = G_{LR} = G_{mean}$	850 N/mm ²	[59]
ρ_{mean}	800 kg/m ³	[59]
ν_{TR}	0,64	[60]
ν_{TL}	0,24	[60]
ν_{RL}	0,27	[60]
ν_{RT}	0,27	[60]
ν_{LR}	0,07	[60]
ν_{LT}	0,09	[60]

Alle Materialkennwerte des Buchenfurnierschichtholzes wurden Literaturquellen entnommen. Eine experimentelle Bestimmung der verschiedenen Werkstoffparameter wurde nicht durchgeführt. Als Primärquelle der Materialkennwerte wurde die Europäische Technische Bewertung ETA-14/0354 [6] des Buchenfurnierschichtholzes genutzt. Hier ist neben dem Elastizitätsmodul längs zur Faser ($E_{o,mean}$) auch ein Elastizitätsmodul orthogonal zur Faser ($E_{90,mean}$) angegeben. Das Elastizitätsmodul längs zur Faser wurde für die longitudinale Richtung des Elastizitätstensors angesetzt und das Elastizitätsmodul orthogonal zur Faser wurde für die Richtungen radial und tangential angenommen.

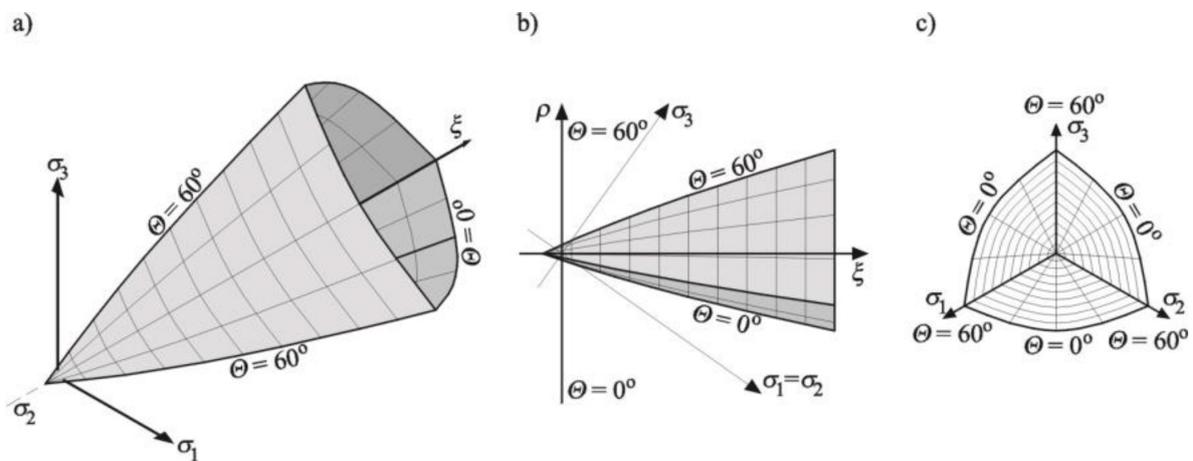
Auch die Schubmoduli werden in der Europäischen Technischen Bewertung ETA-14/0354 in den Richtungen nicht unterschieden und es wird ein allgemeingültiges Schubmodul ($G_{o,mean}$) angegeben, welches vereinfachend für alle Schubmoduli des Elastizitätstensors genutzt wurde. Die verwendeten Elastizitäts- und Schubmoduli entsprechen nach der Definition von DIN EN 1995-1-1 den Mittelwerten. Sie unterliegen daher keinem stochastischen Sicherheitskonzept in Form von Quantilwerten und können für die Validierung der numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Ergebnissen genutzt werden. Auch wurde der Europäischen Technischen Bewertung ETA-14/0354 die mittlere Dichte des Buchenfurnierschichtholzes entnommen die mit einem Mindestwert angegeben ist. Für die Querdehnzahlen zur Beschreibung des Buchenfurnierschichtholzes wurden

Querdehnzahlen von Buchenvollholz, mit einem Feuchtegehalt von 12,5 % und einer Rohdichte von 691 kg/m^3 , genutzt [60]. Die für die Definition des Elastizitätstensors benötigten Materialkennwerte sind in Tabelle 4 zusammengefasst.

5.2.2 Beton

Der isotrope und bei Zugbeanspruchung sprödbrechende Werkstoff Beton wurde mit Hilfe eines geomechanischen Materialmodells und den Bruchkriterien nach Menetrey-William [61] im dreiaxialen Spannungsraum beschrieben. Dieser lässt sich mit Hilfe der Haigh-Westergaard-Koordinaten beispielhaft wie folgt in Abbildung 12 darstellen:

Abbildung 12: Die Menetrey-William Oberfläche in Haigh-Westergaard Koordinaten: a) Räumliche Ansicht, b) axialer Querschnitt, c) deviatorischer Querschnitt; [62]



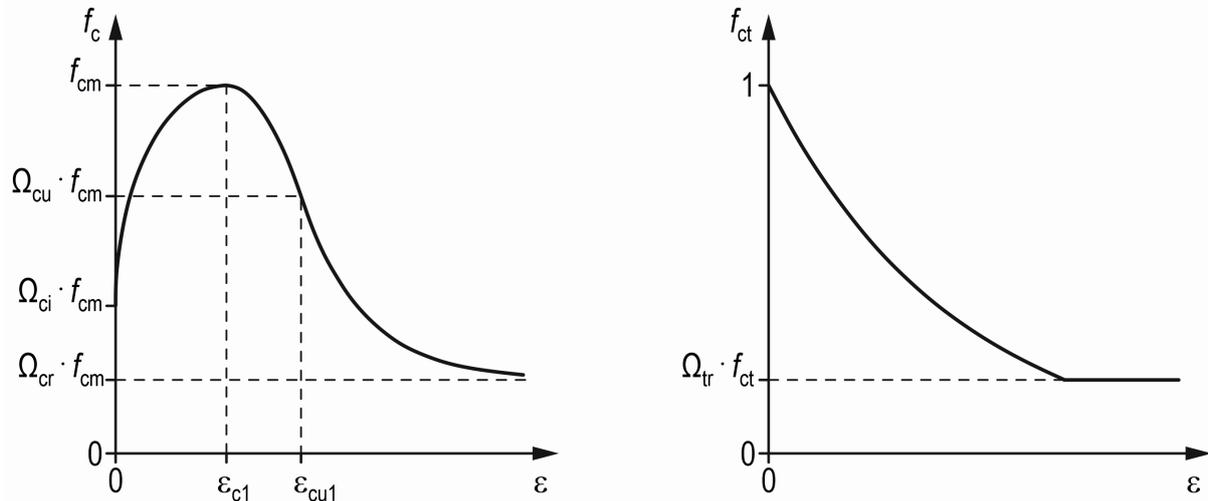
Das Bruchkriterium nach Menetrey-William ist eine Erweiterung der von-Mises Versagenstheorie unter Berücksichtigung der Beanspruchungsarten Druck und Zug sowie dem dreiaxialen Belastungsverhalten von Beton mit Hilfe eines geomechanischen Materialmodells. Es kann für den elastischen Bereich anhand dreier Materialparameter – einaxiale Betondruckfestigkeit (f_{cm}), einaxiale Betonzugfestigkeit (f_{ctm}) und zweiaxiale Betondruckfestigkeit ($f_{c,cm}$) – beschrieben werden. Für die Beschreibung des plastischen Verhaltens bei Druckbeanspruchung wird zudem ein Dilatanzwinkel ψ benötigt, der sich in einem Bereich von $4^\circ - 35,3^\circ$ bewegt [61] und für die durchgeführten Simulationen mit 20° angenommen wurde. Der Einfluss des Dilatanzwinkels auf die Berechnungsergebnisse wird in Abschnitt 5.4 näher erläutert. Mit Hilfe der durch das Bruchkriterium berechneten, beanspruchungsabhängigen Vergleichsspannung lässt sich im linearen Bereich über das Gesetz und im nichtlinearen Bereich über die in Abbildung 13 dargestellten Ver- und Entfestigungskurven eine Beziehung der auftretenden Dehnungen zu den Spannungen herstellen. Die Kurven definierenden Parameter für die Ver- und Entfestigungskurve bei Druckbeanspruchung sind dabei in der DIN 1992-1-1 [63] teilweise definiert und wurden für die Beschreibung genutzt. Fehlende Parameter wurden sinnvoll selbst gewählt. Die verwendeten Parameter sind in Tabelle 5 zusammengefasst. Die Entfestigungskurve bei Zugbeanspruchung wurde dem Ansys Handbuch [64] entnommen. Eine programmtechnische Vorgabe bei der gewählten Materialbeschreibung des Betons ist die Definition der Bruchenergie im Zugbereich. Durch die Bruchenergie kann bei Überschreitung der Zugfestigkeit die Rissbildung und Rissentwicklung numerisch simuliert werden.

Abdruckgenehmigung:

Abbildung 12: Abdruckgenehmigung erteilt von Radosław Jasiński (Silesian University of Technology), 09.10.2023, © Radosław Jasiński, entnommen aus [62], Bildtitel in Originalquelle " The Menétrey–Willam surface in the Haigh–Westergaard space: a) the view from the space of principal stresses, b) axial cross-section view, c) deviatority cross-section view"

Die Rissbildung stellt dabei eine lokale Schädigung des zu betrachtenden Stahlbetonbauteils dar, führt aber infolge der Interaktion des Betons mit der Bewehrung (siehe Abschnitt 5.3.2) nicht zum globalen Versagen des Bauteils, sondern aktiviert die Bewehrung zum Lastabtrag im Zugbereich des Stahlbetonbauteils.

Abbildung 13: Ver- und Entfestigungskurven von Beton: a) für Druckbeanspruchung, b) für Zugbeanspruchung nach DIN EN 1922-1-1



Besonders bei Lastwechseln oder wiederholenden Lastzyklen ist die Rissbildung ein Aspekt, der nicht zu vernachlässigen ist. Entlastet und belastet man ein Bauteil wiederholt über seine Risslast hinaus, kommt es zu einem Steifigkeitsabfall und zur Zunahme der Verformungen, da die Rissbildung der einzelnen Lastzyklen nicht verloren geht. Für die Berücksichtigung der Rissbildung in einem numerischen Modell ist dabei zu beachten, dass die Elementspannungen in den Integrationspunkten eines Elementes berechnet werden, weshalb die Rissbildung auch abhängig von der Netzfeinheit ist. Mit der gewählten 50 mm Elementkantenlänge wurde ein guter Kompromiss zwischen Rechenzeit und Rechengenauigkeit hinsichtlich globaler Verformungen und lokaler Querschnittsdehnungsverläufe bzw. Querschnittsspannungsverläufe getroffen (siehe Abschnitt 5.4). Zur detaillierten numerischen Untersuchung der Rissbildung und Rissentwicklung ist ein deutlich feineres Netz erforderlich, weshalb auf Aussagen zur Rissbildung des numerischen Modells verzichtet wird. Allgemein lässt sich die Bruchenergie analytisch wie folgt bestimmen [65]:

$$G_F = \int_0^{w_{cr}} \sigma \cdot dw_n \quad (\text{Gl. 5-3})$$

wobei σ Normalspannungen orthogonal zur Rissachse
 w_n Rissweite

In der numerischen Berechnung geht die Bruchenergie dabei als Input-Parameter in die Gleichung ein. Eine analytische Beziehung zur Bestimmung der Bruchenergie aus der einaxialen Druckfestigkeit ist im Model Code 2010 [66] enthalten.

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (\text{Gl. 5-4})$$

Die einaxiale Druckfestigkeit wurde dabei für die verwendeten Betone aller Versuchskörper experimentell bestimmt. Neben der einaxialen Druckfestigkeit wurden für die Versuchskörper 1, 2, 5 und 6 auch die Spaltzugfestigkeit und das mittlere Elastizitätsmodul experimentell bestimmt. Auf die experimentelle Bestimmung der verschiedenen Materialparameter der verwendeten Betone wird in Abschnitt 6.3 näher

eingegangen. Für die nicht experimentell bestimmten Materialparameter wurden die nach DIN EN 1992-1-1 [63] definierten analytischen Beziehungen zur einaxialen Druckfestigkeit verwendet:

- Einaxiale Zugfestigkeit $f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{cm} - 8)^{(2/3)}$ (Gl. 5-5)

- Zweiachiale Druckfestigkeit $f_{ccm} = 1,2 \cdot f_{cm}$

- Elastizitätsmodul $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$ (Gl. 5-7)

Die verwendeten Parameter für das Materialmodell von Beton sind in Tabelle 5 zusammengefasst.

Tabelle 5: Verwendete Materialkennwerte für das Materialmodell von Beton; ⁽¹⁾ experimentell, ⁽²⁾ (Gl. 5-4), ⁽³⁾ (Gl. 5-5), ⁽⁴⁾ (Gl. 5-6), ⁽⁵⁾ (Gl. 5-7), ⁽⁶⁾ DIN EN 1992-1-1, ⁽⁷⁾ gewählt in den vorgeschlagenen Grenzen nach [64]

		VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5	VK 6
f_{cm}	[N/mm ²]	26,62 ⁽¹⁾	19,68 ⁽¹⁾	33,37 ⁽¹⁾	23,94 ⁽¹⁾	26,65 ⁽¹⁾	27,63 ⁽¹⁾
f_{ctm}	[N/mm ²]	2,11 ⁽³⁾	1,54 ⁽³⁾	2,59 ⁽³⁾	1,90 ⁽³⁾	2,11 ⁽³⁾	2,18 ⁽³⁾
f_{ccm}	[N/mm ²]	31,94 ⁽⁴⁾	23,62 ⁽⁴⁾	40,04 ⁽⁴⁾	28,73 ⁽⁴⁾	31,98 ⁽⁴⁾	33,16 ⁽⁴⁾
E_{cm}	[N/mm ²]	30178 ⁽¹⁾	17101 ⁽¹⁾	31581 ⁽⁵⁾	28586 ⁽⁵⁾	29227 ⁽¹⁾	28203 ⁽¹⁾
G_F	[N/mm]	0,13 ⁽²⁾	0,12 ⁽²⁾	0,14 ⁽²⁾	0,12 ⁽²⁾	0,13 ⁽²⁾	0,13 ⁽²⁾
ψ	[°]	20 ⁽⁷⁾					
ρ_c	[kg/m ³]	2345 ⁽¹⁾	2100 ⁽¹⁾	2350 ⁽⁷⁾	2350 ⁽⁷⁾	2337 ⁽¹⁾	2347 ⁽¹⁾
Ω_{ci}	[%]	40 ⁽⁶⁾					
Ω_{cu}	[%]	85 ⁽⁷⁾					
Ω_{cr}	[%]	40 ⁽⁶⁾					
K_{cm}	[‰]	2 ⁽⁶⁾					
K_{cu}	[‰]	3,5 ⁽⁶⁾					

5.2.3 Stahl

Die verwendeten isotropen, metallischen Werkstoffe Baustahl S355 [67], Bewehrungsstahl B500A [68] und der Schraubenwerkstoff 4.6 [27] wurde mit bilinearen Spannungs-Dehnungs-Verläufen beschrieben. Die verwendeten Materialparameter der einzelnen metallischen Werkstoffe sind in Tabelle 6 zusammengefasst. Bei den hier verwendeten Materialparametern handelt es sich um charakteristische Quantilwerte, entnommen aus den zugehörigen Normen. Sie unterliegen daher einem stochastischen Sicherheitskonzept zur Berücksichtigung von Materialstreuungen. Da Stahl ein sehr homogener Werkstoff ist und nur geringe Materialstreuungen aufweist wird der Unterschied zwischen Mittel- und Quantilwert als gering eingeschätzt und die daraus resultierenden Abweichungen, zwischen den numerischen und den experimentellen Ergebnissen, vernachlässigt.

Tabelle 6: Verwendete Materialkennwerte für die Materialmodelle der metallischen Werkstoffe; ⁽¹⁾ [67], ⁽²⁾ [27], ⁽³⁾ [68], ⁽⁴⁾ bestimmt nach [69], ⁽⁵⁾ bestimmt nach [63], [68]

		Fließspannung [N/mm ²]	Elastizitätsmodul [N/mm ²]	Tangentenmodul [N/mm ²]
Baustahl	S355	355 ⁽¹⁾	210.000 ⁽¹⁾	2100 ⁽⁴⁾
Schraubenwerkstoff	4.6	240 ⁽²⁾	200.000 ⁽²⁾	2000 ⁽⁴⁾
Bewehrungsstahl	B500A	500 ⁽³⁾	200.000 ⁽³⁾	1111 ⁽⁵⁾

5.3 Verbindungen

5.3.1 Kontakte

Die Modellierung der Versuchskörper erfolgte mit Hilfe von Volumenelementen. Dabei interagieren die Volumenelemente der einzelnen Bauteile mit Hilfe von Flächen-Flächen-Kontaktelementen miteinander. Die Kontaktelemente werden an nah gegenüberliegenden Flächen automatisch generiert. Folgende Kontaktpaare wurden generiert: Holzstütze-Stahlplatte/-Stabdübel; Holzriegel-Betonplatte/-Stahleinbauteil/-Stahlplatte; Betonplatte-Stahleinbauteil/-Stahlplatte; Stahleinbauteil-Stahlplatte/-Stabdübel/-Holzstütze.

Die Kontaktelemente stellen sicher, dass eine Durchdringung der Kontaktpartner verhindert wird und Kräfte zwischen den Bauteilen wirken können. Bei einer Durchdringung eines Kontaktpartners wirken Rückstellkräfte der Durchdringung entgegen, welche aus einer Kontaktsteifigkeit berechnet werden [70]. Die Kontaktsteifigkeiten werden dabei bei jeder Berechnungsiteration mit Hilfe des Kontaktalgorithmus Augmented-Lagrange aktualisiert. Infolge des druckkraftbasierten Lastabtrags der Knotenkonstruktion wurden größtenteils nichtlineare Druckkontakte verwendet, welche keine Zug- und Schubspannungen übertragen. Die Nichtlinearität kommt durch die Möglichkeit zur Änderung des Kontaktstatus – geschlossen oder offen – zustande. Die Reibung zwischen den einzelnen Bauteilen wurde vernachlässigt. Einzig die Kontakte der Stabdübel zu den Stahllaschen des Stahleinbauteils und den Holzstützen wurde mit Hilfe reibungsbehafteter Kontakte mit dem entsprechenden Haftreibungskoeffizienten modelliert, um die Verdrehung des Stabdübels um seine Längsachse zu verhindern.

5.3.2 Kopplungen

Die Interaktion der Bewehrungselemente mit den Betonelementen erfolgt über Kopplungen, die eine feste mechanische Verbindung zwischen den Elementen gewährleistet, wodurch eine Relativverschiebung ausgeschlossen wird. Die Dehnung des Bewehrungselements ist daher identisch zur Dehnung des Betonelements [64]. Programmtechnisch gibt es zur Verwendung von Bewehrungselementen die Möglichkeit diese netzunabhängig an das Netz des Betons zu koppeln. Somit ist eine deutliche Vereinfachung und eine höhere Variation bei der Implementierung von Bewehrungselementen möglich. Zur Modellierung der Bewehrung und der Schrauben wurden Stabelemente REINF264 genutzt. Das Element REINF264 idealisiert dabei die Bewehrung als reines Druck-/Zugelement unter Vernachlässigung der Biege-, Torsions- und Schubsteifigkeit.

5.4 Sensitivitätsanalysen

Bei der Sensitivitätsanalyse wird der Einfluss von Eingangsparametern und Berechnungsansätze im FE-Modell auf die numerischen Ergebnisse untersucht. Dadurch lassen sich Rückschlüsse auf Abweichungen zwischen den

numerischen und experimentellen Ergebnissen ziehen. Abweichungen können u.a. aus der modellhaften Beschreibung der experimentellen Ausgangssituation unter Berücksichtigung von Vereinfachungen sowie dem Einfluss der Berechnungsalgorithmen resultieren. Die Sensitivitätsanalyse wird für Versuchskörper 1, auf dem Lastniveau des Tastversuchs durchgeführt. Im Referenzmodell in Abbildung 14 sind die in den vorhergehenden Abschnitten beschriebenen Materialmodelle und Berechnungseinstellungen implementiert. Folgende Parameter und Berechnungsansätze wurden im Rahmen der Sensitivitätsanalyse untersucht:

- Geometrische Nichtlinearität
- Netzfeinheit der Betonelemente
- Elastizitätsmodul des Holzes längs zur Faser
- Bruchenergie im Materialmodell Beton
- Dilatanzwinkel im Materialmodell Beton
- Bruchkriterium im Materialmodell Beton (Drucker-Prager-Bruchkriterium)

Einflüsse weiterer Parameter der Materialmodelle für Beton, Holz und Stahl wurden nicht untersucht, da sie zum Teil experimentell bestimmt wurden, normativ festgelegt sind bzw. nur geringe Streuungen aufweisen. Zur Bewertung des Einflusses der einzelnen Eingangsparameter werden die Dehnungen im Verbundquerschnitt in den Messebenen M₂, M₃ und M₄, die Relativverschiebungen in der Verbundfuge (an der Stelle der Wegaufnehmer WAo6 und WAo7 im Experiment) sowie die vertikalen Verformungen (an der Stelle der Wegaufnehmer WAo8 und WAo9 im Experiment) verglichen (siehe Abbildung 23). Die Berechnungsergebnisse sind in Abbildung 14 dargestellt und werden nachfolgend interpretiert.

Geometrische Nichtlinearität

Standardmäßig wird das Kräftegleichgewicht in der Software Ansys am unverformten System ermittelt. Dieser Ansatz ist annehmbar, wenn die Steifigkeit des Systems hoch ist und die Verformungen klein sind [70]. Mit der Option „Große Verformungen“ wird das Kräftegleichgewicht am verformten System in Ansys Workbench ermittelt. Die Berechnung findet dann iterativ und unter Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität statt. Der Vergleich mit dem Referenzmodell zeigt bei den Relativverschiebungen (WAo6 und WAo7), den globalen Verformungen (WAo8 und WAo9) und bei den Dehnungen in den drei Messebenen nur geringe Abweichungen. Da sich die Rechenzeit bei einer geometrisch nichtlinearen Berechnung um mehrere Stunden erhöht werden die weiteren Modelle geometrisch linear berechnet.

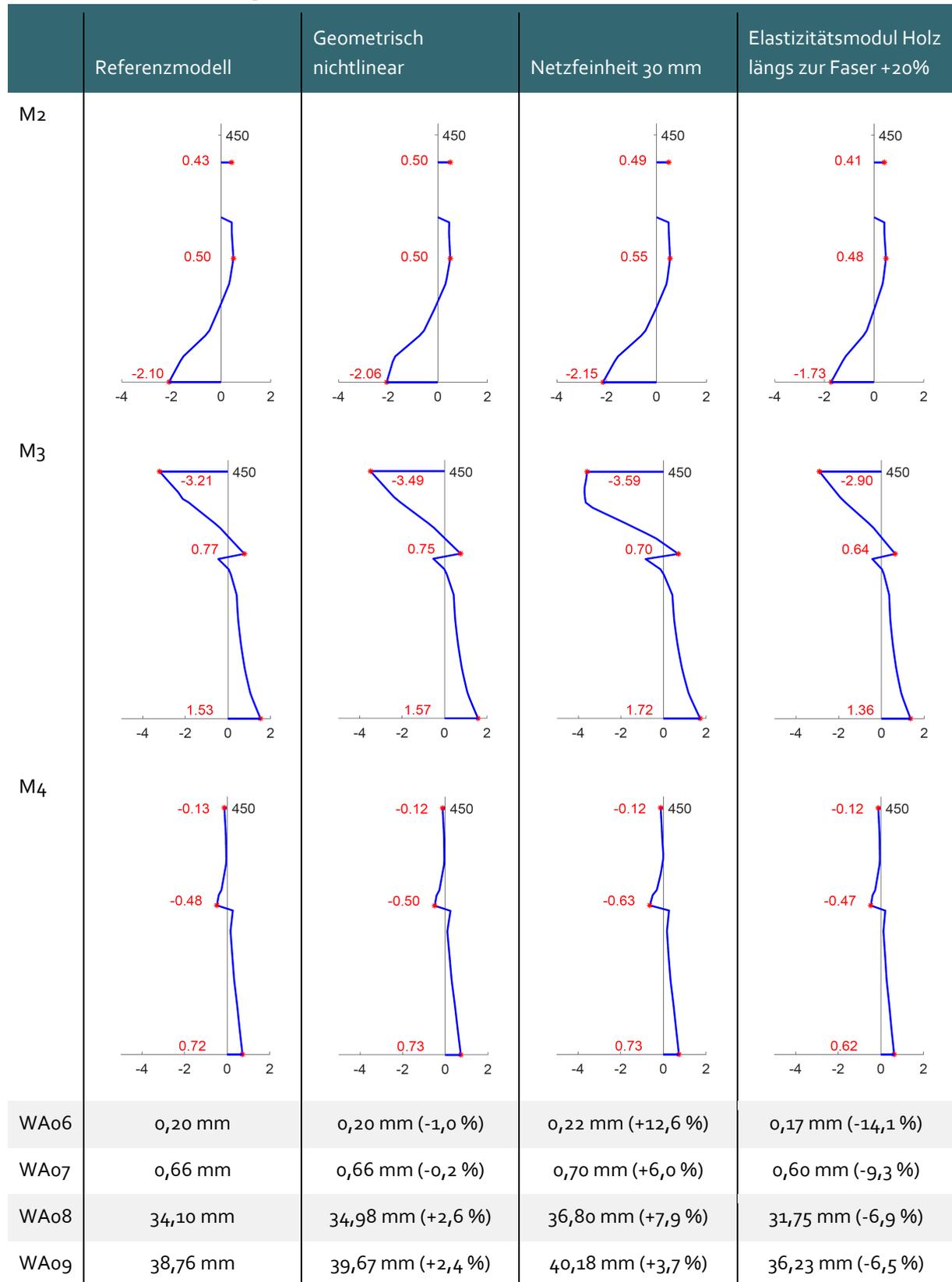
Netzfeinheit der Betonelemente

Die Netzfeinheit der Betonelemente wurde von 50 mm im Referenzmodell auf 30 mm maximale Elementkantenlänge reduziert. Allgemein kann eine feinere Vernetzung, besonders an einspringenden Ecken bei elastisch beschriebenen Materialien zu Spannungsspitzen führen. Bei Materialien die zusätzlichen zum elastischen Bereich auch einen plastischen Bereich beschreiben, führen diese Spannungsspitzen häufig zu erhöhten Dehnungen und Verformungen. In der hier beschriebenen Sensitivitätsanalyse zeigt sich, dass der Dehnungsverlauf in M₃ beim Beton deutlich von dem linearen Verlauf im Referenzmodell abweicht. Auch nehmen die Verschiebungen der WA o6 bis o9 zu.

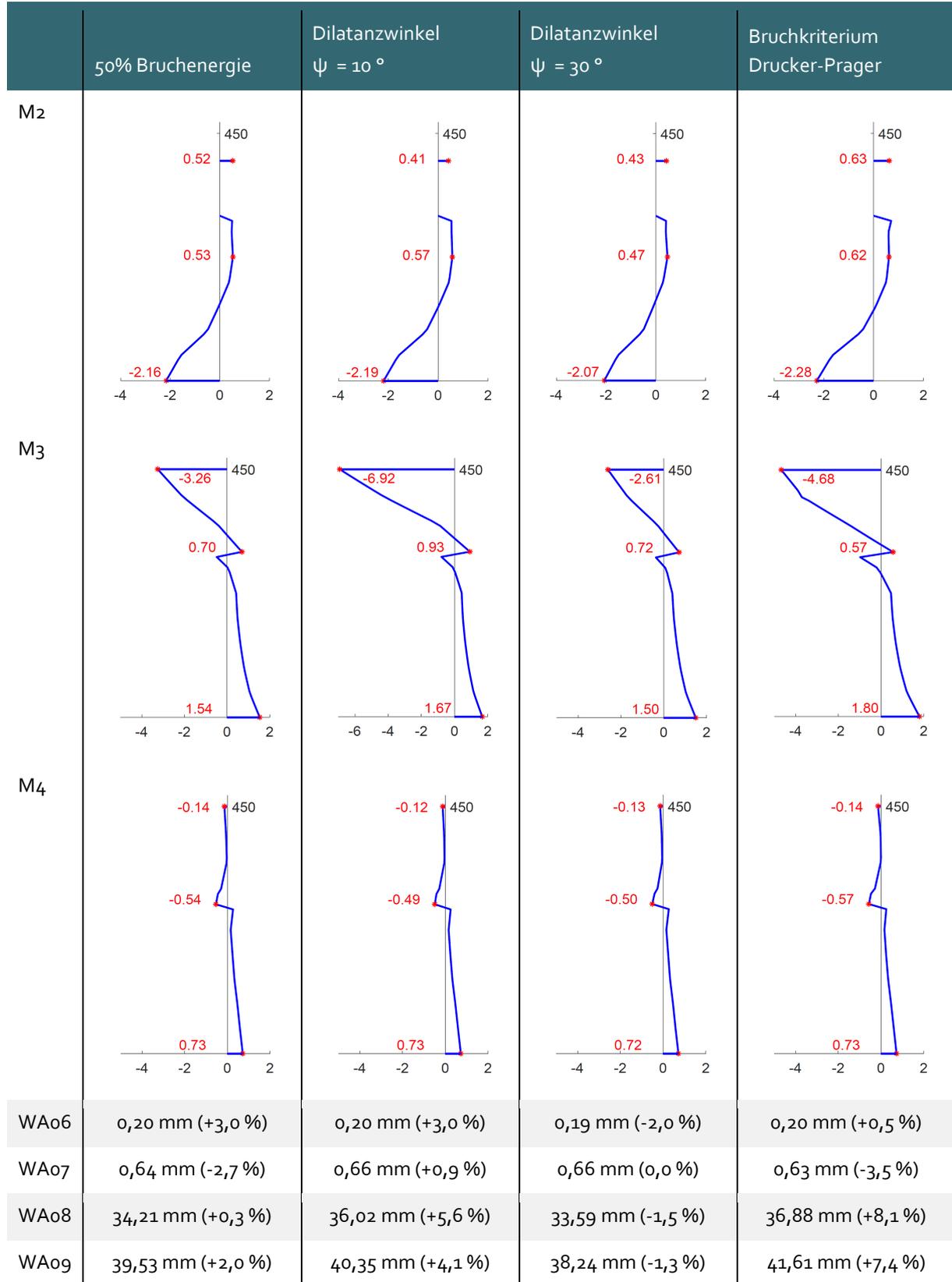
Elastizitätsmodul des Holzes längs zur Faser

Zur Untersuchung des Einflusses möglicher Materialstreuungen des Holzes wurde beispielhaft das Elastizitätsmodul des Holzes längs zur Faser um 20 % von 16.800 N/mm² beim Referenzmodell auf 20.160 N/mm² erhöht. Das Elastizitätsmodul längs zur Faser wurde gewählt, da es maßgebenden Einfluss auf den Lastabtrag und die Dehnungen infolge Biegebeanspruchung hat. Die Änderung des Elastizitätsmoduls längs zur

Abbildung 14: Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse (horizontale Achse: Dehnung in ‰, vertikale Achse: Querschnittshöhe Verbundträger)



Fortsetzung Abbildung 14: Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse (horizontale Achse: Dehnung in %, vertikale Achse: Querschnittshöhe Verbundträger)



Faser beeinflusst im Elastizitätstensor nach (Gl. 5-1) neben dem Eintrag in der Hauptdiagonalen auch Nebeneinträge. Im Vergleich zum Referenzmodell zeigt sich, dass eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls die erwarteten Ergebnisse liefert. Die Dehnungen, vor allem im Bereich des Holzes, nehmen in allen Messebenen ab und es treten geringere Verformungen auf. Ein linearer Zusammenhang zwischen der Steigerung des Elastizitätsmoduls und den Berechnungsergebnissen ist nicht zu erkennen.

Bruchenergie im Materialmodell Beton

Ein weiterer untersuchter Eingangsparameter ist die Bruchenergie des Materialmodells von Beton. Die Bruchenergie beschreibt wieviel Energie benötigt wird für die Ausbreitung eines Zugrisses pro Flächeneinheit [66]. Abweichend zu dem im Model Code [66] angegebenen Berechnungsansatz wurde die Bruchenergie in dieser Sensitivitätsanalyse um 50 % reduziert. Der Vergleich zum Referenzmodell zeigt, dass die Dehnungen im Bewehrungsstahl leicht zunehmen (siehe Abbildung 14 – 50 % Bruchenergie - M2). Ein maßgebender Einfluss auf die weiteren Berechnungsergebnisse konnte aber nicht festgestellt werden.

Dilatanzwinkel im Materialmodell Beton

Der Dilatanzwinkel stellt das Verhältnis zwischen der Zunahme der plastischen volumetrischen Dehnung gegenüber der Steigerung der plastischen Scherdehnung dar [61] und beeinflusst damit auch die auftretenden Dehnungen und Spannungen im Beton. Zur Untersuchung des Einflusses wurde ein Dilatanzwinkel $\psi = 10^\circ$, 20° (Standard) und 30° gewählt. Nach Menetrey-William [61] liegt der Dilatanzwinkel für Normalbetone mit einem Verhältnis von $f_{cm}/f_{ctm} = 10$ in einem Bereich von $4^\circ \leq \psi \leq 35,3^\circ$. Durch die Variation des Dilatanzwinkels ändern sich vor allem die auftretenden Dehnungen im Beton bei Druckbeanspruchung deutlich (siehe Abbildung 14 – Dilatanzwinkel $\psi = 10^\circ$, Dilatanzwinkel $\psi = 30^\circ$ - in M3). Der Einfluss auf die globalen Verformungen kann aber als gering eingeschätzt werden. Der Dilatanzwinkel wird für Simulationen in der Forschung häufig anhand von einfachen Versuchen wie Dreipunkt- oder Vierpunkt-Biegeversuchen bestimmt [71]. Auch ein direkter Scherversuch zur Bestimmung dieses Parameters ist möglich. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden keine zusätzlichen Versuche durchgeführt und ein mittlerer Dilatanzwinkel von $\psi = 20^\circ$ gewählt.

Bruchkriterium im Materialmodell Beton (Drucker-Prager-Bruchkriterium)

Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse wurde auch die Beschreibung des Betons mit Hilfe des alternativen mehrdimensionalen Bruchkriteriums nach Drucker-Prager untersucht. Ein Unterschied zwischen den Bruchkriterien Drucker-Prager und Menetrey-Williams ist die Definition der Dilatanz. Menetrey-Williams nutzt zur Definition der Dilatanz einen Dilatanzwinkel, wohingegen bei Drucker-Prager die Dilatanz durch Dilanzfaktoren jeweils für Druck und Zug beschrieben wird. Eine Gesetzmäßigkeit zur Konvertierung des Dilatanzwinkels in Dilatanzfaktoren oder andersherum konnte nicht gefunden werden. Die Dilatanzfaktoren wurden daher nach den Empfehlungen von Ansys Workbench [64] mit 1,0 für den Druckdilatanzfaktor und 0,8 für den Zugdilatanzfaktor gewählt. Alle anderen Definitionsparameter für das Drucker-Prager-Bruchkriterium wurden identisch dem Definitionsparameter von Menetrey-William gewählt. Im Vergleich zum Referenzmodell zeigt sich, dass die Dehnungen im Beton (siehe FAbbildung 14 – Bruchkriterium Drucker-Prager – M3) und die Dehnungen im Bewehrungsstahl (siehe Abbildung 14 – Bruchkriterium Drucker-Prager – M2) zunehmen. Auch die globalen Verformungen steigen um ca. 8 % (siehe Abbildung 14 – Bruchkriterium Drucker-Prager – WA08 und 09).

6 Herstellung der Versuchskörper und Versuchsvorbereitung

In diesem Kapitel wird die Vorbereitung und Durchführung der experimentellen Versuchsserie beschrieben. Es wird darauf eingegangen, wie die einzelnen Bauteile der Versuchskörper hergestellt wurden und wie der anschließende Zusammenbau realisiert wurde. Ein besonderer Fokus liegt auf Abschnitt 6.3 bei dem auf die Untersuchung, Herstellung und Verarbeitung von Normalbeton und Beton aus rezyklierten Gesteinskörnungen eingegangen wird, die nach eigenen Betonrezepturen hergestellt wurden. Anschließend wird in Abschnitt 6.6 auf den Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung, in Bezug auf den Versuchsstand, das gefahrene Lastregime und das Messkonzept, eingegangen.

6.1 Herstellung der Holzbauteile

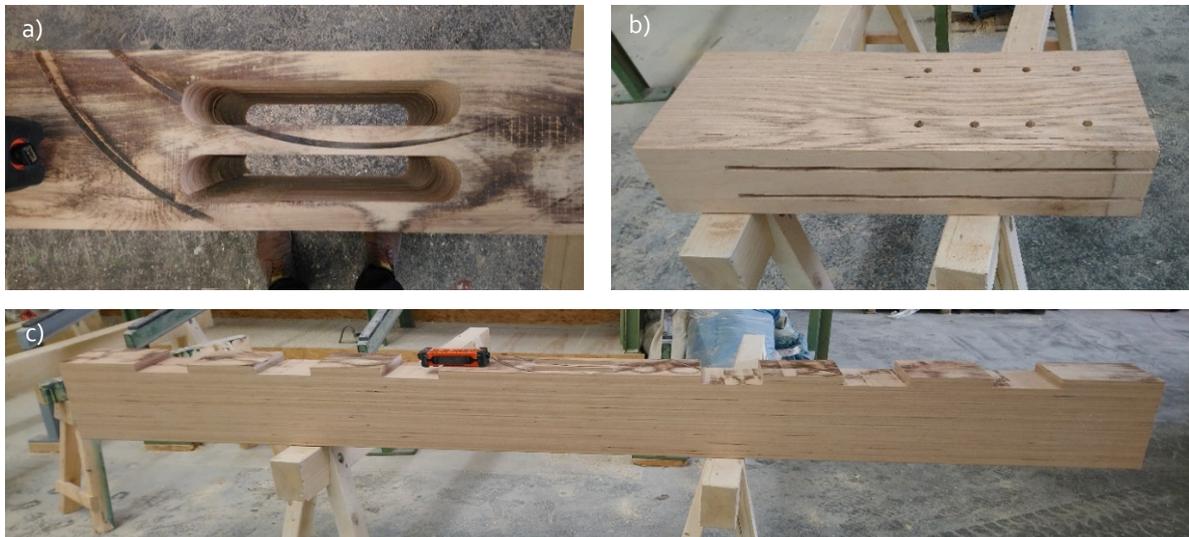
Die Holzbauteile wurden aus Buchenfurnierschichtholz [6] gefertigt, welches die Firma „Pollmeier Furnierschichtholz GmbH“ in den benötigten Abmessungen zur Verfügung stellte. Die Bearbeitungen – Fräsungen, Sägeschnitte, Bohrungen – wurden größtenteils industriell durch die Firma „Hammer Holzbautechnik GmbH“ mit Hilfe ihrer CNC-basierten Abbundanlage Hundegger Kzi durchgeführt. Holzbauunternehmen wie die Firma „Hammer Holzbautechnik GmbH“ sind mit ihren Abbundanlagen spezialisiert auf die Fertigung und Bearbeitung von Nadelhölzern. Furnierschichthölzer aus Buche stellen, infolge ihrer hohen Rohdichte besondere Anforderungen an die Abbundanlagen dar. Die Firma „Pollmeier Furnierschichtholz GmbH“ bietet daher auch ein spezielles Abbundhandbuch [72] mit geprüften Maschineneinstellungen, welches berücksichtigt wurde. Trotz industriellem Abbund entstehen bei den Holzbauteilen Toleranzen, die aber im Weiteren akzeptiert werden können und innerhalb des Toleranzbereiches bei Holzbauteilen nach DIN 18203-3 [73] liegen. Erste eigene Erfahrungen mit dem Abbund des hochfesten Holzes konnten bereits bei der Herstellung des Tastversuchskörpers gemacht werden, sodass die benötigten Bearbeitungen teilweise angepasst und optimiert wurden. Folgende Bearbeitungen wurden durchgeführt und sind in Abbildung 15 dargestellt:

Fräsen der Kerfen	Die Kerfen in den Abmessungen 200 x 200 x 30 mm dienen zur Schubübertragung zwischen Holz und Beton und wurden mit der Universalfräse hergestellt.
Fräsen der Aussparungen	Die Aussparungen im Holzträger in den Abmessungen 350 x 50 mm dienen dem späteren Einsetzen des Stahleinbauteils und wurden mit Hilfe eines Fingerfräasers der Abbundanlage gefertigt, wodurch stirnseitige Abrundungen entstanden. Die Toleranzen zwischen dem Stahleinbauteil und dem Holzträger wurden mit hochfestem Zementleim vergossen. Aufgrund der begrenzten Bearbeitungstiefe des Fingerfräasers von 150 mm musste die Bearbeitung beidseitig durchgeführt werden und begrenzt damit auch die verwendbare Höhe der Holzträger. Die beidseitige Bearbeitung führte zu leichten Versätzen zwischen den beidseitig eingebrachten Aussparungen, welche durch händische Nachbearbeitung kompensiert werden konnten.
Bohren der Stabdübellöcher	Die Bohrungen für die Stabdübel mit einem Durchmesser von 22 mm dienen der späteren kraftschlüssigen Verbindung des Stahleinbauteils mit den Holzstützen. Um Versätze zu vermeiden wurden die Bohrungen von einer Seite eingebracht.

Stirnseitige Bohrungen VK 6

Versuchskörper 6 untersucht einen alternativen Stützenanschluss mit eingeklebten Gewindestangen. Hierfür wurden je Holzstütze 4 stirnseitige Bohrungen mit einem Durchmesser von 24 mm vorgesehen. Die stirnseitigen Bohrungen konnten mit Hilfe der Abbundanlage nicht hergestellt werden und mussten daher mit Hilfe eines Bohrständers eingebracht werden. Infolge der hohen Rohdichte und Festigkeit aber auch der stirnseitigen Ausrichtungen der Bohrungen konnte sich der Bohrkopf des verwendeten Schlangenbohrers nicht selbstständig in das Holz ziehen. Die stirnseitigen Bohrungen konnten daher nur mit einer Tiefe von ca. 30 cm hergestellt werden und begrenzen damit auch die effektive Einklebelänge der Gewindestangen.

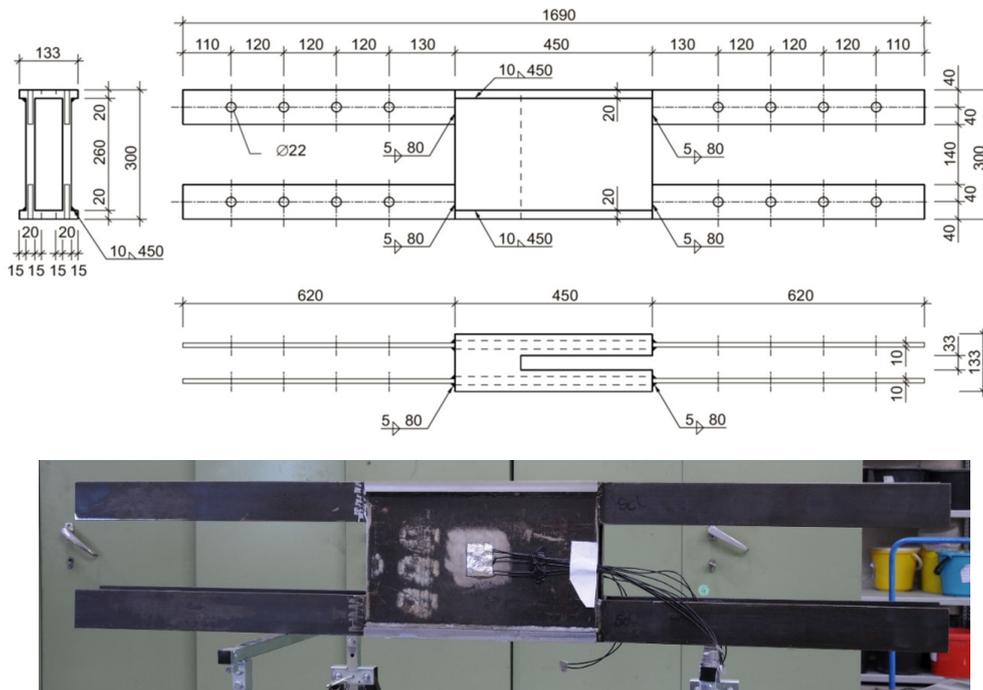
Abbildung 15: Abgebundene Holzbauteile: (a) Ausgefräste Aussparungen im Träger, (b) Abgebundene Stütze, (c) Abgebundener Träger [Quelle: Tim Höltke, BTU Cottbus - Senftenberg]



6.2 Herstellung der Stahleinbauteile und Stahlplatten

Die Stahleinbauteile und die dazugehörenden Stahlplatten der Festigkeitsklasse S355 wurden in der Zentralwerkstatt der BTU gefräst und geschweißt (siehe Abbildung 16). Die Herstellung des Stahleinbauteils für den Tastversuch zeigte, dass beim Zusammenschweißen hohe Schweißverzüge entstehen. Um die Verzüge für die Stahleinbauteile der Versuchskörper 1 bis 6 zu minimieren, wurden die einzelnen Bleche daher vor dem Schweißen mit eingebohrten Stahlstiften fixiert. Zur Minimierung von Toleranzen, die das Einbringen der Stabdübel erschweren, wurden die Löcher in den Stahllaschen erst nach dem Zusammenstecken der Stahl- und Holzbauteile gebohrt (siehe Abschnitt 6.5).

Abbildung 16: Detaildarstellung Stahlinbauteil VK 1 [Quelle: Tim Höltker, BTU Cottbus - Senftenberg]



6.3 Herstellung des Betons

6.3.1 Motivation und Stand der Technik RC-Beton

Um eine Vergleichbarkeit der Betoneigenschaften für die Versuchskörper zu gewährleisten wurde der Beton auf Basis eigener Voruntersuchungen in Eigenproduktion hergestellt. Die Zielfestigkeit war ein Beton der Klasse C25/30. Bei einem der Versuchskörper (VK 2) wurde der Ansatz verfolgt, die HBV-Bauweise durch Substitution der normalen Zuschläge durch 100% rezyklierte Gesteinskörnung ressourcenschonend weiterzuentwickeln. Dieser Ansatz war nicht Gegenstand dieses Forschungsprojektes, konnte jedoch aufgrund der Eigenproduktion des Betons realisiert werden.

Durch die Verwendung von rezyklierten Zuschlägen zur Herstellung von Beton, können mineralische Bauabfälle, die einen bedeutenden Beitrag zur Abfallwirtschaft beitragen, in den Werkstoffkreislauf zurückgeführt werden. Zum einen reduziert diese Maßnahme den Bedarf an Lagerstätten für Bauabfälle, zum anderen kann das Potential, der teils hochwertigen Bestandteile des Abbruchmaterials, effizienter genutzt werden. Aufgrund von, nicht mehr dem Stand der Technik entsprechenden, Regularien werden rezyklierte Zuschläge in der Betonherstellung zu wenig oder für nicht gleichwertige Anwendungen wie beispielsweise als Trag- und Frostschutzschichten im Straßenbau eingesetzt. Zudem können die Ressourcen der, immer begrenzter verfügbaren, natürlichen Sanden und Kiesen geschont werden. Ein weiterer Vorteil ist der verbesserte Carbon Footprint. Zwar ergibt die Verwendung von rezyklierten Zuschlägen nur geringe primäre CO₂-Einsparungen, diese können aber durch reduzierte Transportwege durchaus gesteigert werden [74]. Dies ist vor allem in Ballungszentren mit hohem Betonbauwerkvorkommen ein nicht zu vernachlässigender Faktor.

Aus diesen Gründen ist die Substitution durch rezyklierte Zuschläge naheliegend. Meist werden nur grobe Anteile (Größtkorn > 4 mm) ausgetauscht. Gebaute Beispiele, sowohl in Forschungsprojekten als auch in der Praxis [75], [76], belegen, dass die Substitution natürlicher Zuschläge (Größtkorn > 2 mm) von bis zu 100% durch RC-Zuschläge unbedenklich ist und zu keinen Einschränkungen führt. Da vor allem die feinen Bestandteile zu großen Eigenschaftsveränderungen der Frisch- und Festbetone führen, sind sie zwar auch Bestandteil der

Forschung, finden sich bisher aber kaum in der Anwendung wieder. Die Eigenschaftsveränderungen reichen von Festigkeitsverlusten über Verringerung des E-Moduls bis hin zu erhöhten Schwindmaßen sowie verminderter Umweltverträglichkeit. Infolge großer Schwankungen ihrer Materialeigenschaften erschweren sie zudem die Projektierung und kontinuierliche Herstellung des Betons.

Rezyklierte Gesteinskörnungen besitzen unter anderem besondere hydrologische Eigenschaften, die auf die Gewinnung der Rohstoffe zurückzuführen sind. Sie bestehen aus mineralischen Bauabfällen und werden aus dem Abbruch, Brechen und Aufbereiten von Betonbauteilen gewonnen. Die stoffliche Zusammensetzung der RC-Materialien ist stark abhängig von Ausgangsmaterial und Aufbereitungstechnik. Außerdem unterliegt sie regionalen Vorkommen / Anwendungen, dem Alter, dem Gebäudetyp und der Abbruchtechnik. Rezyklierte Gesteinskörnungen stammen, im Gegensatz zu natürlichen Gesteinskörnungen aus Steinbrüchen, somit aus inhomogenen Vorkommen und folglich schwanken die Eigenschaften stark und können Fremdstoffe (und Schadstoffe) beinhalten.

Wichtige Unterschiede zur natürlichen Gesteinskörnung, die sich auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften auswirken, sind unter anderem die Porosität / Porengröße und -verteilung, die Wasseraufnahme / das Saugvermögen, die Wasseraufnahmevergänge sowie die Kornfestigkeit, das Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung und die Gleichmäßigkeit der Eigenschaften.

Die stoffliche Zusammensetzung rezyklierter Gesteinskörnung wird in DIN EN 4226-101 „Rezyklierte GK für Beton nach DIN EN 12620 – Teil 101“ [77] kategorisiert und in vier Typen unterschieden. Lediglich Typ 1 (Betonsplitt) und Typ 2 (Bauwerksplitt), welche den Anforderungen nach DIN EN 12620 „Gesteinskörnungen für Beton“ [78] genügen müssen, dürfen gemäß DAfStb-Richtlinie „Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyklierten Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620“ für Beton eingesetzt werden. Durch die Grenzwerte der stofflichen Zusammensetzung wird ein möglichst großer Anteil an Betonbruch und ein Ausschluss von zu hohen Mauerwerk- und Ziegelanteil (die weitaus poröser und wenig Druckfest sind) sowie Fremdstoffen gewährleistet. Feine Gesteinskörnungen (< 2 mm) werden durch die DAfStb-Richtlinie ausgeschlossen.

Ein wesentlicher Einflussfaktor auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften ist der Wasser-Zement-Wert (w/z-Wert), welcher bei RC-Betonen wiederum stark von der Wasseraufnahme und den Aufnahmemechanismen der Zuschläge abhängig ist. Diese müssen bekannt sein, um unkontrollierten Wasserentzug durch die RC-Zuschläge, und somit die Sicherung der angestrebten Festigkeit, zu vermeiden.

Um den höheren Wasseranspruch einer recycelten Gesteinskörnung auszugleichen ist es nach [75] ratsam den herzustellenden Beton auf herkömmliche Weise zu projektieren und im Weiteren ein Zusatzwasser abzuschätzen. Dabei ist zu beachten, dass eine

- Unterschätzung des Saugvermögens => GK entzieht der Betonzusammensetzung unkontrolliert Wasser und es kommt zu keiner ausreichenden Hydratation des Zements
- Überschätzung des Saugvermögens => Im Umkehrschluss folgt mehr freies Wasser und ein höherer w/z-Wert, bis hin zur Zerstörung der Kontaktzone zwischen Korn und Matrix (Zementleim)

In beiden Fällen führt dies unter anderem zur Verminderung der Druckfestigkeit des Betons. Vor allem die Varianz der Rohdichte und Wasseraufnahme von rezyklierten Gesteinskörnungen erschweren die Projektion des Betons. Je nach Brechverfahren werden die Bestandteile des Abbruches mehr oder weniger aufgeschlüsselt, welche das Porenvolumen stark beeinflussen. Eine ausführliche Beschreibung der aktuell verwendeten Aufbereitungsverfahren sind in [79] zu finden. Für die Verwendung im Hochbau (Typ 1 und 2 für Beton gemäß DIN EN 4226-101) ist es Ziel, die Gesteinskörnung möglichst vollständig von der Zementsteinmatrix zu lösen. Da die Festigkeit des Zementsteins geringer ist als die der Gesteinskörnung, wird diese weitestgehend in feine Bestandteile (Größtkorn < 4 mm) aufgespalten und fallen, in Kombination mit den feinen Bestandteilen der ursprünglichen Gesteinskörnung, in Mengen von 20 bis 50 M.-% [80] an. Diese werden als Brechsande bezeichnet und weisen meist erheblich höhere Porositäten und Wasseraufnahmen als natürliche Sande auf [79].

Auch Umweltaspekte sind kritisch zu sehen, da die Wahrscheinlichkeit von schädlichen Stoffen bei Brechsanden höher ist. Aus diesen Gründen ist deren Verwendung im RC-Beton eher unüblich und laut [79] nur unter Bauaufsichtlicher Zulassung und in Regionen ohne nennenswerten Vorkommen an natürlichen Sanden, möglich bzw. sinnvoll. Ausführliche Untersuchungen zu Austauschraten von natürlichen Sanden durch Brechsand wurden von [81] durchgeführt. Es wurde festgestellt, dass eine Substitution von 30% der natürlichen Sanden durch RC-Material, zu kaum einem Einfluss auf die Festbetoneigenschaften führte.

Auch Mauerwerks- und Ziegelanteile beeinflussen, aufgrund ihrer höheren Porosität und (meist) geringeren Rohdichten, die Eigenschaften der RC-Gesteinskörnung. Die Porenstrukturen führen bei steigendem Anteil der Bestandteile nicht nur zu größeren aufnehmbaren Wassermengen, sondern auch zu schnelleren Absorptionsprozessen. Die Absorptionsprozesse von RC-Gesteinskörnungen können in zwei Phasen unterschieden werden. In der ersten Phase entziehen die oberflächennahen großen Poren der Umgebung schnell Wasser, dies geschieht üblicherweise innerhalb der ersten 5 Minuten [82]. Die zweite Phase, in der sich die tieferliegenden kleineren Poren sättigen, verläuft wesentlich langsamer. Nach [83] zeigten sich bei wassergelagerten RC-Gesteinskörnungen Wasseraufnahmen von 80 bis 90 % innerhalb der ersten 15 Minuten und einer nahezu vollständigen Sättigung nach 24 Stunden. Der zeitliche Verlauf der Wasseraufnahme ist auch in [84] an einer großen Anzahl an normalen und RC-Proben ermittelt worden. Zur Einschätzung des Zusatzwasser ist es somit, unter anderem nach [79], [84] ausreichend die Wasseraufnahme nach 10 Minuten (WA10) zu ermitteln, da zu diesem Zeitpunkt die Wasseraufnahme der recycelten Gesteinskörnung weitestgehend abgeschlossen ist.

6.3.2 Voruntersuchungen RC-Gesteinskörnungen

Sowohl im Normalbeton als beim RC-Beton kamen die Fraktionen 0/2, 2/8 und 8/16 zum Einsatz. Die normale Gesteinskörnung wurde von der Koalick Beton GmbH bezogen, die rezyklierte Gesteinskörnung wurde von der HEIM Deponie und Recycling GmbH Berlin zur Verfügung gestellt. Aufgrund der begrenzten Menge, die auf das Mischvolumen des verwendeten Zwangsmischers zurückzuführen ist, mussten die Betone in zwei Chargen hergestellt werden und lange verarbeitbar sein. Bei den Normalbetonen wurde bewusst auf Fließmittel und Konsistenzhalter verzichtet, beim RC-Beton wurde das Fließmittel „MasterEase 3880“ der Firma BASF eingesetzt. Die GK-Eigenschaften der rezyklierten Zuschläge wurden in Voruntersuchung in der FMPA bestimmt. Hierzu zählen Siebversuche nach DIN EN 933-1 [85] sowie Wasseraufnahme zu verschiedenen Zeitpunkten und Rohdichte nach DIN EN 1097-6 [86] mittels Pyknometerversuchen der einzelnen GK-Fraktionen. Die Eigenschaften der normalen Gesteinskörnung wurden dem Prüfzeugnis entnommen.

Korngrößenverteilung

Die Sieblinienanalyse der RC-Gesteinskörnungen erfolgte mittels mechanischen Siebtürmen nach DIN EN 931-1 an jeweils zwei Proben pro Fraktion. Diese sind in Tabelle 7 und Abbildung 17 den Sieblinien der normalen Zuschläge gegenübergestellt.

Wasseraufnahme und Rohdichte

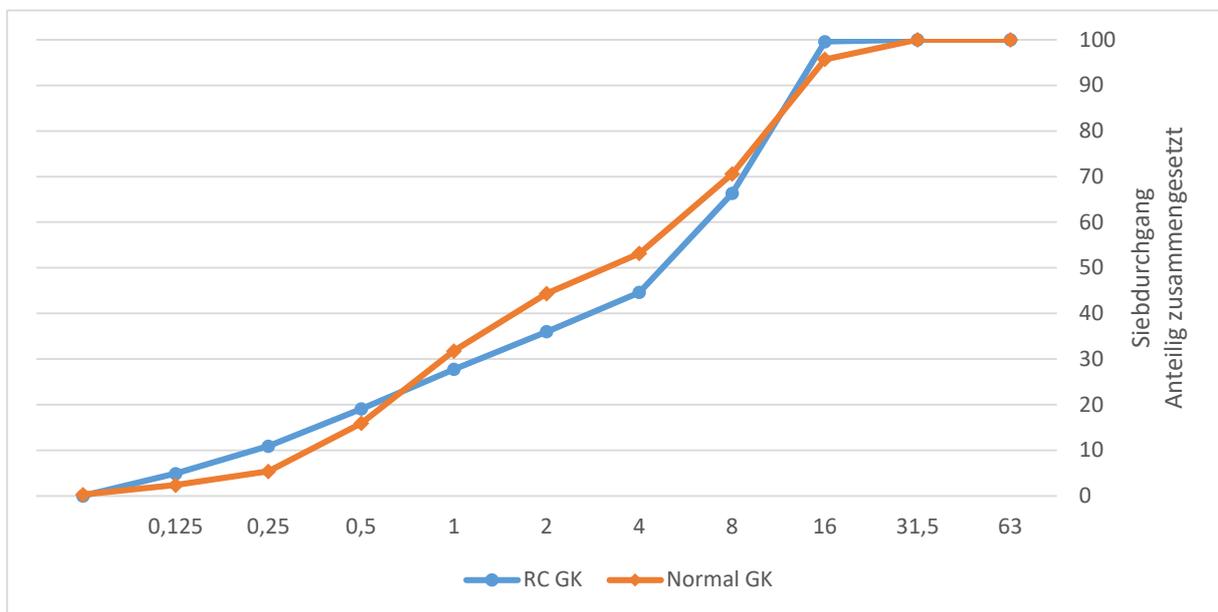
Die Wasseraufnahme und Rohdichte der einzelnen Fraktionen wurden mittels Pyknometerversuchen nach DIN EN 1097-6 an jeweils zwei Proben bestimmt. Die 0/2-Fraktion wurde nach 24 h gemäß Anhang F (Feine Gesteinskörnungen) beurteilt.

Wie bereits beschrieben, ist in der Regel die Wasseraufnahme von RC-Gesteinskörnung, im Gegensatz zur normaler Gesteinskörnung, weitaus höher. Dieser Prozess geht schnell vonstatten und es werden bis zu 90 % der gesamt aufnehmbaren Wassermenge aufgenommen, danach klingt diese deutlich ab.

Tabelle 7: Siebdurchgänge der normalen und RC-Gesteinskörnungen

Fraktion Sieb	Siebdurchgang in [%]					
	0/2		2/8		8/16	
	RC	Normal	RC	Normal	RC	Normal
63	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
16	100,0	100,0	100,0	100,0	98,5	85,0
8	100,0	100,0	80,0	95,0	5,7	3,0
4	100,0	100,0	19,3	45,0	1,4	1,0
2	93,5	99,0	1,3	20,0	1,2	1,0
1	72,0	79,0	0,8	5,0	1,2	1,0
0,5	49,0	37,0	0,8	5,0	1,1	1,0
0,25	27,5	9,0	0,8	5,0	1,0	1,0
0,125	12,0	1,0	0,5	5,0	0,7	1,0

Abbildung 17: Sieblinienvergleich der normalen zu den RC-Gesteinskörnungen



Dies hat zur Folge, dass die Gesteinskörnung bereits beim Anmischen des Betons unkontrolliert Wasser entzieht und den w/z-Wert stark verändert und kaum nachvollziehbar macht. Aus diesem Grund wurde die Versuchsreihe mit verkürzter Nasslagerung erneut durchgeführt, die Gesteinskörnungen verweilten dabei lediglich 10 min im wassergefüllten Pyknometer (WA 10). Die Wasseraufnahme der Fraktion 0/2 nach 10 Minuten konnte aufgrund des fehlerbehafteten Verfahrens lediglich abgeschätzt werden. Die Ergebnisse der Rohdichte- und Wasseraufnahmeuntersuchungen sind in Tabelle 8 aufgeführt.

Tabelle 8: Ergebnisse der Pyknometerversuche

Fraktion	0/2	2/8	8/16
Scheinbare Rohdichte ρ_a [kg/dm ³]	2,61	2,60	2,62
Ofentrockene Rohdichte ρ_{rd} [kg/dm ³]	2,20	2,14	2,23
Wassergesättigte Rohdichte ρ_{ssd} [kg/dm ³]	2,36	2,32	2,38
WA 24 [M.-%]	7,20	8,30	6,61
WA 10 [M.-%]	6,11	5,96	4,67

Probemischungen / -körper

Mit den gewonnenen Kennwerten wurde eine Probemischung für den Normalbeton und drei für den RC-Beton hergestellt. Die RC-Mischungen unterschieden sich in den beigemischten Mengen an Zement, Wasser und Fließmittel (Tabelle 9 und Tabelle 10). Verwendet wurde ein Zement CEM I / A-LL 42,5 R. Am Vortag der Probemischungen wurden Materialproben der RC-Gesteinskörnung genommen und für 24 Stunden bis zur Massekonstanz getrocknet, um den aktuellen Eigenfeuchtegehalt am Tag der Probemischungen zu bestimmen und so das zusätzliche Anmachwasser anzupassen. Die Proben ergaben Eigenfeuchtezustände für die 8/16-Gesteinskörnung von 2,8 M.-% und somit ein Defizit zur WA₁₀ von 1,87 M.-%, für die 2/8-Gesteinskörnung von 2,3 M.-% und einem Defizit von 3,66 M.-% und für die 0/2-Gesteinskörnung von 3,1 M.-% und einem Defizit von 3,01 M.-%. Um den w/z-Zielwert des Normalbetons von 0,70 mussten, bei veränderter Zementmenge, unterschiedliche Mengen an Wasser hinzugefügt werden. Auch der Einfluss des Fließmittel sollte kontrolliert werden.

Nach der Mengenermittlung wurden die Probemischungen in einem Mischbehälter mittels Handrührer hergestellt. Im Falle des Normalbetons, wurden die Gesteinskörnungen eingefüllt und vermengt. Anschließend wurden der Zement und das Anmachwasser eingefüllt. Nach 5 Minuten Mischzeit erfolgte die Bestimmung des Ausbreitmaßes zur Konsistenzprüfung nach DIN EN 12350-5 [87]. Für den Normalbeton wurde eine Konsistenzklasse F₂, mit dem Mittelwert von 40,5 cm, erreicht.

Auch bei den RC-Mischungen wurden zunächst die Gesteinskörnungen vermengt, jedoch unter Zugabe des Zusatzwassers, um eine erste Wasseraufnahme der Gesteinskörnung zu gewährleisten. Nach 5 Minuten Mischzeit wurde ein Großteil des Anmachwassers (incl. dem Fließmittel) beigefügt und nach weiteren 5 Minuten die Konsistenzprüfung durchgeführt. War das Ergebnis der Konsistenzprüfung nicht befriedigend (zu steif, Konsistenzklasse < F₂) wurde weiteres Wasser und Fließmittel hinzugefügt. Dieses Vorgehen wurde bis zum gewünschten Resultat wiederholt.

Die erste RC-Mischung war etwas steifer und erzielte ein mittleres Ausbreitmaß von 36,5 cm. Im Anschluss wurden drei Betonwürfel mit den Kantenlängen 150 x 150 x 150 cm, zur Festigkeitsprüfung, befüllt und mittels eines Rütteltisches verdichtet. Während des Verdichtens der Probewürfel des Betons war auffällig, dass sich die Konsistenz weiter zu verändert haben schien und flüssiger geworden war. Da die überflüssigen Mengen nicht für eine weitere Konsistenzprüfung ausreichten, konnte diese nicht durchgeführt werden.

Daraufhin erfolgte eine Veränderung der Probennahme für die zweite und dritte RC-Mischung. Die Bestandteilmengen wurden angepasst, der zeitliche Ablauf aber nicht verändert, um die Vergleichbarkeit der Druckfestigkeit zu wahren. Es fand eine weitere Konsistenzprüfung nach dem Verdichten der Betonwürfel RC 2 und RC 3 statt. Somit addiert sich der Zeitpunkt der zweiten Konsistenzprüfung auf ca. 20 Minuten nach der ersten Wasserzugabe.

Tabelle 9: Zusammensetzung der Testmischungen

Mengen für Testmischungen [kg]	Normalbeton	RC-Beton 1	RC-Beton 2	RC-Beton 3
0/2	7,50	7,90		
2/8	6,70	6,90		
8/16	5,70	5,50		
Summe Zuschläge	19,90	20,30		
Zement	3,00	3,18	2,95	3,00
Anmachwasser	2,10	1,56	1,42	1,47
Zusatzwasser	---	0,58	0,58	0,58
Wasser	2,10	2,14	2,00	2,05
Fließmittel	---	0,0225	0,057	0,065
Summe Mischung	24,80	25,643	25,307	25,415
w/z-Wert	0,70	0,49 (0,67)*	0,48 (0,68)*	0,49 (0,68)*

*w/z ohne Zusatzwasser (incl. Zusatzwasser)

Tabelle 10: Zusammensetzung der Testmischungen umgerechnet auf 1 m³ Beton

Mengen für 1m³ Beton [kg]	Normalbeton	RC-Beton 1	RC-Beton 2	RC-Beton 3
0/2	703,8	646,6	656,4	652,4
2/8	628,8	564,8	573,3	569,8
8/16	534,9	450,2	457,0	454,2
Summe Zuschläge	1867,5	1661,6	1686,7	1676,4
Zement	281,5	260,3	245,1	247,7
Wasser	197,0	175,2	166,2	169,3
Fließmittel	---	1,8	4,7	5,4
Summe Mischung	2346,0	2098,9	2102,7	2098,8

Die erste Konsistenzprüfung der zweiten RC-Mischung ergab ein mittleres Ausbreitmaß von 40,0 cm, die der dritten ein Ausbreitmaß von 37,5 cm. Die ergänzende Konsistenzprüfung lieferte dann weitaus günstigere Ausbreitmaße von 45,0 cm (RC 2) und 40,0 cm (RC 3), was darauf schließen lässt, dass die Reaktion des Fließmittels erst nach mehr als 5 Minuten einsetzte. Warum die dritte RC-Mischung mit dem höheren Wasser- und Fließmittelgehalt ein geringeres Ausbreitmaß erzielte, konnte nicht abschließend geklärt werden. Eine Schlussfolgerung wäre, dass die RC-Mischung 3 das Wasser schneller aufgenommen haben könnte.

Die Probewürfel wurden nach 24 Stunden ausgeschalt und bis zur Ermittlung der Druckfestigkeit normgerecht (DIN EN 12390-2 [88]) im Wasserbad gelagert. Die Würfel aus Normalbeton erreichten einen Mittelwert der

Druckfestigkeit von 32,3 N/mm², allerdings streuten die Ergebnisse stark mit einer Standardabweichung von 3,73 N/mm² (entspricht 14,13 %). Das 5 %-Quantil betrug 28,8 N/mm², damit war die Zielvorgabe eines C25/30 knapp unterschritten. Die ersten RC-Würfel hatten eine mittlere Druckfestigkeit von 29,4 N/mm² und eine Standardabweichung von nur 0,19 N/mm² (0,78 %) sowie ein 5 %-Quantilwert von 29,3 N/mm². Somit genügten auch diese nicht ganz für einen C25/30, lagen aber dicht an der normalen Betonmischung. Die Probewürfel der RC-Mischungen 2 und 3 hatten ebenfalls eine geringe Standardabweichung von 0,56 N/mm² (1,81 %) bzw. 0,59 N/mm² (1,89 %), lagen aber mit einem Mittelwert der Druckfestigkeit von 37,6 N/mm² und 38,4 N/mm² sowie den 5%-Quantilen von 37,1 N/mm² und 37,9 N/mm² weit über den Erwartungen.

Die größeren Mengen an Fließmittel die den RC-Mischungen 2 und 3 hinzugefügt wurden, begünstigten das Ausbreitmaß und schienen auch einen positiven Effekt auf die Druckfestigkeit zu haben. Eine Ursache wäre bspw. mehr ungebundener Zement infolge des Wasserentzugs durch das rezyklierte Material bei Mischung 1. Dies könnte bedeuten, dass sich bei RC-Mischung 1 weniger Zementleim gebildet hat und so das Betongefüge in geringerem Maße verbunden war. Auf der sicheren Seite liegend, wurde aufgrund seiner Festigkeit und Verarbeitbarkeit RC-Mischung 3 für den Versuchskörper 2 gewählt.

Tabelle 11: Würfeldruckfestigkeiten der Testmischungen

	Normalbeton	RC 1	RC 2	RC 3
Einzelwerte [N/mm ²]	30,9	29,3	37,1	38,0
	28,6	29,7	38,4	39,2
	37,4	29,3	37,4	37,9
Mittelwert [N/mm ²]	32,3	29,4	37,6	38,4
Standardabweichung [N/mm ²]	3,72	0,19	0,56	0,59
Standardabweichung [%]	14,13	0,78	1,81	1,89
5%-Quantil ($f_{c,cube}$) [N/mm ²]	28,8	29,3	37,1	37,9

6.3.3 Beton Versuchskörper

Alle Betone wurden in zwei Chargen mit einem Zwangsmischer nach dem Mischungsprinzip der Testmischungen durchgeführt. Vor der Entnahme des Frischbetons wurde das Ausbreitmaß (nach DIN EN 12350-5) bestimmt, um eine Vorabkontrolle durchzuführen und die Verarbeitbarkeit zu gewährleisten. Zeitgleich zur Betonage der Versuchskörper, wurden jeweils drei Probewürfel (nach DIN EN 12390-1 [89]) mit den Kantenlängen 150 x 150 x 150 mm, der beiden Chargen hergestellt. Die Betonwürfel wurden nach 24 Stunden ausgeschalt und im Anschluss, bis zur Druckfestigkeitsprüfung, im Wasserbad gelagert (nach DIN EN 12390-2). Da die Bruchversuche an den Versuchskörper 5 und 6 nicht nach 28 (± 1) Tagen durchgeführt wurden, sondern nach 52 bzw. 57 Tagen, wurden die Würfeldruckfestigkeiten der ersten Chargen nach 28 Tagen und der zweiten Chargen am Vortag der Bruchversuche ermittelt. Zur Vergleichbarkeit mit den ersten Chargen wurden diese dann (gemäß DIN EN 1992-1-1, Abs. 3.1.2), auf die 28-Tagedruckfestigkeit zurückgerechnet. Um den Einfluss der rezyklierten Gesteinskörnung auf den E-Modul einschätzen zu können, wurden zusätzliche Proben des Betons der drei Versuchskörper 1, 5 und 6 genommen und Prüfzylinder ($h/d = 30/15$ cm) hergestellt. Anhand dieser wurden die E-Moduln (nach DIN EN 12390-13 [90]) und die Spaltzugfestigkeit (nach DIN EN 12390-6 [91]) ermittelt.

Frischbetoneigenschaften

Aufgrund unterschiedlicher Lagerbedingungen wurden bei den ersten beiden Versuchskörpern (VK 3 und VK 4), ähnlich der RC-Testmischung, die Eigenfeuchtezustände der Zuschläge ermittelt.

Tabelle 12: Ermittlung der Ausgleichsfeuchte VK 3, 4

Fraktion	VK 3			VK 4		
	0/2	2/8	8/16	0/2	2/8	8/16
Soll w [M.-%]	0,3	1,1	1,3	0,3	1,1	1,3
Ist w [M.-%]	1,9	1,7	1,2	0,1	0,1	0,2
Δw [M.-%]	1,6	0,6	0,1	-0,2	-1,0	-1,1
Masse [kg]	703,8	628,8	534,9	703,8	628,8	534,9
Δw [kg]	11,3	3,8	0,5	-1,4	-6,3	-5,9
Summe Δw [kg]	15,6			-13,6		

Bezogen auf 1 m³ Beton

Die 0/2-Zuschläge für VK 3 wiesen Eigenfeuchten von 1,9 M.-% auf, laut Datenblatt sollte diese lediglich 0,3 M.-% betragen. Die beiden anderen Fraktionen besaßen Eigenfeuchten von 1,7 M.-% zu 1,1 M.-% (2/8) und 1,3 M.-% zu 1,2 M.-% (8/16). Hieraus folgte eine Reduktion des Anmachwassers um 15,6 Liter/m³ Beton, das entspricht 7,92 % (Tabelle 12).

Die Eigenfeuchten der Zuschläge für VK 4 betragen am Tag der Betonage 0,1 M.-% (0/2 und 2/8) sowie 0,2 M.-% (8/16). Um den Feuchtezustand zu regulieren, wurde das Anmachwasser erneut angepasst und um 13,6 Liter/m³ bzw. 6,9 % erhöht (Tabelle 12).

Bereits während des Befüllens des Zwangsmischers konnte jedoch beobachtet werden, dass diese Einstellung unter Umständen zu einem höheren w/z-Wert führen könnte, da das Material augenscheinlich feuchter aussah. Die Konsistenzprüfung der ersten Charge ergab ein Ausbreitmaß von 43,0 cm und war somit fließfähiger (Konsistenzklasse F₃) als bei Versuchskörper 3, welche ein mittleres Ausbreitmaß von 40,5 cm (Einzelwerte 40,0 cm und 41,00 cm) aufwies (entsprach somit der angestrebten Konsistenzklasse F₂). Die Beobachtung war also zutreffend. Zu erklären ist dies mit der Probennahme des Vortages. Wahrscheinlich wurde vor der Probennahme die Gesteinskörnung nicht ausreichend durchmischt, so dass mehr trockenes Material entnommen wurde. Da der angemischte Beton nicht „ausblutete“ und augenscheinlich gut verarbeitbar war, wurde dieser für den Versuchskörper verwendet. In der Annahme, dass die Gesteinskörnungen gesättigt sind, wurde das Anmachwasser für Charge 2 wieder um 4,8 % reduziert. Daraus resultierend, verringerte sich das Ausbreitmaß auf 41,5 cm.

Aus diesem Grund wurden für die Versuchskörper 1, 5 und 6 aus Normalbeton keine Proben zur Bestimmung der Eigenfeuchte mehr entnommen. Das mittlere Ausbreitmaß bei Versuchskörper 1 betrug 42,5 cm für Charge 1 und 42,8 cm für Charge 2. Die Probennahme von Versuchskörper 5 ergaben Ausbreitmaße von 44,0 cm und 42,8 cm. Versuchskörper 6 liefert die Ausbreitmaße von 42,3 cm und 42,5 cm.

Bei Versuchskörper 2 aus RC-Beton wurde vor der Betonage die Eigenfeuchte der rezyklierten Gesteinskörnung ermittelt. Diese ergaben sich zu 2,2 M.-% (0/2) und 1,7 M.-% (2/8) sowie 2,8 M.-% (8/16), dies entspricht einer

Reduktion von 0,6 M.-% (0/2 und 2/8) und 0,3 M.-% (8/16) im Vergleich zur Testmischung. Somit musste das Anmachwasser um 9,8 Liter/m³ (entspricht 5,9 % des Gesamtwassers) erhöht werden (Tabelle 13).

Tabelle 13: Zusammensetzung der RC-Mischungen für 1 m³ Beton

	Masse	Ist-Feuchte		Masse trocken	WA ₁₀	Δw	
	[kg]	[M.-%]	[kg]	[kg]	[M.-%]	[M.-%]	[kg]
0/2	632,5	2,2	13,9	618,6	6,11	3,91	24,2
2/8	552,4	1,7	9,4	543,0	5,96	4,26	23,1
8/16	440,3	2,8	12,3	428,0	4,67	1,87	8,0
Zwischensumme	1625,2		35,6	1589,6			55,3
Zement	238,8						
Wasser	123,8						
Zusatzwasser	55,3						
Summe Wasser	179,1						
FM	5,2						
Summe Beton	2048,3						

Wie bei den Probemischungen wurden zunächst die Gesteinskörnungen und das Zusatzwasser für 5 Minuten im Zwangsmischer durchmischt, um die erste Wasseraufnahme durch die Gesteinskörnung zu ermöglichen. Im Anschluss wurde das Anmachwasser hinzugefügt, für weitere 5 Minuten gemischt, und die Konsistenzprüfungen durchgeführt. Diese ergaben sich einheitlich zu 48,0 cm, welche einer Konsistenzklasse F₃-F₄ entsprechen.

Festbetoneigenschaften

Druckfestigkeit

Die Ergebnisse der Würfeldruckfestigkeiten sind in Tabelle 14 zusammengefasst. Charge 1 von VK 3 mit dem Mittelwert aus 3 Betonwürfeln von 37,9 N/mm² blieb deutlich hinter Charge 2 mit 43,6 N/mm² zurück und besaß auch eine größere Streuung (5,65 % zu 1,05 %). In Bezug auf beide Chargen ergab sich ein $f_{c,cube}$ von 36,4 N/mm² welches nahe an einen C_{30/37} heranreicht. Die Mischung hat ein besseres Ergebnis als die Probemischung erbracht und wurde den Anforderungen mehr als gerecht. Dies lässt sich teilweise mit der Reduktion des Anmachwassers erklären. Legt man zugrunde, dass die Reduktion sich nicht auf die Feuchte der Gesteinskörnung auswirkt, sondern auf den w/z-Wert, erhält man einen verminderten w/z-Wert von 0,64. Diese Abminderung von 0,06 kann eine Festigkeitserhöhung von ca. 6 N/mm² hervorrufen, somit wäre der Festigkeitsunterschied der ersten Charge zur Probemischung realistisch.

Die Ergebnisse der drei Druckfestigkeitsprüfungen der ersten Charge von VK 4 bestätigen die Annahme, dass der Eigenfeuchtezustand unterschätzt wurde. Deren Mittelwert betrug 27,7 N/mm² (mit einer Standardabweichung von 11,07 %) und war deutlich geringer als bei Versuchskörper 3. Die zweite Charge

erreichte einen Mittelwert der drei Würfel von 30,7 N/mm² und einer Abweichung von 2,65 % und liegt nahe der Probemischung. In der Nachbearbeitung stellte sich die Annahme als logisch heraus. Das überschüssige Anmachwasser führte zu einem berechneten w/z-Wert von 0,75, was ein Plus von 0,05 bedeutet und einen Festigkeitsverlust von 5,0 N/mm² als realistisch erscheinen lässt. Werden die Ergebnisse aus beiden Chargen zusammengefasst resultiert ein $f_{c,cube}$ von 25,9 N/mm². Dies entspricht einem C20/25.

Tabelle 14 Würfeldruckfestigkeiten VK 1 bis 6

	VK 1	VK 2 (RC)	VK 3	VK 4	VK 5	VK 6
Einzelwerte [N/mm ²]	33,9	24,0	40,2	26,0	34,0	32,5
	33,2	24,3	36,0	31,2	31,7	31,4
	36,2	24,2	37,4	25,8	32,5	34,7
	33,5	24,2	44,0	29,8	32,2*	32,6*
	35,7	23,5	43,1	31,3	32,6*	35,4*
	36,6	23,6	43,7	31,1	32,2*	35,8*
Mittelwert [N/mm ²]	34,9	24,0	40,7	29,2	32,5	33,7
Standardabweichung [N/mm ²]	1,47	0,26	1,38	2,00	0,75	1,53
Standardabweichung [%]	4,37	1,41	8,42	8,95	2,41	5,34
5%-Quantil ($f_{c,cube}$) [N/mm ²]	33,3	23,5	36,4	25,9	31,8	31,7
Festigkeitsklasse	C25 / 30	C16 / 20	C25 / 30	C20 / 25	C25/30	C25/ 30

*Rückgerechnete Würfeldruckfestigkeiten nach 28 Tagen

Die Betondruckfestigkeit des ersten Versuchskörpers lag im Mittel der beiden einzelnen Chargen bei 34,5 N/mm² sowie 35,3 N/mm² und zusammengefasst bei 34,9 N/mm². $f_{c,cube}$ berechnete sich zu 33,3 N/mm². Die 28-Tagedruckfestigkeit des Versuchskörpers 5 belief sich im Mittel zu 32,7 N/mm² und 32,4 N/mm² (Gesamt 32,5 N/mm²) sowie einem $f_{c,cube}$ von 32,0 N/mm². Versuchskörper 6 erreichte mittlere Druckfestigkeiten von 32,9 N/mm² und 34,6 N/mm² (Gesamt 33,7 N/mm²) sowie ebenfalls ein $f_{c,cube}$ von 32,0 N/mm². Im Ergebnis stellten sich bei allen Chargen der Versuchskörper 1, 5 und 6 eine leichte Verbesserung zur Probemischung ein und erreichten die Betonfestigkeitsklasse C25/30.

Die Probewürfel des RC-Betons wurden den Erwartungen nicht gerecht. Auch wenn die Streuung der Ergebnisse sehr gering war (auch chargenübergreifend), besaßen die Würfel nur eine mittlere Druckfestigkeit von 24,2 N/mm² (1. Charge) und 23,8 N/mm² (2. Charge). Daraus resultierend ergab sich ein $f_{c,cube}$ von 24,0 N/mm² (1. Charge) sowie 23,5 N/mm² (2. Charge) und chargenübergreifend von 23,5 N/mm². Somit entspricht der RC-Beton gerade einmal einem C16/20.

Diese drastische Abnahme der Druckfestigkeit muss/könnte teilweise auf das, im Vergleich zu den Testmischungen, veränderte Mischverfahren mit einem Zwangsmischer, die verkürzte Mischdauer (nicht sukzessive Hinzugabe von Anmachwasser + Fließmittel) sowie daraus resultierend zu viel Fließmittel zurückzuführen sein. Es ist ebenso möglich, dass die Wasseraufnahme verfrüht abgenommen hat, da der Zement mit dem Wasser reagierte und sich Zementleim bildete, welcher die Poren der Zuschläge frühzeitig verschlossen hat [92]. Dies würde bedeuten, dass mehr freies Wasser (also ein höherer w/z-Wert) entstand.

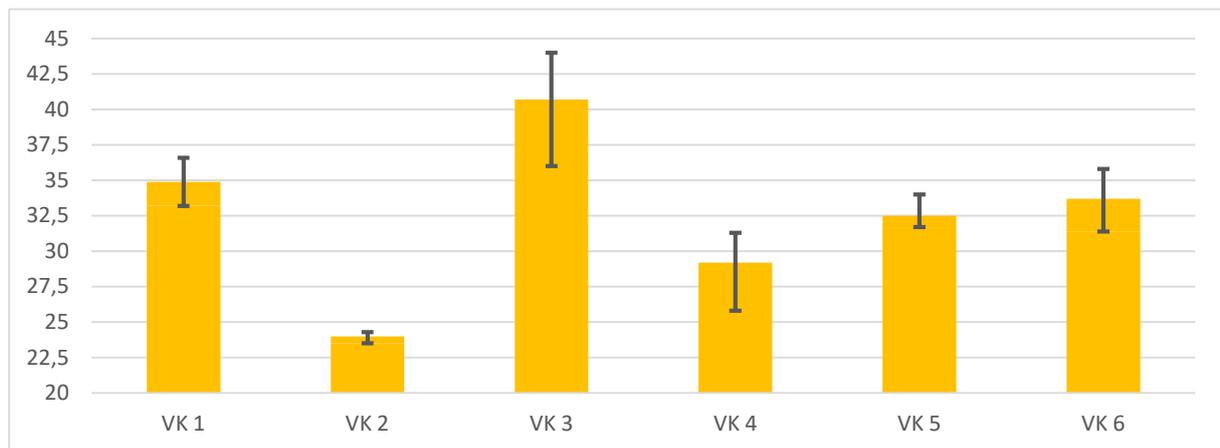
Auch nicht realitätsgetreue Eigenfeuchten oder Unregelmäßigkeiten der Zuschläge können (trotz Überprüfung der Eigenfeuchten) nicht ganz ausgeschlossen werden.

Der hergestellte RC-Beton erzielte eine mittlere Druckfestigkeit von $24,0 \text{ N/mm}^2$, das entspricht ca. 71 % der durchschnittlichen Druckfestigkeit der Normalbetone der Versuchskörper 1, 5 und 6. Im Vergleich zu Versuchskörper 3 sind es sogar 59 % und zu Versuchskörper 4 sind es „nur“ 82 %.

Die Abweichung der Einzelergebnisse ist mit $0,26 \text{ N/mm}^2$ bzw. 1,41 % aber sehr gering. Wohingegen die Normalbetone zwischen $0,75$ bis $2,00 \text{ N/mm}^2$ bzw. 2,41 bis 8,95 % erbrachten.

Abbildung 19 zeigt den Vergleich der mittleren Druckfestigkeiten der einzelnen Chargen bezogen auf den ermittelten w/z-Wert. Auffällig ist, dass die Korrelation der Normalbetone plausibel ist und mit steigendem w/z-Wert sinkt die Druckfestigkeit der Chargen, aber die Druckfestigkeit des RC-Betons bei so geringem w/z-Wert deutlich niedriger ist. Obwohl die Testmischung bei ähnlichen Mengenverhältnissen eine weitaus höhere Druckfestigkeit lieferte, erscheint, dass bei einer Substitution von 100 % der Zuschläge durch rezykliertes Material, dieses Ergebnis im Vergleich zu den Erkenntnissen aus [81] wiederum realistisch.

Abbildung 18: Würfeldruckfestigkeiten VK 1 bis VK 6



E-Modul

Die Ergebnisse der E-Modulprüfung (siehe Tabelle 15) zeigen, dass alle Prüfkörper der Normalbetone einen E-Modul zwischen 27.000 N/mm^2 und 33.000 N/mm^2 bei einer oberen Prüfspannung von $11,5 \text{ N/mm}^2$ (VK 1) und $11,4 \text{ N/mm}^2$ (VK 5 und 6) ergaben. Für Versuchskörper 1 ergab sich ein mittlerer E-Modul von 30.178 N/mm^2 , Versuchskörper 5 erreichte 29.227 N/mm^2 und Versuchskörper 6 belief sich zu 28.203 N/mm^2 .

Wie erwartet fallen die E-Moduln des RC-Betons geringer aus. Mit einem mittleren E-Modul von 17.101 N/mm^2 liegt der RC-Beton weit unter den Werten zwischen 28.203 bis 30.178 N/mm^2 , das entspricht einem Unterschied von ca. 60,6 bis 56,7 %.

Abbildung 19: Vergleich der mittleren Druckfestigkeit der Chargen in Bezug auf den ermittelten w/z-Wert

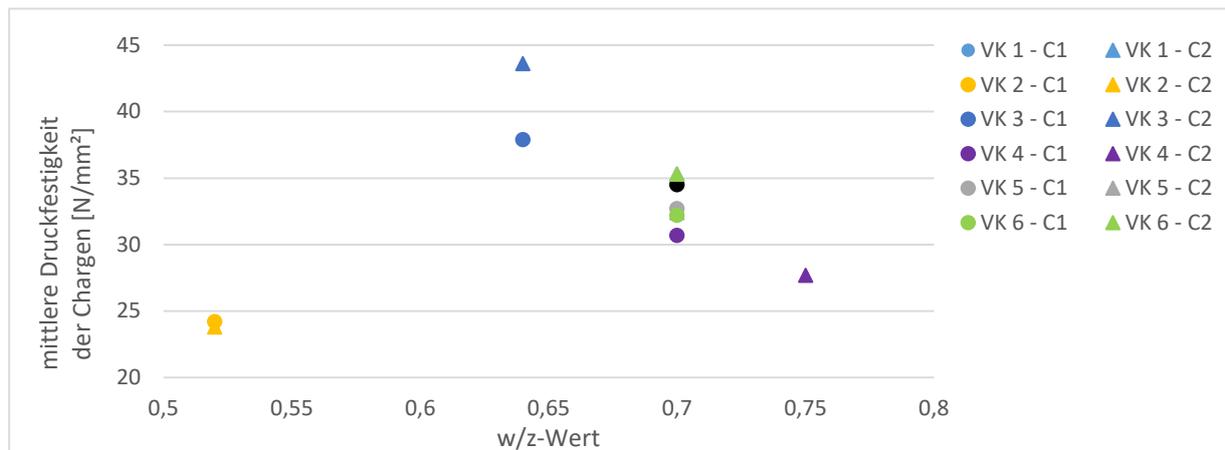


Tabelle 15: E-Moduln der Versuchskörper 1, 2, 5 und 6

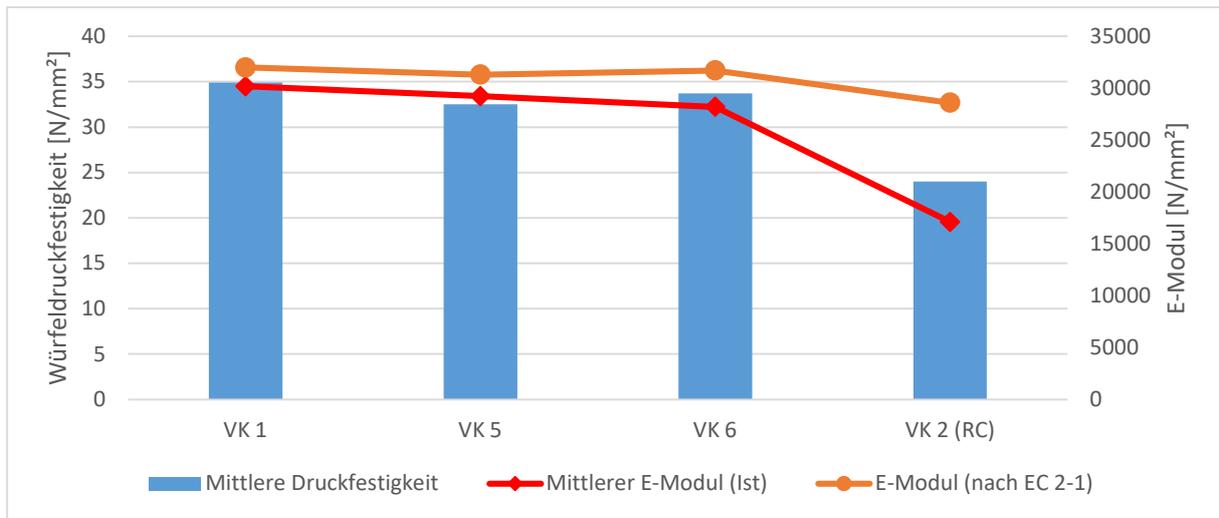
	VK 1	VK 2 (RC)	VK 5	VK 6
Einzelwerte [N/mm²]	28.890	16.937	28.753	28.793
	32.517	16.800	28.621	27.736
	29.126	17.567	30.306	28.079
Mittelwert [N/mm²]	30.178	17.101	29.227	28.203
Standardabweichung Absolut [N/mm²]	1657,96	333,99	765,10	440,29
Standardabweichung Relativ [%]	6,72	2,39	3,21	1,91

Tabelle 16: Spaltzugfestigkeit VK 1, 2, 5 und 6

	VK1	VK2 (RC)	VK 5	VK 6
Einzelwerte	2,60	1,65	2,70	2,40
	2,20	1,85	2,65	2,40
	2,85	2,00	2,60	2,10
Mittelwert	2,55	1,83	2,65	2,30
Standardabweichung [N/mm²]	0,27	0,14	0,04	0,14
Standardabweichung [%]	12,86	9,58	1,89	7,53

Da das E-Modul in engem Zusammenhang mit der Betonfestigkeit steht, wurden zur Bewertung der erzielten E-Moduln, in Abhängigkeit zur mittleren Würfeldruckfestigkeit, die Richtwerte gemäß DIN EN 1992-1-1, Abs. 3.1.3 ermittelt. Die E-Moduln der Normalbetone sollten rechnerisch zwischen 31.000 N/mm² und 32.000 N/mm² liegen, die Probekörper erreichen mit ca. 88 % bis 94 % der errechneten E-Moduln eine gute Annäherung. Der RC-Beton erzielt lediglich ca. 60 % des rechnerischen E-Moduls von 29.000 N/mm² (siehe Abbildung 20).

Abbildung 20: Gegenüberstellung der mittleren Würfeldruckfestigkeiten und E-Moduln der VK 1, 2, 5 und 6



6.4 Herstellung der Bewehrung

Die Bewehrungskörbe wurden bei allen Versuchskörpern identisch gefertigt und bestehen aus einer gebogenen Bewehrungsmatte Q188A der Güte B 500 A, welche auf die entsprechende Länge der Betonplatte, unter Berücksichtigung der einzuhaltenden Randabstände, zugeschnitten wurde. In die Bewehrungskörbe wurden die Bewehrungsschlaufen (3 Ø 16 mm auf der unteren und oberen Lage je Bewehrungskorb) eingelegt und befestigt. Abschließend wurden die Bewehrungskörbe an den Enden mit Steckbügeln geschlossen. Zum Durchstecken des Stahleinbauteils durch den Bewehrungskorb wurden die entsprechenden Bereiche herausgeschnitten.

6.5 Zusammenbau

Nach der Herstellung der Einzelbauteile erfolgte der Zusammenbau der Holz- und Stahlbauteile in der FMFA, welche liegend gelagert zusammengesteckt, ausgerichtet und mit hydraulischen Pressen und einem geringen Anpressdruck fixiert wurden. Durch die liegende Lagerung konnten die noch zu bohrenden Löcher in den Stahlaschen problemlos gebohrt werden. Hierzu wurden auf die Holzstützen Stahlplatten geklemmt, auf denen eine Magnetbohrmaschine befestigt werden konnte. Anschließend wurde der Versuchskörper aufgerichtet und die Schalung für die Betonplatte angebracht. Vor dem Einsetzen des vorbereiteten Bewehrungskorbes (siehe Abbildung 21) und der Betonage wurden die fertigungsbedingten Toleranzbereiche zwischen Holz und Stahleinbauteil kraftschlüssig mit hochfestem Zementleim „V1/0 HF Hochfestleim“ der Firma Pagel Spezial-Beton GmbH & Co KG verfüllt. Um einen Feuchteintrag durch die Betonage in das Holz zu verhindern, wurde auf die Holzträger die Beschichtung „MC-Color Flex pro“ der Firma MC-Bauchemie Müller GmbH & Co. KG aufgebracht. Zur Aufnahme der Zugkraft wurden nach DIN EN 1995-2 [93] in die Mitte der Kerven Holzschrauben 12 x 300 nach DIN 571 [94] eingeschraubt. Die Schrauben reichen je nach Versuchskörper bis zur oberen Bewehrungslage und nehmen die Zugstrebe entsprechend dem Stabwerkmodell in Abbildung 7 auf. Final erfolgte die Betonage der Betonplatte. Aus dem Tastversuch ist bekannt, dass ein Versagen der Holzstütze infolge Querzug eintrat. Im Sinne eines robusten Bauwerks ist eine Versagensankündigung wünschenswert, welche beispielsweise durch eine starke Rissbildung im Beton gewährleistet wäre. Um ein Versagen infolge Querzug in der Stütze auszuschließen, wurden Gewindestangen M12 der Festigkeitsklasse 4.6 über die Stützenbreite eingeklebt (siehe Abbildung 10). Als Klebstoff wurde der 2K-EP-Klebstoff „WEVO EP 32 S mit WEVO-Härter B 22 S“ der Firma WEVO-Chemie GmbH verwendet.

Abbildung 21: Detailaufnahme Bewehrungskorb in der Schalung [Quelle: Tim Höltke, BTU Cottbus - Senftenberg]



6.6 Versuchsaufbau

6.6.1 Einbau des Versuchskörpers in den Versuchsstand

Nach dem finalen Zusammenbau wurden die Versuchskörper in den Versuchsstand eingebaut. Der Versuchsstand befindet sich auf einem Aufspannfeld mit drei Portalrahmen und mit für die Versuche zusätzlich gefertigten Diagonalstreben zur Abtragung der resultierenden Horizontallasten (siehe Abbildung 22). An jedem Portalrahmen ist ein Prüfzylinder (max. 1 MN) entsprechend der Lastaufbringung in Abbildung 10 vorgesehen. Bei der Lagerung des Versuchskörpers im Versuchsstand wurde stets auf eine zwängungsarme Lagerung geachtet.

6.6.2 Lastregime

Entsprechend Abschnitt 4.4 beginnt das Lastregime mit der Aufbringung der Normalkraft in der Stütze durch die Kraft $F_1 = 800 \text{ kN}$. Diese wird über die gesamte Versuchsdurchführung konstant gehalten. Anschließend werden die entgegengesetzt wirkenden Kräfte F_2 an den Trägerenden aufgebracht (siehe Abbildung 23). Die Lastaufbringung erfolgt aufgrund der unterschiedlichen Verbundträgersteifigkeiten in Krafrichtung kraftgesteuert. Die betragsmäßig gleich großen Kräfte F_2 werden dabei in 11 kN Schritten über 30 Sekunden gesteigert und anschließend 30 Sekunden gehalten. Die Laststeigerung wird bis zum Versagen des Versuchskörpers fortgesetzt. Die Haltezeit dient der Ausbreitung von Kriech- und Setzungseffekte. Das Lastinkrement von 11 kN ergibt sich aus Vorbetrachtungen zur numerischen Versagenslast und entspricht ca. 10 % der vorhergesagten Versagenslast. Da das Lastregime für alle Versuchskörper gleich sein soll, die Versuchskörper aber infolge unterschiedlicher Steifigkeiten auch unterschiedliche Versagenslasten liefern, wurde ein Mittelwert der sich ergebenden Versagenslast gewählt.

Abbildung 22: Versuchsstand in der FMPA [Quelle: Tim Höltke, BTU Cottbus - Senftenberg]

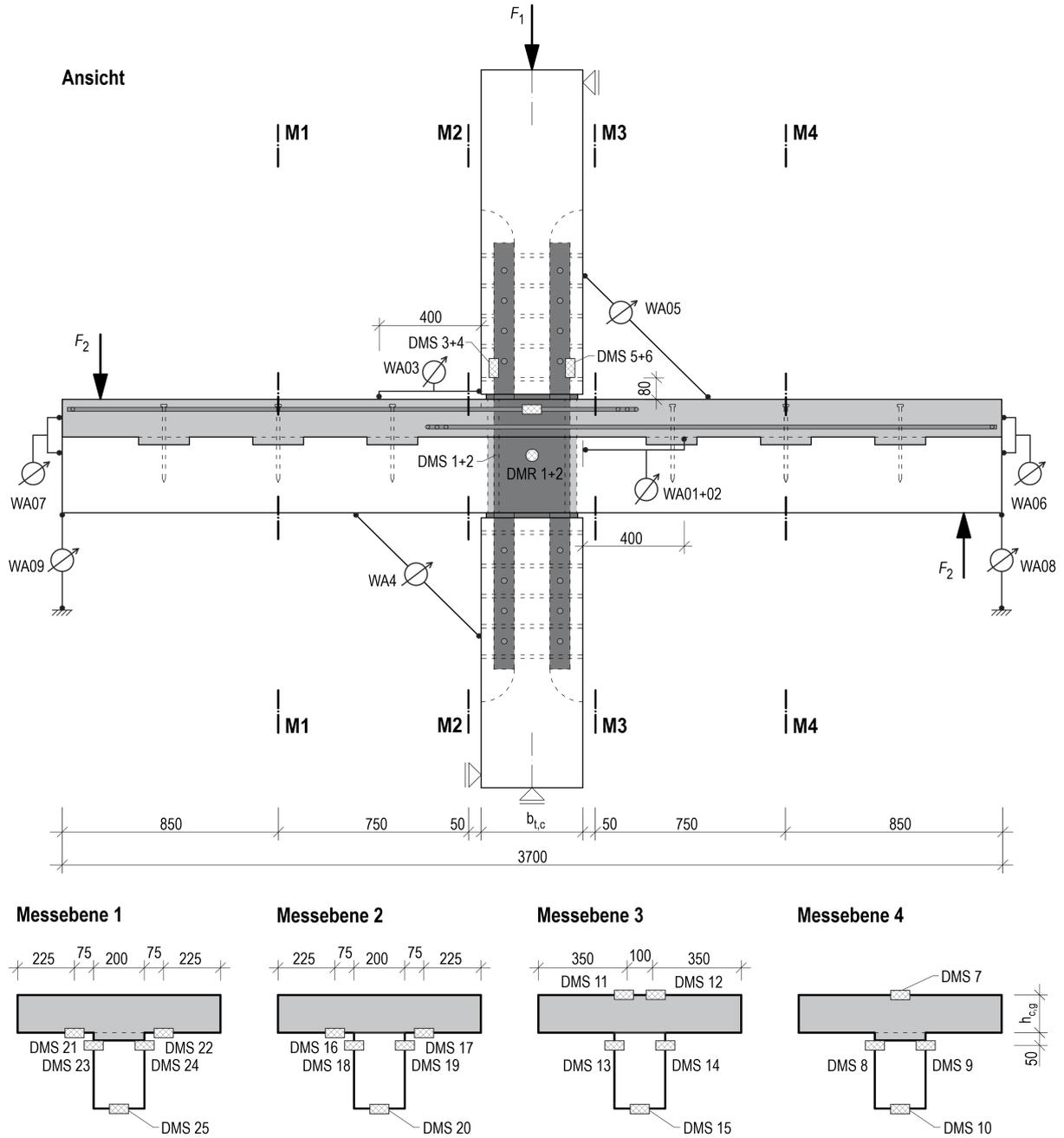


6.6.3 Messanordnung

Zum Messen der experimentellen Ergebnisse wurden insgesamt 25 Dehnmessstreifen (DMS), 2 Dehnmessrosetten (DMR) und 9 induktive Wegaufnehmer (WA) verwendet. Die Anordnung der Messeinrichtungen ist in Abbildung 26 dargestellt. Die Dehnmessstreifen unterscheiden sich anhand des zu messenden Materials aufgrund des Materialgefüges. Folgende Dehnmessstreifen und Dehnmessrosetten der Firma „Höttinger Brüel & Kjaer GmbH“ wurden verwendet:

- 6 Stück DMS 1-LY11-6/350 Dehnungen im Stahl
- 12 Stück DMS 1-LY41-10/350 Dehnungen im Holz
- 7 Stück DMS 1-LY41-50/120 Dehnungen im Beton
- 2 Stück DMR 1-RY41-6/120 zweidimensionaler Spannungszustand im Stahl

Abbildung 23: Messanordnung je Versuchskörper



DMS 3, 4, 5 und 6 sind an den oberen Stahlflaschen angebracht.

7 Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchung

Kapitel 7 dient der Validierung der numerischen mit den experimentellen Ergebnissen. Weiterhin wird das experimentelle Nachbruchverhalten jedes Versuchskörpers beschrieben. Auch wird das experimentelle Nachbruchverhalten anhand von Kraft-Verformungsdiagrammen dargestellt.

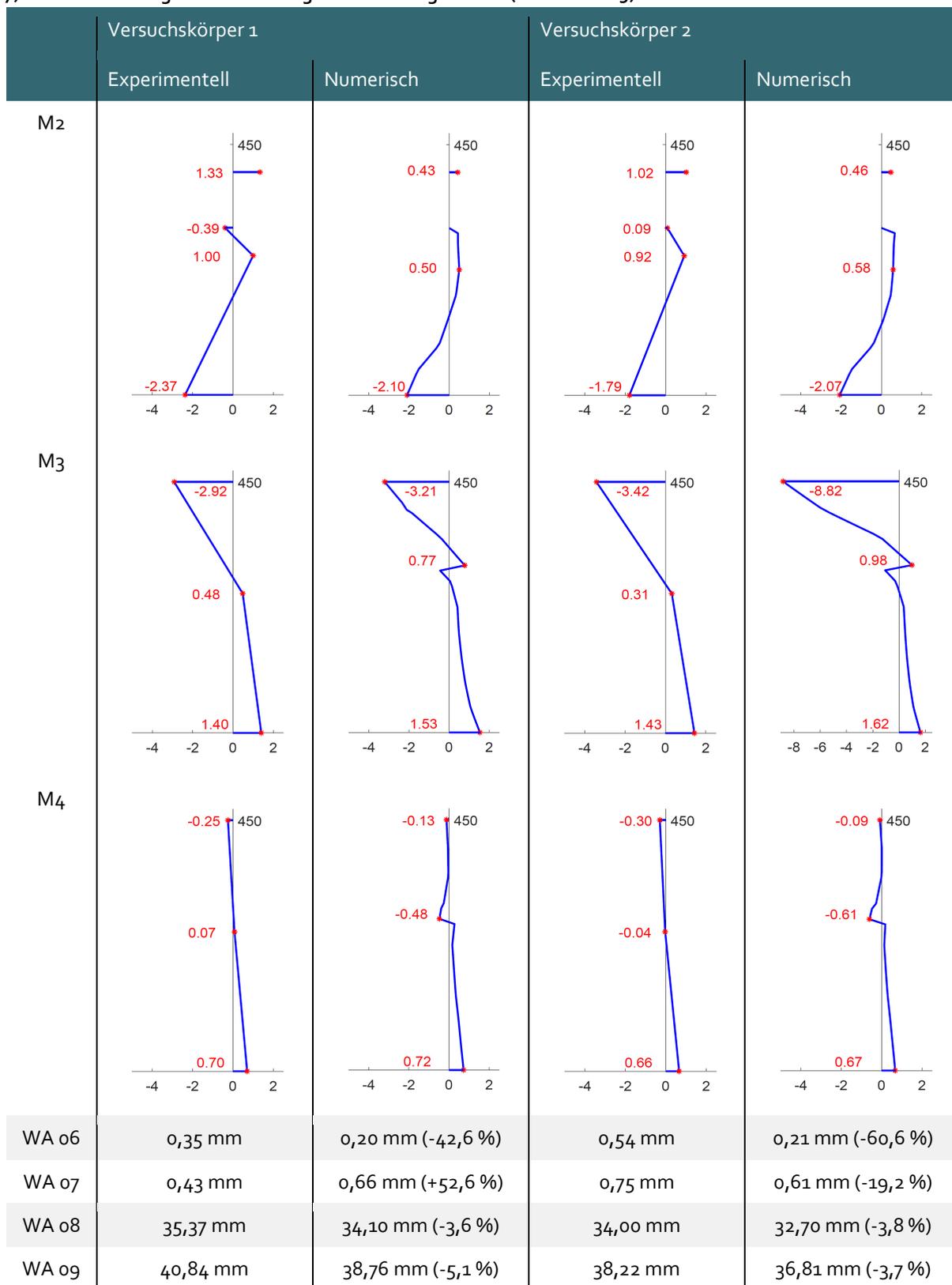
7.1 Validierung der numerischen Ergebnisse

Die Validierung der numerischen Ergebnisse erfolgt auf dem Lastniveau der experimentellen Versagenslast (siehe Tabelle 3) in den Messebenen M₂, M₃ und M₄ sowie an den Stellen der Wegaufnehmer WA 06, WA 07, WA 08 und WA 09 (siehe Abbildung 24). In den Messebenen werden auf Grundlage der explizit gemessenen Dehnungen in den experimentellen Versuchsdurchführungen, Dehnungsverläufe über den Verbundträgerquerschnitt erstellt. Es wird ein linearer Verlauf zwischen den einzelnen Messpunkten angenommen. Messebene M₁ wurde vernachlässigt, da hier die Dehnungen in der Bewehrung nicht gemessen wurden (siehe Abbildung 23). Versuchskörper VK 5 wurde aufgrund eines Versagens der Versuchseinrichtung und einem Querkzugversagen in der unteren Holzstütze insgesamt 3-mal belastet. Nach der Erneuerung der unteren Stütze und einer Querkzugverstärkung in der unteren und oberen Stütze konnten die hier dargestellten experimentellen Ergebnisse gemessen werden. Die numerischen Dehnungsverläufe konnten im FE-Programm Ansys Workbench an den Stellen der jeweiligen Messebenen mit Hilfe von Schnitten ausgelesen werden.

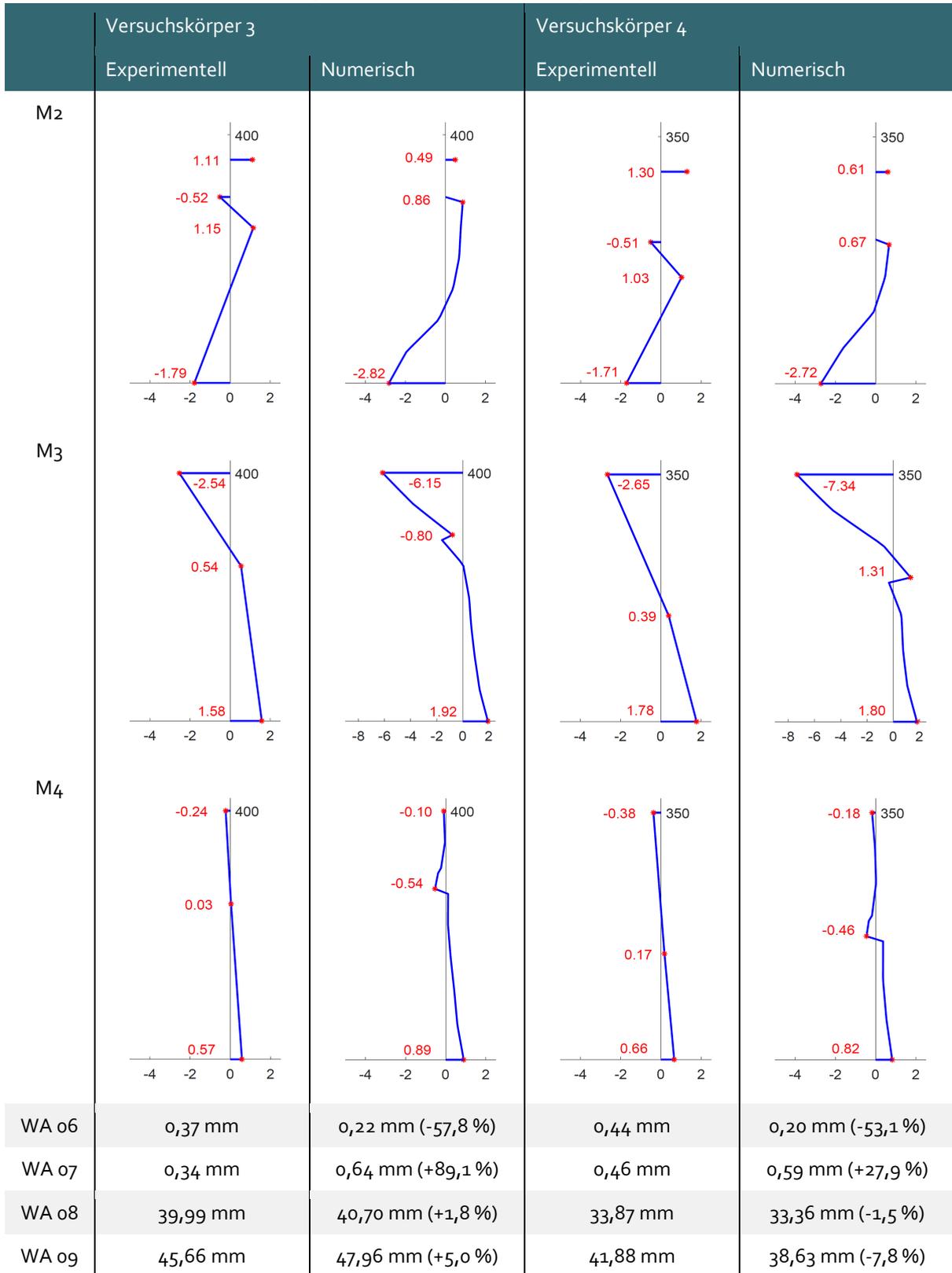
Bei der Bewehrung in Messebene M₂ zeigt sich, dass die experimentellen Dehnungen bei allen Versuchskörpern ungefähr doppelt so hoch sind wie die numerischen Dehnungen. Beim Werkstoff Holz fällt auf, dass bei Versuchskörper VK 1 und VK 2 in allen Messebenen, bei Versuchskörper VK 3 und VK 4 in Messebene M₃ und bei Versuchskörper VK 5 in den Messebenen M₃ und M₄ eine gute Übereinstimmung zwischen den experimentell bestimmten und den numerischen Dehnungen vorhanden ist. Bei Versuchskörper VK 3 und VK 4 treten in den Messebenen M₂ und M₄ sowie bei Versuchskörper VK 5 in Messebene M₂ erhöhte Abweichungen auf. Für den Werkstoff Beton zeigen sich bei allen Versuchskörpern, außer VK 1, deutliche Abweichungen in Messebene M₃ bei den Betonstauchungen. Die höchsten Abweichungen entstehen bei Versuchskörper VK 5. Für die Wegaufnehmer WA 06 und WA 07 zeigen sich auch deutliche Abweichungen zwischen den numerischen und experimentellen Ergebnissen in einem relativen Bereich von -60,63 bis 94,01 %. Trotz der verschiedenen lokalen Abweichungen erzielt das numerische Modell bei der globalen Verformung der Verbundträger in vertikaler Richtung, gemessen durch Wegaufnehmer WA 08 und 09, sehr gute Ergebnisse mit Abweichungen die bei allen Versuchskörpern kleiner 10 % sind.

Die lokalen Abweichungen können aus verschiedenen Ursachen resultieren. Zum einen bildet das numerische Modell den, unter Ausnutzung der Symmetrie, halben Versuchskörper ab. Um eine annehmbare Rechenzeit zu gewährleisten, musste ein entsprechend grobes Netz gewählt werden. Für lokale Untersuchungen empfiehlt es sich eher Teilmodelle mit einer entsprechend feineren Vernetzung zu abstrahieren. Zum anderen beinhaltet die Geometrie der numerischen Modelle viele rechtwinklige Ecken die zu numerischen Spannungsspitzen führen können. Bei nichtlinearen Materialmodellen führen diese Spannungsspitzen zu hohen plastischen Dehnungen. Dies könnte beispielsweise die hohen Dehnungsabweichungen im Beton und die absoluten Abweichungen bei Wegaufnehmer WA 06 und WA 07 erklären. Die Verschiebungen bei Wegaufnehmer WA 06 und WA 07 befinden sich zudem im Zehntel Millimeter Bereich der gemessenen und simulierten Verschiebungen, so sind die relativen Verschiebungen hoch, die absoluten Verschiebungen im Vergleich zu den gemessenen Verschiebungen durch Wegaufnehmer WA 08 und WA 09 jedoch klein. Bei den Abweichungen der Dehnungen in der Bewehrung ist weiterhin der Einfluss der Bruchenergie zu berücksichtigen, die nach dem Model Code 2010

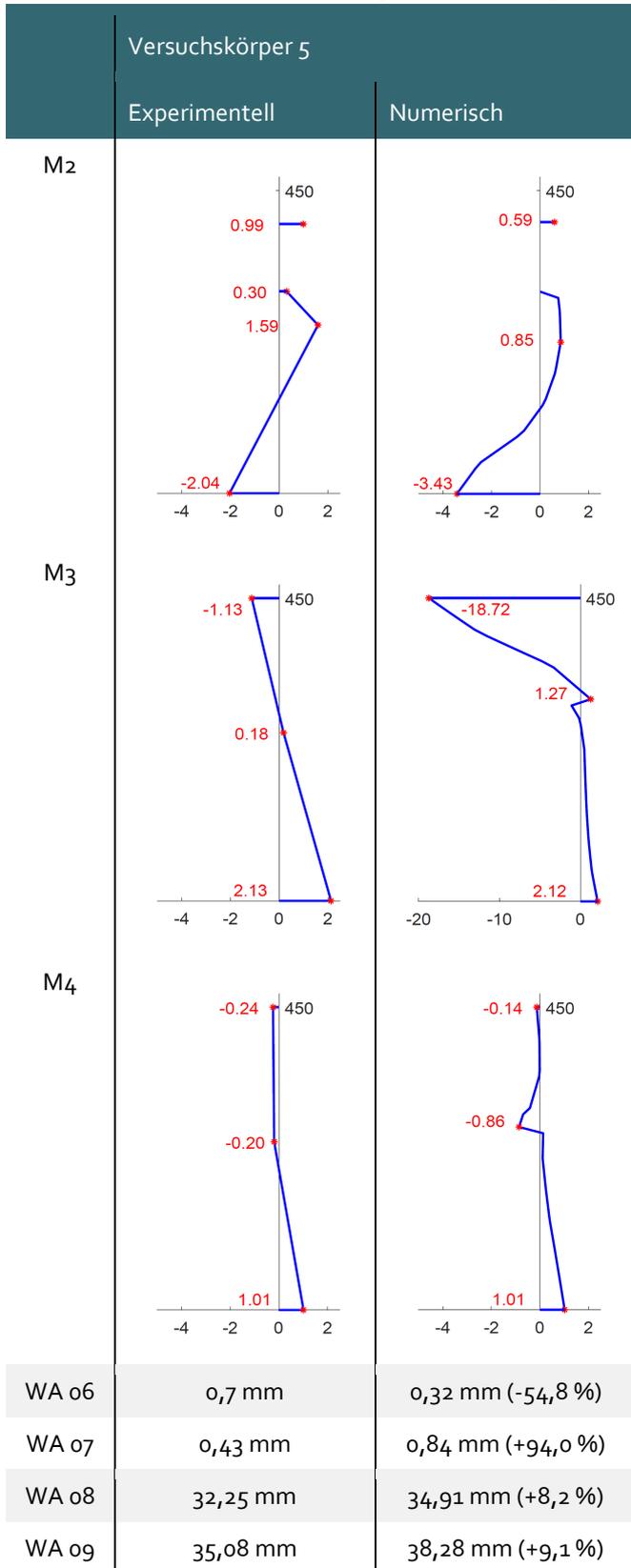
Abbildung 24: Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse auf dem Lastniveau der experimentellen Versagenslasten in den Messebenen M2, M3 und M4 anhand von Dehnungsverläufen (horizontale Achse: Dehnung in ‰, vertikale Achse: Querschnittshöhe Verbundträger), Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton (WA o6 und o7) und Verschiebung des Verbundträgers an den Trägerenden (WA o8 und o9)



Fortsetzung Abbildung 24: Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse auf dem Lastniveau der experimentellen Versagenslasten in den Messebenen M₂, M₃ und M₄ anhand von Dehnungsverläufen (horizontale Achse: Dehnung in ‰, vertikale Achse: Querschnittshöhe Verbundträger), Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton (WA o6 und o7) und Verschiebung des Verbundträgers an den Trägerenden (WA o8 und o9)



Fortsetzung Abbildung 24: Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse auf dem Lastniveau der experimentellen Versagenslasten in den Messebenen M₂, M₃ und M₄ anhand von Dehnungsverläufen (horizontale Achse: Dehnung in ‰, vertikale Achse: Querschnittshöhe Verbundträger), Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton (WA o6 und o7) und Verschiebung des Verbundträgers an den Trägerenden (WA o8 und o9)



[66] bestimmt wurde, aber möglicherweise Abweichungen zur vorhandenen Bruchenergie aufweist. Des Weiteren können auch bei den experimentellen Messungen Abweichungen aufgrund von materiellen Inhomogenitäten auftreten, wie fehlerhaften Furnieren im Holz oder dem Unterschied zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung im Beton.

7.2 Experimentelles Nachbruchverhalten

In Abbildung 26 bis Abbildung 28 sind Versagensbilder der einzelnen Versuchskörper nach der experimentellen Versuchsdurchführung dargestellt. Weiterhin ist für jeden Versuchskörper die experimentell gemessene Primärversagensstelle angegeben. Die Primärversagensstelle wurde aus den Messwerten der einzelnen Messeinrichtungen bestimmt. Alle Versuchskörper mit Ausnahme von Versuchskörper 6 haben gemeinsam, dass die Primärversagensstelle an den DMS 11 oder 12 erkannt wurde. Also an der Oberseite des druckbeanspruchten Betons nahe dem Stahleinbauteil. Die Versuchskörper wurden aufgrund der kraftgesteuerten Belastung unterschiedlich weit über ihr Primärversagen belastet, daher sehen Versuchskörper VK 3 bis VK 5 deutlich stärker beschädigt aus als Versuchskörper VK 1 und VK 2. Bei den Abbildungen ist bei den Versuchskörpern VK 1 bis VK 5 zu erkennen, dass sich die Stahlplatte in den Beton eingepresst hat. Zusätzlich ist ein Rissbild auf der Ober- und Unterseite sowie an den Seitenflächen der Betonplatte zu erkennen. Versuchskörper VK 3 bis VK 5 zeigen zusätzlich zum Rissbild Abplatzungen an der Unterseite des Betons. Neben der Schädigung des Betons zeigen Versuchskörper VK 3 bis VK 5 auch Schäden an den Holzträgern. Die Holzträger sind links und rechts von den Stützen abgeknickt, was zu einem Abriss der Furniere führte. Zusätzlich sind Schubverformungen an den Holzträgern im Bereich der Stützen erkennbar. Die Betonplatte blieb trotz der Rissbildung und den eventuellen Abplatzungen gerade und verdrehte sich um den Knotenpunkt. Diese unterschiedlichen Verformungen führten bei VK 4 dazu, dass ein Abheben des Betons vom Verbundpartner Holz stattfand. Die Holzstützen sind bei Versuchskörper VK 1 bis 5 unbeschädigt. Allein Versuchskörper VK 6 weist ein Versagen im Stützenanschluss auf, der durch die angebrachten Messeinrichtungen nicht gemessen werden konnte und auf eine unzureichende Einklebelänge der Gewindestangen zurückzuführen ist.

Abbildung 25 zeigt in Ergänzung der Bruchbilder das Last-Verformungsdiagramm der Versuchskörper VK 1 bis VK 6 am linken Trägerende gemessen durch den Wegaufnehmer WA 09. Das Last-Verformungsdiagramm zeigt bei Versuchskörper VK 1 und VK 2 ab einer Verformung von etwa 40 mm eine veränderte Steigung des Verlaufes im Vergleich zur Anfangssteigung. Die Steigungsänderung deutet auf eine plastische Verformung und damit auf ein duktileres Verhalten hin.

Abbildung 25: Last-Verformungs-Diagramm der Versuchskörper VK 1 bis VK 6 am linken Trägerende gemessen durch Wegaufnehmer WA 09

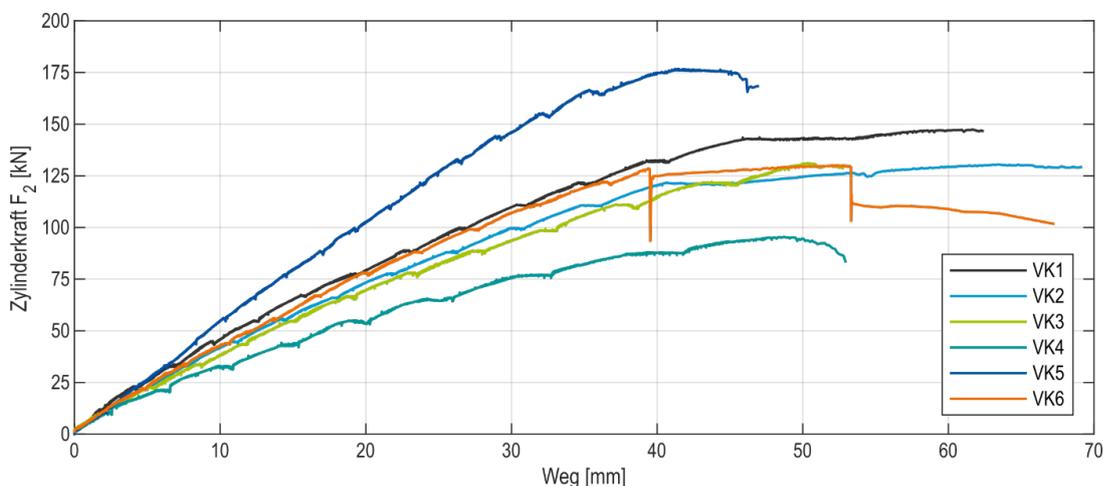


Abbildung 26: Versagensbilder VK 1 und 2 [Quelle: VK 1.1 und VK 2.1 Kay-Alexander Michalczak, VK 1.2 bis VK 1.4 und VK 2.2 bis VK 2.4 Tim Hölte, BTU Cottbus - Senftenberg]



Abbildung 27: Versagensbilder VK 3 und 4 [Quelle: Kay-Alexander Michalczack, BTU Cottbus - Senftenberg]

	VK 3	VK 4
1		
2		
3		
4		

Abbildung 28: Versagensbilder VK 5 und 6 [Quelle: VK 5.1 und VK 6.1 Kay-Alexander Michalczack; VK 5.2 bis VK 5.4 und VK 6.2 bis VK 6.4 Tim Höltke, BTU Cottbus - Senftenberg]



8 Analytische Untersuchungen

Dieses Kapitel dient der Ermittlung eines ersten analytischen Ansatzes zur Bestimmung der maßgebenden Tragfähigkeiten des Verbundträger- und Stützenanschlusses. Die Grundlage bilden hierbei die in Abschnitt 4.3 ermittelten Stabwerkmodelle, sowie die numerischen (Kapitel 5) und experimentellen (Kapitel 7) Ergebnisse anhand derer sich Lastabtragungsmechanismen ableiten lassen. Nach der Ermittlung der Tragfähigkeiten wird auf die Ermittlung der Rotationssteifigkeit nach Vorbild des Komponentenmodells aus dem Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau eingegangen.

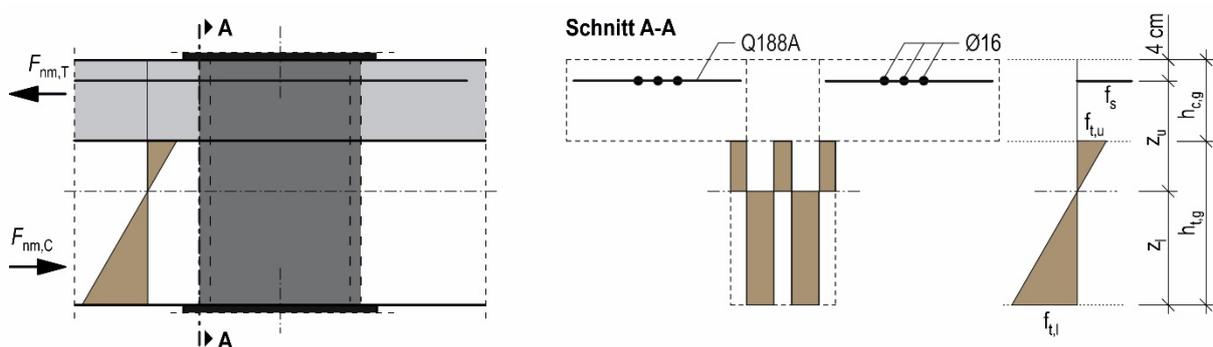
8.1 Ermittlung der Tragfähigkeit

Die Ermittlung der Tragfähigkeit für den Verbundträgeranschluss basiert auf dem Stabwerkmodell aus Abschnitt 4.3 und wird für eine positive und negative Momentenbelastung sowie deren Überlagerung nachgewiesen. Holz wird entsprechend der Anwendung in der Norm elastisch in den Berechnungen der Momenten Tragfähigkeit betrachtet. Für die Druck- und Zugstreben im Stabwerkmodell infolge Biegung wird die Biegefestigkeit angesetzt. Die entsprechenden Werkstoffkennwerte für das Buchenurnierschichtholz können der Zulassung des Herstellers entnommen werden [6]. Die Ermittlung der aufnehmbaren positiven bzw. negativen Momentenbeanspruchung erfolgt an der Kontaktfuge des Verbundträgers zum Stahleinbauteil und unter Annahme des Kräftegleichgewichts für den Verbundquerschnitt mit starrem Verbund. Die benötigten Querschnittswerte für die nachfolgend beschriebenen Nachweise können Abbildung 10 in Zusammenhang mit Tabelle 3 entnommen werden. Die berechneten aufnehmbaren Biegemomente werden anschließend auf eine maximal aufbringbare Kraft $F_{2,Rk}$ umgerechnet, um eine Vergleichbarkeit zur experimentellen Lasten F_2 zu gewährleisten.

8.1.1 Biegetragfähigkeit des Verbundträgeranschlusses bei negativer Momentenbeanspruchung

Zur Berechnung der maximalen analytischen Tragfähigkeiten bei negativer Momentenbeanspruchung wird der Bewehrungsstahl mit seiner Zugfestigkeit nach DIN EN 488-1 [68] berücksichtigt. Unter Annahme eines linearen Dehnungsverlaufs ergab die Berechnung, dass sich die Spannungs- und Dehnungsnulllinie bei allen Versuchskörpern im Holzquerschnitt befindet und daher keine Druckspannungen im Beton auftreten.

Abbildung 29: Querschnitt und Spannungsverlauf bei der Ermittlung der Tragfähigkeit bei negativer Momentenbeanspruchung



$F_{nm,T}$... Resultierende Zugkraft bei negativer Momentenbeanspruchung

$F_{nm,C}$... Resultierende Druckkraft bei negativer Momentenbeanspruchung

Es wird angenommen, dass der Beton auf Zug ausfällt. Der vorhandene Bewehrungsquerschnitt setzt sich aus der oberen Lage der eingelegten Schlaufenbewehrung (6 \varnothing 16 mm) und der oberen Lage der durchgehenden

Längsbewehrung der konstruktiv eingelegten Bewehrungsmatte Q188A (4 Ø 6 mm) zusammen. Als Vereinfachung wird angenommen, dass sich die Längsbewehrung der Bewehrungsmatte auf derselben Höhe befindet wie die eingelegte Schlaufenbewehrung. Durch die Lage der Spannungsnulllinie im Holzquerschnitt wird ein Teil der Zugkräfte infolge Biegung durch den Restquerschnitt im Holzträger abgetragen. Der Restquerschnitt ergibt sich aus dem Querschnitt des Holzträgers abzüglich der Aussparungen für das Stahleinbauteil. Die resultierende Zugkraft $F_{nm,t}$ bei negativer Momentenbeanspruchung setzt sich daher aus der Zugkraft in der Bewehrung und der Zugkraft im Restquerschnitt des Holzträgers zusammen. Der Querschnitt, von dem die zugehörigen Druckkräfte $F_{nm,c}$ infolge des Biegemomentes abgetragen werden, lässt sich über den Kontaktbereich des Verbundträgers an das Stahleinbauteil definieren. In Abbildung 29 ist der berücksichtigte Verbundquerschnitt bei negativer Momentenbelastung dargestellt. Tabelle 17 zeigt die Versagenslast bei negativer Momentenbeanspruchung der einzelnen Versuchskörper.

Tabelle 17: Versagenslast bei negativer Momentenbeanspruchung

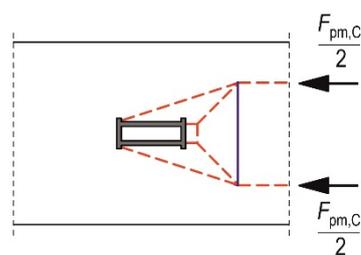
	VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5	VK 6
$F_{2,Rk}$ [kN]	171	171	149	115	171	171

8.1.2 Biegetragfähigkeit des Verbundträgeranschlusses bei positiver Momentenbeanspruchung

Druckkontaktbereiche Verbundpartner Beton an Stahleinbauteil

Bei einer positiven Momentenbeanspruchung wird ein Großteil der Druckkräfte infolge Biegung vom Verbundpartner Beton abgetragen (siehe Abbildung 32). Die Druckkräfte werden über einen Druckkontakt vom Verbundpartner Beton in das Stahleinbauteil übertragen.

Abbildung 30: Lastübertragung der Druckkräfte des Verbundpartners Beton in das Stahleinbauteil bei positiver Momentenbeanspruchung



Die Kontaktfläche die zur Druckkraftübertragung im Beton genutzt werden kann setzt sich dabei aus der Fläche des vorderen Stahlflansches des Stahleinbauteils sowie den beidseitig auskragenden Abschnitten des hinteren Stahlflansches zusammen (siehe Abbildung 30). Die Bestimmung der Druckkontaktfläche des Betons zum Stahleinbauteil wurde nach Vorbild des Stahl-Beton-Verbundbaus definiert [95].

Mehrdimensionaler Spannungszustand

Infolge der konzentrierten Lasteinleitung in das Stahleinbauteil kommt es zu einem zweidimensionalen Druckspannungszustand (siehe Abbildung 30). Die Druckfestigkeit des Werkstoffes Beton kann infolge zweidimensionaler Druckspannungszustände in der Hauptbelastungsrichtung erhöht werden [96]. Dieser Ansatz ist in DIN EN 1992-1-1 über die Teilflächenbelastung oder auch Teilflächenpressung geregelt [63].

Von einer ebenen Teilflächenbelastung spricht man, wenn die Maße der Lastfläche A_{co} in einer Achsrichtung kleiner als die Abmessungen des verfügbaren Bauteilquerschnitts sind, so dass die Spannungen sich

zweidimensional im Betonkörper ausbreiten können (siehe Abbildung 31). In der anderen Achse ist die Breite der Lastfläche gleich der Breite der Lastausbreitungsfläche.

Abbildung 31: Definition zweidimensionalen Falls der Teilflächenbelastung [97]

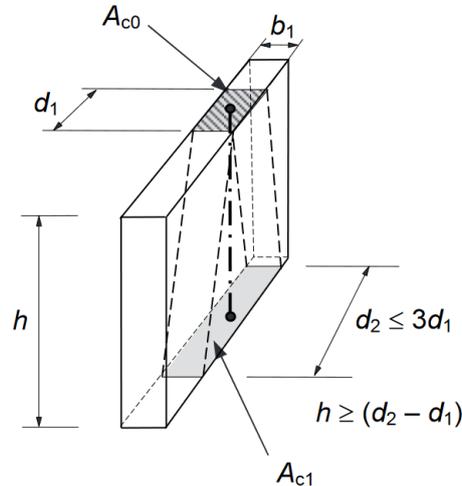


Abbildung 31 stellt eine ebene Druckspannungsausbreitung am Beispiel einer teilflächenbelasteten Wandscheibe dar. Die Ausbreitung der eingeleiteten Druckkraft erfolgt in zwei Richtungen. In der kommentierten und konsolidierten Fassung der DIN EN 1992-1-1 ist eine von Wurm/Daschner [98] empirisch hergeleitete Formel (sogenannter Kubikwurzelansatz) zur Ermittlung der Teilflächenlast für den ebenen Fall zu finden.

$$F_{Rku} = A_{c0} \cdot f_{ck} \cdot \sqrt[3]{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq A_{c0} \cdot f_{ck} \cdot 1,44 \quad (\text{Gl. 8-1})$$

Nach DIN EN 1992-1-1, Abs. 6.7 dürfen die erhöhten Druckspannungen der Teilflächenbelastung nur dann ausgenutzt werden, wenn die auftretenden Spaltzugspannungen entweder durch den vorhandenen Querdruck kompensiert oder durch die Spaltzugbewehrung aufgenommen werden. Bei den hier zu untersuchenden Versuchskörpern kann davon ausgegangen werden, dass die auftretenden Spaltzugspannungen durch die eingelegte Bewehrung abgetragen werden kann. Die Betonfestigkeitserhöhung infolge Teilflächenbelastung aus dem ebenen Fall wird daher für die einzelnen Versuchskörper berücksichtigt. Die Festigkeitserhöhungen sind in Tabelle 18 zusammengefasst.

Tabelle 18: Betonfestigkeitssteigerung infolge Teilflächenbelastung

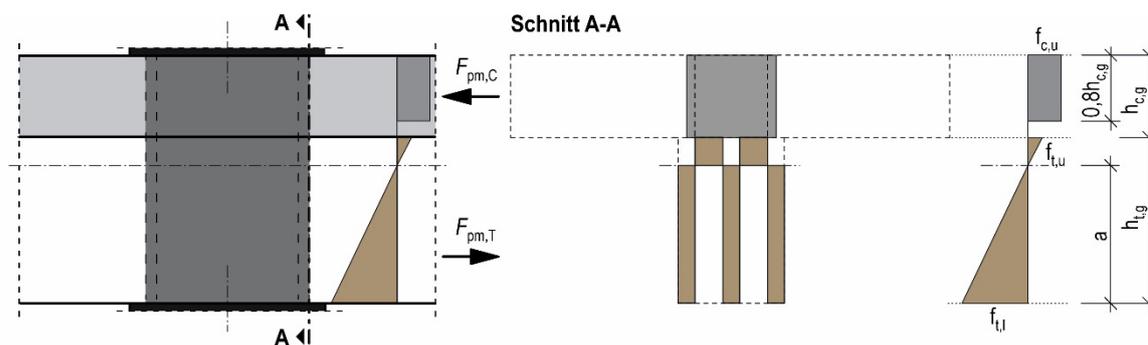
		VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5	VK 6	
f_{cm}	[N/mm ²]	26,62	19,68	33,37	23,94	26,65	27,63	aus Abschnitt 5.2.2
f_{cmu}	[N/mm ²]	41,69	28,34	48,05	34,47	38,38	39,79	nach (Gl. 8-1)

Beschreibung des Tragfähigkeitsnachweises

Für die Bestimmung der maximalen Tragfähigkeit bei einer positiven Momentenbeanspruchung wurde für den Beton unter Druckbeanspruchung eine Plastizierung unter Annahme eines Spannungsblocks nach DIN EN 1992-1-1 angenommen. Die materiellen Festigkeiten für den Beton wurden in Abschnitt 6.3 experimentell oder unter

Anwendung der analytischen Beziehung des Elastizitätsmoduls zur einaxialen Druckfestigkeit nach (Gl. 5-7) bestimmt und sind in Tabelle 18 zusammengefasst. Auch bei einer positiven Momentenbeanspruchung ergab die Berechnung, dass die Spannungsnulllinie bei allen Versuchskörpern im Holzquerschnitt liegt und daher ein Teil der Druckkräfte infolge Biegung über den Holzquerschnitt abgetragen werden. Die für den Nachweis erforderliche Druckkontaktfläche des Verbundpartners Beton zum Stahleinbauteil wurde unter „Druckkontaktbereiche Verbundpartner Beton an Stahleinbauteil“ näher beschrieben. Für den Verbundpartner Holz ergibt sich bei einer Druckbeanspruchung infolge Biegung die zu berücksichtigende Querschnittsfläche aus dem Druckkontaktbereich des Holzträgers an den vorderen Stahlflansch des Stahleinbauteils. Aus diesen beiden Anteilen ergibt sich die resultierende Druckkraft $F_{pm,C}$ bei positiver Momentenbeanspruchung. Bei einer Zugbeanspruchung infolge Biegung im Holz ergibt sich die zu berücksichtigende Querschnittsfläche aus dem Restquerschnitt des Holzträgers im Bereich des Stahleinbauteils. Der Restquerschnitt ergibt sich wie bei der negativen Momentenbeanspruchung aus den Holzquerschnitt abzüglich der Aussparungen für das Stahleinbauteil. Die resultierende Zugbeanspruchung wurde mit $F_{pm,T}$ gekennzeichnet. Aufgrund der gleichen Breite im Holzquerschnitt bei einer Druck- und Zugbelastung konnten Diskontinuitäten im Spannungs- und Dehnungsverlauf im Holzquerschnitt vermieden werden. Abbildung 32 zeigt den Verbundquerschnitt bei positiver Momentenbelastung sowie den zugehörigen Spannungsverlauf und resultierenden Zug- und Druckkräfte. Tabelle 19 fasst die Biegetragfähigkeiten der einzelnen Versuchskörper zusammen.

Abbildung 32: Querschnitt und Spannungsverlauf bei der Ermittlung der Tragfähigkeit bei positiver Momentenbeanspruchung



$F_{pm,T}$... Resultierende Zugkraft bei positiver Momentenbeanspruchung

$F_{pm,C}$... Resultierende Druckkraft bei positiver Momentenbeanspruchung

Tabelle 19: Versagenslast bei positiver Momentenbeanspruchung

	VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5	VK 6
$F_{2,Rk}$ [kN]	178	148	143	104	182	173

8.1.3 Biegetragfähigkeit des Verbundträgeranschlusses bei Überlagerung der positiven und negativen Momentenbeanspruchung

Der finale Lastabtrag des Biegemomentes im Verbundträger erfolgt, entsprechend des Stabwerkmodells aus Abschnitt 4.3, über den beidseitigen Druckkontakt an das Stahleinbauteil. Infolgedessen kommt es zur Superposition der Druckkräfte mit den rückverankerten Zugkräften infolge Biegung der positiven und negativen Momentenbeanspruchung (siehe Abbildung 33). Die Ermittlung der maximalen Tragfähigkeit erfolgt nach Vorbild der Tragfähigkeitsberechnung für eine positive Momentenbelastung mit dem Unterschied, dass die Zugkraft im Holz durch die Rückverankerung eine Druckspannung im Holz hervorruft. Dass die

Spannungsnulllinie auf der linken Seite des Stahleinbauteils auf der selben Höhe ist wie auf der rechten Seite gilt als Annahme, da bei dieser Tragfähigkeitsberechnung keine durchgehende Querschnittsebene vorhanden ist. Infolge der erwähnten Überlagerung des positiven und negativen Biegemoments bleibt zu beachten, dass sich bei der Ermittlung der Tragfähigkeit links vom Stahleinbauteil die resultierende Druckkraft $F_{sup,L}$ und rechts $F_{sup,R}$ einstellt. Die resultierenden Druckkräfte $F_{sup,L}$ und $F_{sup,R}$ sind bezogen auf den zu berücksichtigenden Verbundquerschnitt in Abbildung 34 dargestellt. Im Unterschied zur positiven Momentenbeanspruchungen ist bei der Überlagerung auch die beidseitige Lastaufbringung durch die Kräfte F_2 zu berücksichtigen. Tabelle 20 zeigt daher die Biegetragfähigkeiten der einzelnen Versuchskörper, die der halben aufbringbaren Kraft $F_{2,Rk}$ bei positiver Momentenbelastung infolge der beidseitigen Belastung entsprechen.

Abbildung 33: Lastübertragung der Druckkräfte des Verbundpartners Beton in das Stahleinbauteil bei Überlagerung der positiven und negativen Momentenbeanspruchung

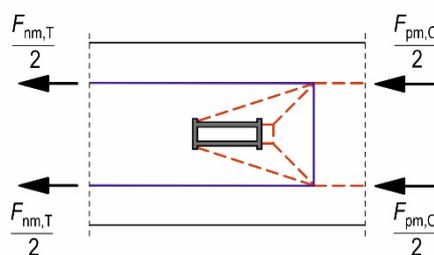
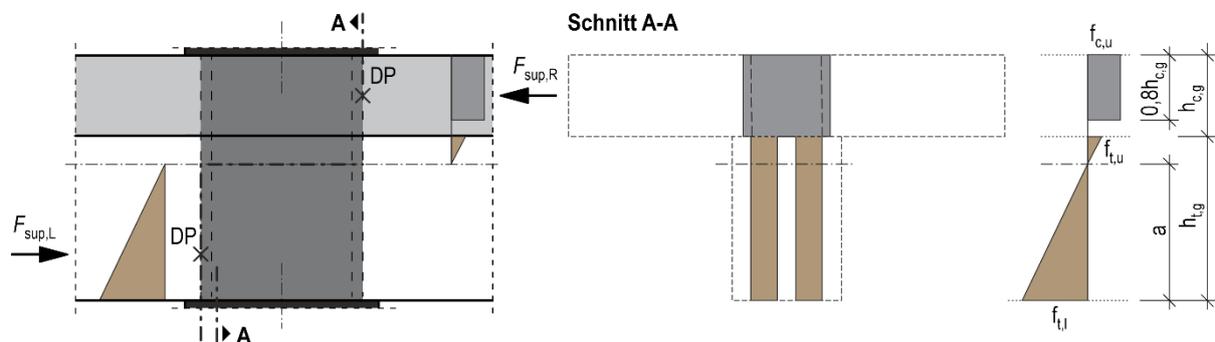


Abbildung 34: Querschnitt und Spannungsverlauf bei der Ermittlung der Tragfähigkeit bei Überlagerung infolge positiver und negativer Momentenbeanspruchung



$F_{sup,L}$... Resultierende Druckkraft links vom Stahleinbauteil bei Überlagerung

$F_{sup,R}$... Resultierende Druckkraft rechts vom Stahleinbauteil bei Überlagerung

DP ... Drehpunkt

Tabelle 20: Versagenslast bei Überlagerung infolge positiver und negativer Momentenbeanspruchung

	VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5	VK 6
$F_{2,Rk}$ [kN]	89	73	71	52	91	87

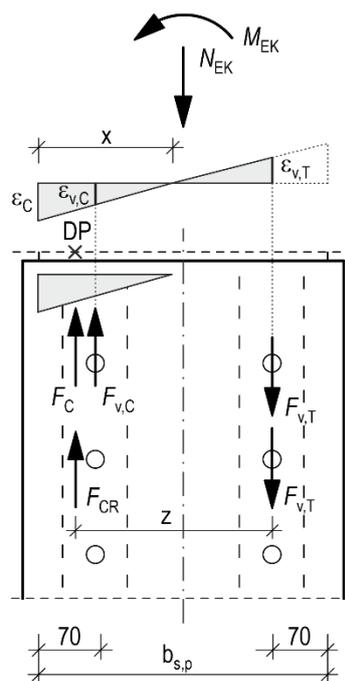
8.1.4 Ermittlung der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses

Die Tragfähigkeit des Stützenanschlusses setzt sich aus dem Druckkontaktbereich des Stirnholzes der Holzstützen an die Stahlplatten und dem Stahllaschenanschluss mit Stabdübeln zusammen (siehe Abbildung

35). Die Berechnung der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses beginnt mit der Bestimmung der aufnehmbaren Kraft der Stabdübelverbindung nach DIN EN 1995-1-1 mit Hilfe der Johansen-Theorie [43]. Die Zugkomponente des aufnehmbaren Biegemomentes ergibt sich allein aus der Tragfähigkeit der Stabdübelverbindung $F_{v,T}$. Für die Druckkomponente des aufnehmbaren Biegemomentes wurde angenommen, dass sich die Druckkraft aus dem Druckkontakt der Stirnholzfläche mit der Stahlplatte F_C und der Stahllaschenverbindung im Druckbereich $F_{v,C}$ zur resultierenden Druckkraft $F_{C,R}$ zusammensetzt. Es wurde davon ausgegangen, dass im Nachweisbereich ein linearer Dehnungsverlauf erzeugt wird. Wie hoch die verschiedenen Anteile der Druckkomponenten und die Druckzonenhöhe des Druckkontaktes sind, wurde mit Hilfe eines Steifigkeitsansatzes und unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen bestimmt. Zusätzlich wurde auch die traglaststeigernde Wirkung der Normalkraft in der Stütze, aufgebracht durch die Kraft F_1 und hier beschrieben mit N_{EK} , in die Berechnung einbezogen. Die Steifigkeit des Stahllaschenanschlusses ergibt sich dabei für den Druck- und Zugbereich zum einen aus der Steifigkeit der Stabdübelverbindung nach DIN EN 1995-1-1 Tab. 7.1 und der Dehnsteifigkeit des Netto-Stahllaschenquerschnitts. Die Steifigkeit des Druckkontaktes vom Stirnholz der Holzstützen zur Stahlplatte ergibt sich aus dem Hook'schen Gesetz, wobei hier nur die Dehnungen des Holzes berücksichtigt wurden. Bei Versuchskörper 6 wurde die Stahllaschenverbindung durch eingeklebte Gewindestangen ersetzt. Aus der entsprechenden Zulassung des verwendeten Klebers [99] konnte kein Verschiebungsmodul entnommen werden und die Steifigkeit der eingeklebten Gewindestangen nicht bestimmt werden. Die Berechnung der Tragfähigkeit erfolgte daher unter Annahme eines starren Verbundes zwischen Gewindestange und Holzstütze.

Der Nachweis wird für alle Versuchskörper an der Kontaktfläche der Holzstütze zur Stahlplatte geführt. Mit Hilfe des globalen Gleichgewichts des statischen Systems der Versuchskörper lässt sich die maximal aufbringbare Kraft $F_{2,Rk}$ bestimmen, die in der nachfolgenden Tabelle für alle Versuchskörper zusammengefasst wurde. Die Unterschiede zwischen der aufbringbaren Kraft $F_{2,Rk}$ am Stützenanschluss oben und unten ergeben sich aus den unterschiedlichen Längen der Holzstützen. Die aufnehmbare Momentenbelastung am oberen und unteren Stützenanschluss sind gleich. Aufgrund der Auslegung der Versuchskörper anhand der Systemachsen ergaben sich unterschiedliche Längen für die obere und untere Holzstütze.

Abbildung 35: Abtragung einer Biege- und Normalkraftbeanspruchung im Stützenanschluss



- F_c ... Druckkraft infolge linearen Spannungsverlaufes im Holz
 $F_{v,c}$... Druckkraft in den Verbindungsmitteln
 $F_{c,R}$... Resultierende Druckkraft
 $F_{v,T}$... Zugkraft in den Verbindungsmitteln
 x ... Druckzonenhöhe im Holz
 z ... Abstand der inneren Kräfte
 DP ... Drehpunkt

Tabelle 21: Versagenslast für die Tragfähigkeit des Stützenanschlusses

		VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5	VK 6
Stützenanschluss oben	$F_{2,Rk}$ [kN]	144	144	143	142	250	-
Stützenanschluss unten	$F_{2,Rk}$ [kN]	173	173	166	160	300	-

8.1.5 Zusammenfassung der Ergebnisse

In Tabelle 22 sind die analytischen Versagenslasten, bezogen auf die Kraft $F_{2,Rk}$, der verschiedenen Nachweisstellen zusammengefasst.

Tabelle 22: Zusammenfassung der analytischen und experimentellen Versagenslasten bezogen auf die Kraft $F_{2,Rk}$

		VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5	VK 6
Negative Momentenbeanspruchung VBT	[kN]	171	171	149	115	171	171
Positive Momentenbeanspruchung VBT	[kN]	178	148	143	104	182	173
Überlagerung Momentenbeanspruchung VBT	[kN]	89	73	71	52	91	87
Stützenanschluss oben	[kN]	144	144	143	142	250	90
Stützenanschluss unten	[kN]	173	173	166	160	300	108
Experimentelle Versagenslast	[kN]	132	116	122	88	165	128
Absolute Abweichung	[kN]	43	43	51	36	74	41
Relative Abweichung	[%]	33	37	42	41	45	32

Zusätzlich sind die experimentellen Versagenslasten angegeben und die entsprechenden absoluten und relativen Abweichungen zwischen maßgebender analytischer Versagenslast und der experimentellen Versagenslast berechnet.

Für alle Versuchskörper ergibt sich die geringste Tragfähigkeit aus der Überlagerung der Momentenbeanspruchung für den Verbundträger infolge Lasteinleitung in das Stahleinbauteil. Für die Versuchskörper 1 -5 weisen alle anderen Nachweisstellen eine höhere analytische Tragfähigkeit auf als die experimentell erreichte. Bei Versuchskörper 6 sind auch die analytischen Tragfähigkeiten des oberen und unteren Stützenanschlusses geringer als die experimentell erreichte Versagenslast. Experimentell versagte VK 6 auch durch die unzureichende Einklebelänge der Gewindestangen in den Holzstützen.

Die Tragfähigkeit weicht je nach Versuchskörper zwischen 32 – 45 % von der experimentellen Versagenslast ab. Wesentliche Gründe werden im Folgenden benannt:

- Beim Nachweis der Biegetragfähigkeit des Verbundträgers infolge Lasteinleitung in das Stahleinbauteil liegen die Spannungsnulllinien links und rechts vom Stahleinbauteil nicht auf derselben Höhe. Es kommt zur Überlagerung des linken und rechten Spannungsverlaufs, wodurch eine höhere Biegetragfähigkeit erreicht werden kann. Diese Überlagerung ist in der analytischen Untersuchung nicht erfasst, da die Höhe der Überlagerung unbekannt ist und auch nicht aus dem vorhandenen experimentellen Messkonzept abgeleitet werden kann.
- Holz versagt bei einer Zugbelastung spröde. Bei einer Druckbelastung können im Holz aber plastische Dehnungen entstehen. Diese plastischen Dehnungen werden in der Praxis nicht berücksichtigt und wurden deshalb auch bei der Herleitung des analytischen Ansatzes vernachlässigt, würden aber zu einer Tragfähigkeitssteigerung führen.
- Für den Holzbereich wurden die charakteristischen Festigkeiten und Steifigkeiten entsprechend der Zulassung [6] verwendet. Die charakteristischen Werkstoffkennwerte ergeben sich aus dem 95 %-Quantil-Wert verschiedener Materialproben des Buchenurnierschichtholzes. Infolgedessen kann es sein, dass im verwendeten Buchenurnierschichtholz eine höhere Festigkeit vorhanden war.
- Wie in Abschnitt 7.2 beschrieben kam es zu einer Schubbeanspruchung des Restholzquerschnittes im Holzträger. Die Tragfähigkeit im Restholzquerschnitt infolge Schubbeanspruchung wurde nicht berücksichtigt, könnte aber zu einer Tragfähigkeitssteigerung führen

8.2 Ermittlung der Rotationssteifigkeit

Nachdem die maßgebende Versagensstelle im Beton unter Druckbeanspruchung infolge Biegung analytisch identifiziert wurde und für die Versuchskörper 1 – 5 experimentell bestätigt werden konnte, kann die Berechnung der Komponentenverformungen bis zu diesem Lastniveau erfolgen. Die Bestimmung der maßgebenden Komponenten erfolgt nach dem Vorbild des Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbaus. Dementsprechend werden druckbeanspruchte Verformungskomponenten vernachlässigt, wenn ein Stabilitätsversagen ausgeschlossen werden kann.

Abbildung 36: Identifizierte Komponenten

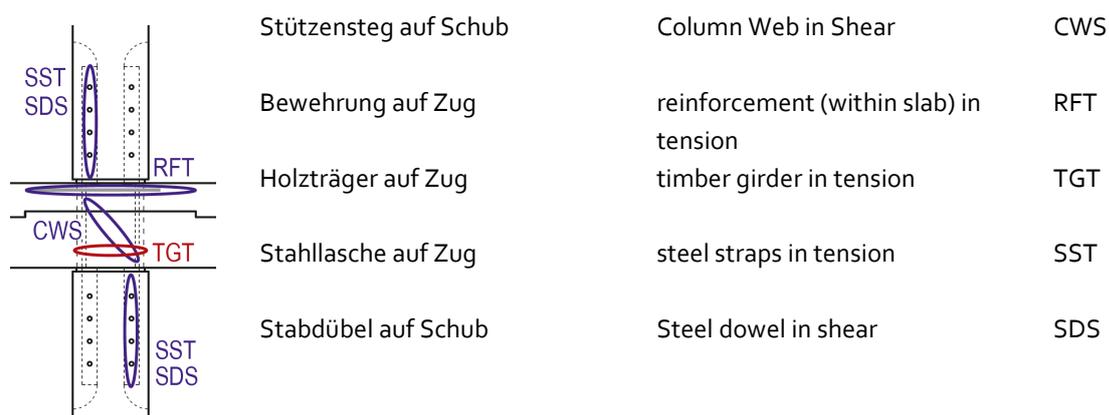


Abbildung 36 stellt die Verformungskomponenten dar, die für den entwickelten Holz-Beton-Verbundknoten identifiziert wurden. Versuchskörper 6 wird bei der Ermittlung der Rotationssteifigkeit nicht berücksichtigt, da die Verformungen im Stützenanschluss aufgrund fehlender Informationen zum Verschiebungsmodul eingeklebter Gewindestangen in der Zulassung des verwendeten Klebers [99] nicht enthalten sind.

8.2.1 Verformungskomponenten im Verbundträgeranschluss

Im Verbundträgeranschluss konnten die Bewehrung auf Zug und das Holz auf Zug als Verformungskomponenten identifiziert werden. Die Berechnung der Zugkräfte erfolgt auf Grundlage eines linear elastischen Verbundträgnachweises unter Annahme eines starren Verbundes. Dieser Ansatz konnte gewählt werden, da das maßgebende Lastniveau die elastischen Festigkeiten in den einzelnen Verbundpartnern nicht überschreitet. Der Verbundquerschnittsnachweis erfolgt für beide Komponenten an der Kontaktstelle des Verbundträgers an das Stahleinbauteil. Nach der Berechnung der auftretenden Zugkräfte in der Bewehrung bzw. im Holz erfolgt die Berechnung der Dehnungen. Unter Berücksichtigung des Abstandes zwischen Verschiebung und Drehpunkt kann eine Verdrehung des Verbundträgers, im infinitesimalen Winkelbereich, berechnet werden, aus der sich im Zusammenhang mit dem entsprechenden Hebelarm eine Kopfverschiebung an der Stelle der Wegaufnehmer WA 08 bzw. WA 09 ergibt.

Verformungskomponente infolge Bewehrung auf Zug

Die Berechnung der auftretenden Zugkräfte in der Bewehrung erfolgt in Anlehnung an die Tragfähigkeitsberechnung bei negativer Momentenbelastung des Verbundträgeranschlusses (siehe Abbildung 29). Maßgebender Unterschied ist, dass die Berechnung der auftretenden Spannungen auf Basis eines Steifigkeitsansatzes im Rahmen eines linear elastischen Verbundquerschnittsnachweises erfolgt und nicht wie in Abschnitt 8.1.1 auf Basis eines maximalen Kräfteansatzes. Aus der ermittelten Zugkraft kann mit Hilfe des Elastizitätsmoduls der Bewehrung, nach DIN EN 488-1, entsprechend des Hook'schen Gesetzes die auftretende Dehnung berechnet werden. Aus der berechneten Dehnung bezogen auf eine Ausgangslänge ergibt sich anschließend eine Verschiebung infolge Dehnung der Bewehrung. Die Bestimmung der Ausgangslänge orientiert sich an Schäfer [39], der die freie Dehnlänge (Ausgangslänge) als den Abstand zwischen den Schubverbindungsmitteln für einen Stahl-Beton-Verbundknoten definierte. Für den entwickelten Holz-Beton-Verbundknoten ergibt sich die freie Dehnlänge der Bewehrung damit aus dem Abstand der ersten Kerne zur entsprechenden Schlaufe der Bewehrung (siehe Abbildung 37). Die berechneten Verschiebungen sind in Tabelle 23 für die einzelnen Versuchskörper angegeben.

Abbildung 37: Definition der Ausgangslänge l_0 der Bewehrung

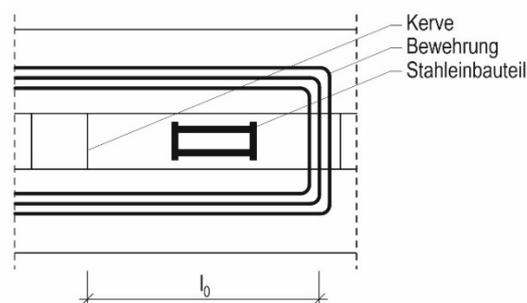


Tabelle 23: Verschiebung Verbundträger bei WA 09 infolge Zugbeanspruchung Bewehrung

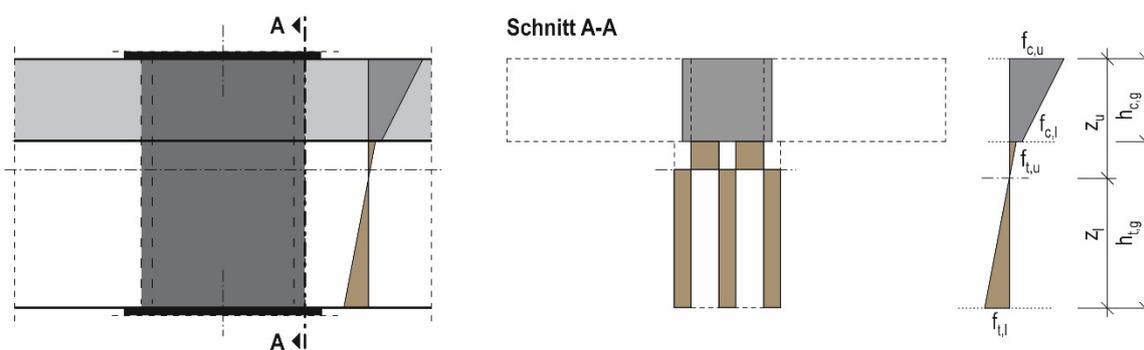
		VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5
Verdrehung	[rad]	$3,95 \cdot 10^{-3}$	$3,16 \cdot 10^{-3}$	$3,97 \cdot 10^{-3}$	$3,74 \cdot 10^{-3}$	$3,77 \cdot 10^{-3}$
Verschiebung WA 09	[mm]	6,72	5,37	6,75	6,36	6,03

Als Drehpunkt wurde die Lage der resultierenden Druckkraft im Holz infolge Überlagerung $F_{sup,L}$ aus positiver und negativer Momentenbeanspruchung (siehe Abschnitt 8.1.3, Abbildung 34) angenommen. Aus der Verschiebung und dem Abstand der Verschiebung zum Drehpunkt lässt sich die Verdrehung berechnen, aus der sich unter Berücksichtigung des entsprechenden Hebelarms die Kopfverschiebung der Stelle der Wegaufnehmer WA 08 bestimmt. Die Verdrehung und Kopfverschiebungen sind ebenfalls in Tabelle 23 angegeben.

Verformungskomponente infolge Holz auf Zug

Die Berechnung der auftretenden Zugkräfte im Holz erfolgt in Anlehnung an die Tragfähigkeitsberechnung bei positiver Momentenbeanspruchung des Verbundträgeranschlusses. Wie bereits erwähnt wurde für die Berechnung der Verformungen, anders als bei der Berechnung der Tragfähigkeit, ein Steifigkeitsansatz im Rahmen eines linear elastischen Verbundquerschnittsnachweises mit starrem Verbund gewählt. Die maximal auftretenden Spannungen im Beton und im Holz werden daher linear elastisch berücksichtigt. Die Querschnittsflächen werden entsprechend der Tragfähigkeitsberechnung bei positiver Momentenbeanspruchung angenommen (siehe Abbildung 38). Aus der maximal auftretenden Zugspannung im Holz $f_{t,l}$ können die entsprechenden Dehnungen berechnet werden. Die Dehnungen werden aus dem geschwächten Restholzquerschnitt berechnet wodurch höhere Spannungen und Dehnungen vorhanden sind. Der ungeschwächte Holzquerschnitt wird aufgrund geringer Spannungen und Dehnungen vernachlässigt. Die Ausgangslänge, auf die sich die berechnete Dehnung bezieht, ergibt sich daher aus der Breite des Stahleinbauteils. Der Drehpunkt ergibt sich aus der Lage der resultierenden Druckkraft im Beton und Holz infolge Überlagerung aus positiver und negativer Momentenbeanspruchung $F_{sup,R}$ (siehe Abschnitt 8.1.3, Abbildung 34).

Abbildung 38: Berechnung der Spannungen im Restholzquerschnitt zur Ermittlung der auftretenden Dehnung



Anschließend kann die auftretende Verdrehung und die Kopfverschiebung an der Stelle des Wegaufnehmers WA 08 berechnet werden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 24 zusammengefasst.

Tabelle 24: Verschiebung Verbundträger bei WA 08 infolge Zugbeanspruchung Restholzquerschnitt

		VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5
Verdrehung	[rad]	$1,53 \cdot 10^{-3}$	$1,50 \cdot 10^{-3}$	$1,72 \cdot 10^{-3}$	$1,96 \cdot 10^{-3}$	$2,49 \cdot 10^{-3}$
Verschiebung WA 08	[mm]	2,60	2,55	2,92	3,33	3,98

8.2.2 Verformungskomponente im Stahleinbauteil

Die Berechnung der Schubverformung erfolgte über die Komponente „Stützenstegfeld mit Schubbeanspruchung“ nach DIN EN 1993-1-8. Der entsprechende Hebelarm ergibt sich aus dem Abstand der resultierenden Druckkräfte links und rechts vom Stahleinbauteil aus der Berechnung der Tragfähigkeit infolge Überlagerung bei positiver und negativer Momentenbelastung $F_{sup,L}$ und $F_{sup,R}$ (siehe Abschnitt 8.1.3, Abbildung 34). Nach DIN EN 1993-1-8 Abs. 6.3.1. (6) konnte nachgewiesen werden, dass die Komponente im elastischen Bereich verbleibt und die Anfangssteifigkeit der Komponente verwendet werden kann. Die Berechnungsergebnisse hinsichtlich Verdrehung und Kopfverschiebung sind in Tabelle 25 zusammengefasst.

Tabelle 25: Verschiebung Verbundträger bei WA o8 und WA o9 infolge Schubbeanspruchung Stahleinbauteil

		VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5
Verdrehung	[rad]	$2,10 \cdot 10^{-3}$	$1,80 \cdot 10^{-3}$	$1,71 \cdot 10^{-3}$	$1,77 \cdot 10^{-3}$	$1,29 \cdot 10^{-3}$
Verschiebung WA o8/o9	[mm]	3,89	3,33	3,16	3,27	2,39

Die Verdrehung wurde im Schnittpunkt der Schwerpunktsachsen angesetzt und anschließend die Kopfverschiebung berechnet.

8.2.3 Verformungskomponente im Stützenanschluss

Tabelle 26: Verschiebung Verbundträger bei WA o8 bzw. o9 infolge Stützenanschluss

			VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5
Stütze oben	Verdrehung	[rad]	$3,48 \cdot 10^{-3}$	$2,87 \cdot 10^{-3}$	$2,87 \cdot 10^{-3}$	$2,05 \cdot 10^{-3}$	$1,13 \cdot 10^{-3}$
	Verschiebung WA o8/o9	[mm]	6,44	5,31	5,31	3,79	2,09
Stütze unten	Verdrehung	[rad]	$2,92 \cdot 10^{-3}$	$2,39 \cdot 10^{-3}$	$2,39 \cdot 10^{-3}$	$1,83 \cdot 10^{-3}$	$9,37 \cdot 10^{-4}$
	Verschiebung WA o8/o9	[mm]	5,40	4,42	4,42	3,39	1,73
Gesamt	Verschiebung WA o8/o9	[mm]	11,84	9,73	9,73	7,18	3,82

Im Stützenanschluss wurde der Stabdübelanschluss auf Zug als Verformungskomponente identifiziert. Da die Berechnung der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses bereits elastisch auf Basis eines Steifigkeitsansatzes erfolgt ist, kann dieser Ansatz genutzt werden um die auftretende Zugkraft $F_{v,T}$ und Verschiebung in den Stahllaschen bei dem entsprechenden Lastniveau zu berechnen. Mit dem Abstand zur resultierenden Druckkraft $F_{c,R}$ kann anschließend die Verdrehung berechnet werden. Vereinfachend wird die Verdrehung auf den Schnittpunkt der Schwerpunktsachsen angesetzt.

8.2.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Nachfolgend sind in Tabelle 27 und Tabelle 28 die analytischen Verschiebungen bei Wegaufnehmers WA o8 bzw. WA o9 auf Höhe der analytischen Versagenslast zusammengefasst. Weiterhin sind in den Tabellen die experimentellen Verschiebungen auf Höhe des Lastniveaus der analytischen Versagenslast aufgeführt. Aus den experimentellen und analytischen Verschiebungen wurden absolute und relative Abweichungen berechnet.

Insgesamt liegen die Abweichungen von VK 1 bis VK 4 in einem absoluten Bereich von -0,26 mm bis 2,14 mm und damit relativ gesehen in einem Bereich von -1,34 % bis 12,1 %. Entsprechend der getroffenen Annahmen und möglichen Materialstreuungen sind diese Abweichungen vertretbar. Deutlich höhere Abweichungen liefert VK 5. Hier betragen die absoluten Abweichungen 6,47 mm für WA 08 und 5,28 mm für WA 09. Es ergibt sich daraus eine relative Abweichung von 38,84 % für WA 08 und 30,14 % für WA 09.

Tabelle 27: Gesamtverschiebung Verbundträger bei WA 08

		VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5
Holz auf Zug	[mm]	2,60	2,55	2,92	3,33	3,98
Stahleinbauteil	[mm]	3,89	3,33	3,16	3,27	2,39
Stützenanschluss	[mm]	11,84	9,73	9,73	7,18	3,82
Gesamt	[mm]	18,33	15,61	15,81	13,78	10,19
Analyt. Versagenslast	[kN]	89	73	71	52	91
Exp. Verschiebung bei analyt. Versagenslast	[mm]	20,40	17,75	16,45	14,23	16,66
Absolute Abweichung	[mm]	2,07	2,14	0,64	0,45	6,47
Relative Abweichung	[%]	10,15	12,1	3,89	3,16	38,84

Tabelle 28: Gesamtverschiebung Verbundträger bei WA 09

		VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5
Bewehrung auf Zug	[mm]	6,72	5,37	6,75	6,36	6,03
Stahleinbauteil	[mm]	3,89	3,33	3,16	3,27	2,39
Stützenanschluss	[mm]	11,84	9,73	9,73	7,18	3,82
Gesamt	[mm]	22,45	18,43	19,64	16,81	12,24
Analyt. Versagenslast	[kN]	89	73	71	52	91
Exp. Verschiebung bei analyt. Versagenslast	[mm]	23,31	19,99	19,38	17,49	17,52
Absolute Abweichung	[mm]	0,86	1,56	-0,26	0,68	5,28
Relative Abweichung	[%]	3,69	7,80	-1,34	3,89	30,14

Wie bereits in Abschnitt 7.1 erwähnt wurde VK 5 aufgrund eines Versagens des Versuchsstandes und einem Querkzugversagen in der unteren Holzstütze insgesamt 3 mal belastet, was möglicherweise zu einer Verringerung der Anfangssteifigkeit von VK 5 führte. Verwendet man die experimentellen Verschiebungen bei der Erstbelastung so ergibt sich für WA 08 eine Verschiebung von 14,24 mm und 16,64 mm für WA 09. Damit ergibt sich eine relative Abweichung von 4,05 mm für WA 08 und 4,40 mm für WA 09. Die absolute liegt dementsprechend für WA 08 bei 28,44 % und für WA 09 bei 26,44 %. Damit erklärt die wiederholte Belastung von VK 5 einen Teil der erhöhten Abweichungen, dennoch liegen die Abweichungen von VK 5 deutlich über denen von VK 1 bis 4. Da bei VK 5 die Stützenbreite als Variationsparameter untersucht wurde (siehe Abbildung 10 und Tabelle 3) könnte der Ansatz der Verformungsberechnung im Stützenanschluss weniger geeignet sein, als für VK 1 bis VK 4.

8.2.5 Empfehlungen zur Ausbildung duktiler Holz-Beton-Verbundknoten

Abschnitt 8.1.5 zeigte, dass das Versagen aller Versuchskörper im Kontaktbereich des Betons zum Stahleinbauteil bei einer Druckbeanspruchung nachgewiesen werden konnte. Dies kann mit den experimentellen Ergebnissen mit Ausnahme von Versuchskörper VK 6 bestätigt werden (siehe Abschnitt 7.2). Im Last-Verformungsdiagramm der einzelnen Versuchskörper (siehe Abbildung 25) konnte bei Versuchskörper VK 1 und VK 2 weiterhin eine Änderung des Anstiegs festgestellt werden. Diese Änderung des Anstiegs deutet auf plastische Verformungen und ein duktiler Verhalten hin. Nach den Ansätzen im Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau werden Verformungen infolge Druckbeanspruchung vernachlässigt, wenn keine Stabilitätsgefahr vorliegt. Damit führen Verformungen infolge einer Druckbeanspruchung im Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau auch nicht zu einer duktilen Knotenauslegung. Für eine duktile Knotenauslegung ist dementsprechend ein Versagen infolge Zug- und Schubbeanspruchung maßgebend. Der Werkstoff Holz kann infolge seiner spröden Eigenschaften bei einer Zugbelastung ebenfalls für die Auslegung eines duktilen Knotens vernachlässigt werden. Duktile Eigenschaften bei einer Zug- und Schubbeanspruchung weist vor allem der Werkstoff Stahl auf. Für den entwickelten Knoten wird daher empfohlen bei der Bemessung der Knotenkonstruktion ein Versagen durch eine Zugbeanspruchung der Bewehrung oder Schubbeanspruchung des Stahleinbauteils anzustreben. Ein Versagen des Stützenanschlusses auf Zug kann ebenfalls zu einem duktilen Versagen führen, wenn ein Querkzugversagen ausgeschlossen werden kann.

9 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Forschungsprojekt wurde ein biegetragfähiger Holz-Beton-Verbundknoten zur Aussteifung von Hochbauten entwickelt sowie numerisch, experimentell und analytisch untersucht. Im Vergleich zu konventionellen Aussteifungsvarianten mittels Kern oder Verbänden sind Rahmensysteme im Holzhochhausbau noch nicht sehr verbreitet, sehr wohl aber im Stahl-, Beton- und Stahl-Beton-Verbundbau. Infolge der hohen Beanspruchungen in den Rahmenknoten wurde bei der Entwicklung der Knotenkonstruktion auf einen werkstoffgerechten Einsatz geachtet. Auch wurde das hochfeste Buchenfurnierschichtholz der Firma Pollmeier Furnierschichtholz GmbH verwendet, welches eine rund 3-mal höhere Biegefestigkeit als konventionelle Nadelhölzer aufweist. Die Grundlage der Entwicklung der Knotenkonstruktion bildeten die Schnittkraftverläufe eines Hochhauses, ausgesteift durch mehrfeldrige und mehrstöckige Rahmen, für die mit Hilfe von Stabwerkmodellen der Lastabtrag im Diskontinuitätsbereich der Knotenkonstruktion visualisiert und nachgewiesen werden konnte. Zur Untersuchung der Eigenschaften der Knotenkonstruktion hinsichtlich Lastabtragungsmechanismen, Grenztragfähigkeiten und Rotationssteifigkeiten, wurde eine Versuchsserie im realitätsnahen Maßstab mit 6 Versuchskörpern entwickelt. Die einzelnen Versuchskörper unterscheiden sich in den geometrischen Abmessungen der Teilquerschnitte, im Stützenanschluss und der Festigkeit des Verbundpartners Beton. Zur besseren Vergleichbarkeit wurden die Betone in der Forschungs- und Materialprüfanstalt (FMFA) der BTU Cottbus-Senftenberg selbst hergestellt, mit dem Ziel ähnliche Werkstoffeigenschaften zwischen den einzelnen Versuchskörpern zu erhalten bei denen der Beton nicht der Variationsparameter ist. Im Sinne einer nachhaltigen Kreislaufwirtschaft wurde auch untersucht, ob sich Recyclingbeton für die statischen Anforderungen in der Rahmenkonstruktion eignet. Jeder Versuchskörper wurde mit umfangreichen Messeinrichtungen versehen, um einen optimalen Erkenntnisgewinn aus den Versuchsdurchführungen zu erhalten. Vorab wurden die experimentellen Versuche numerisch mit Hilfe der Software Ansys Workbench untersucht. In den räumlichen Modellen wurden, für möglichst realitätsnahe Simulationen der experimentellen Versuche, materielle und kontaktbedingte Nichtlinearitäten berücksichtigt. Maßgebende Eingangsparameter der numerischen Modelle wurden vorab mittels einer Sensitivitätsanalyse untersucht, auf Versuchskörper 1 abgestimmt und auch für die weiteren Versuchskörper übernommen. Die numerischen Ergebnisse wurden anschließend anhand der experimentellen Ergebnisse validiert und zeigten eine gute Übereinstimmung in den globalen Verbundträgerverschiebungen (WA 08 und WA 09) mit einer Abweichung kleiner 10 %. Weitere Validierungen fanden in den Messebenen anhand von Dehnungsverläufen über den Querschnitt und anhand der Relativverschiebung zwischen den Verbundpartnern statt, wo teilweise höhere Abweichungen auftraten. Aus den Erkenntnissen der numerischen und experimentellen Untersuchungen konnten anschließend maßgebende Versagensstellen identifiziert und ein erstes analytisches Konzept zur Bestimmung der Tragfähigkeit erarbeitet und anhand der experimentellen Ergebnisse validiert werden. Die ermittelte analytische Tragfähigkeit wies Abweichungen von ca. 32 bis 45 % auf, was durch die getroffenen Annahmen begründet werden kann. Auch wurden signifikante Verformungskomponenten benannt und zu einem analytischen Gesamtfedermodell der Knotenkonstruktion nach Vorbild der Komponentenmethode aus dem Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau zusammengeführt. Durch das Gesamtfedermodell kann aus den Verformungen der Komponenten die Rotationssteifigkeit und die Verbundträgerverschiebungen (WA 08 und WA 09) berechnet und anschließend auch an den Ergebnissen der experimentellen Untersuchung validiert werden. Die analytische Verbundträgerverschiebung (WA 08 und 09) wies dabei Abweichungen von bis zu 28 % von den experimentellen Verschiebungen auf. Auf Basis der numerischen, experimentellen und analytischen Untersuchungen wurden erste Empfehlungen für die Ausbildung duktiler Knoten im Holz-Beton-Verbundbau herausgearbeitet. Zusammenfassend konnte im Rahmen dieses Forschungsprojektes ein für die globalen Verbundträgerverschiebungen hinreichend genaues numerisches Modell erarbeitet werden, das lokal weiter verfeinert werden muss, um auch auf Basis von Dehnungsverläufen in den Messebenen und Relativverschiebungen zwischen den Verbundpartnern geringe

Abweichungen zu erhalten. Auch stehen erste analytische Modelle zur Beschreibung der Tragfähigkeiten und Rotationssteifigkeiten zur Verfügung. Insgesamt liefert das Forschungsprojekt damit einen ersten Beitrag zur Auslegung und Bemessung von biegetragfähigen Knoten in Holz-Beton-Verbundrahmensystemen.

Literaturverzeichnis

- [1] IPCC, 2014, „Climate Change 2014: Synthesis Report“, Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC, Geneva, Switzerland.
- [2] A. Braune, L. Ekhvaia, und K. Quante, „Benchmarks für die treibhausgasemissionen der Gebäudekonstruktion - Ergebnisse einer Studie mit 50 Gebäuden“, Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen - DGNB e.V., Stuttgart, Aug. 2021.
- [3] Die Bundesregierung, „Deutsche Nachhaltigkeitsstrategie - Weiterentwicklung 2021“, Berlin, 2021.
- [4] Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR), „Umweltfußabdruck von Gebäuden in Deutschland - Kurzstudie zu sektorübergreifenden Wirkungen des Handlungsfeldes ‚Errichtung und Nutzung von Hochbauten‘ auf Klima und Umwelt“, Bonn, BBSR-Online-Publikation 17/2020, Dez. 2020.
- [5] Bundesministerium des Innern, für Bau und Heimat, „Leitfaden Nachhaltiges Bauen - Zukunftsfähiges Planen, Bauen und Betreiben von Gebäuden“, Berlin, 2019.
- [6] Pollmeier Furnierwerkstoffe GmbH, „Europäische Technische Bewertung - Träger BauBuche GL75“, ETA-14/0354, 20. September 2021
- [7] P. Müller, „Patentschrift - Decke aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern und Betondeckschicht“, 334431, Reichspatentamt, 1921
- [8] O. Schaub, „Patentschrift - Verbunddecken aus Holzrippen und Betonplatte“, 673556, Reichspatentamt, 1939
- [9] S. Piccolin, „Patentschrift - Tragkonstruktion“, 223498, Eidg. Amt für Geistiges Eigentum, 1942
- [10] A. Dias, J. Schänzlin, und P. Dietsch, Hrsg., „Design of timber concrete composite structures: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 4“. Shaker Verlag Aachen, 2018. Zugegriffen: 19. August 2022. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.cost.eu/publication/design-of-timber-concrete-composite-structures-4/>
- [11] Deutsches Institut für Normung e.V., „Eurococde 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung DIN CEN/TS 19103:2022-2“. Beuth Verlag GmbH, 2022.
- [12] Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen, „ÖKOBAUDAT - Informationsportal nachhaltiges Bauen“. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.oekobaudat.de/>
- [13] Adolf Würth GmbH & Co. KG, „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Würth ASSY plus VG Schraube für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“, Z-9.1-648, Deutsches Institut für Bautechnik, 2012
- [14] TiComTec GmbH, „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Tragwerke in Holz-Beton-Verbundbauweise mit eingeklebten HBV-Schubverbinder“, Z-9.1-557, Deutsches Institut für Bautechnik, 2014
- [15] B. Michelfelder, „Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken“, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2006.
- [16] K. Kudla, „Kernen als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken“, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2017.
- [17] C. Dünser, „LifeCycle-Tower in Dornbirn - das erste Holz-Hybrid-Hochhaus“, gehalten auf der 5. Europäischer Kongress für effizientes Bauen mit Holz, Köln, 2012, S. 13.
- [18] MMK Holz-Beton-Fertigteile GmbH, „Handbuch XLAM CONCRETE - Das Holz-Beton-Verbundelement“. Wöllersdorf, Februar 2021.
- [19] T. Linse und J. Natterer, „Ein 7-Geschosser (fast) ganz aus Holz“, *Bauingenieur*, Bd. 83, S. 531–539, Dez. 2008.

- [20] R. Maderebner, B. Maurer, M. Flach, P. Zingerle, und P. Lang, „Systemlösungen für punktgestützte Flachdecken aus Brettsperrholz“, gehalten auf der 23. Internationales Holzbau-Forum IHF 2017, 2017.
- [21] J. Stahl, P. Fast, und J. Rosenkranz, „Einfach und Hoch - Studentenwohnheim in Vancouver“, *Bauen mit Holz*, Bd. 12.2016, S. 14–19, 2016.
- [22] T. Höltke und A. Bleicher, „Timber-concrete composite frame joint for high-rise buildings“, in *The Evolving Metropolis*, New York City, USA, 2019, S. 1137–1141.
- [23] A. Bleicher u. a., „Hybride Konstruktionen an der BTU Cottbus-Senftenberg“, *Bautechnik*, Bd. 98, Nr. 12, S. 907–920, 2021, doi: 10.1002/bate.202100056.
- [24] M. Sarkisian, *Designing Tall Buildings - Structure as Architecture*. Routledge, 2012.
- [25] F. Wanninger, „Post-tensioned Timber Frame Structures“, ETH Zürich, Zürich, 2015.
- [26] IMPACT - Das Implemia Magazin, „Leichte Decken für den Holzbau“, IMPACT - Das Implemia Magazin. Zugegriffen: 9. November 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://impact.impenia.com/artikel/leichte-decken-fuer-den-holzbau/>
- [27] Deutsches Institut für Normung e.V., „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen“. Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [28] G. Wagenknecht, *Stahlbau-Praxis nach Eurocode 3*, 2. Gießen: Bauwerk Verlag, 2017.
- [29] U. Kuhlmann und L. Rölle, „Verbundanschlüsse nach Eurocode“, in *Stahlbau-Kalender*, Bd. 2010, 2010.
- [30] S. Schlaefli, „In der Werkstatt des Riesen“, ETH Zürich. Zugegriffen: 16. Februar 2022. [Online]. Verfügbar unter: <https://ethz.ch/de/news-und-veranstaltungen/eth-news/news/2021/03/in-der-werkstatt-des-riesen.html>
- [31] Stadtsiedlung Heilbronn, „SKAIO“, Heilbronn, Schlussbericht, 2019.
- [32] P. Fast, „Case Study: An 18-storey tall mass timber hybrid student residence at the University of British Columbia“, 22. *Internationales Holzbau-Forum IHF*, 2016.
- [33] R. Woschitz, „Holzhochhaus HoHo Wien“, gehalten auf der 21. Internationales Holzbau-Forum IHF, Garnusch-Partenkirchen, 2015.
- [34] R. Woschitz und J. Zotter, „Holzhochhaus HoHo Wien - Das Tragkonzept“, *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift*, Bd. 162, Nr. 1–12, S. 1–5, 2017.
- [35] R. Abrahamsen, „Mjøstårnet - Construction of an 81 m tall timber building“, gehalten auf der 23. Internationales Holzbau-Forum IHF, Garmisch-Partenkirchen, 2017.
- [36] „Zweite Lizenz für LifeCycle Tower - Bausystem“, *lignum Holzwirtschaft Schweiz*. Zugegriffen: 16. Februar 2022. [Online]. Verfügbar unter: https://www.lignum.ch/auf_einen_klick/news/lignum_journal_holz_news_schweiz/news_detail/zweite-lizenz-fuer-lifecycle-tower-bausystem/
- [37] HK Architekten, Hermann Kaufmann + Partner ZT GmbH, „Brock Common Tallwood House“, HK Architekten, Hermann Kaufmann + Partner ZT GmbH. Zugegriffen: 16. Februar 2022. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.hkarchitekten.at/de/projekt/student-residence-at-brock-commons/#lightbox-39>
- [38] U. Kuhlmann und L. Rölle, „Duktilität von Stahl- und Verbundanschlüssen - Entwurfsregeln zur Verbesserung der Redundanz“, *Stahlbau*, Bd. 79, Nr. 4, S. 267–277, 2014.
- [39] M. Schäfer, „Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen“, Dissertation, Universität Stuttgart, 2005.
- [40] D. Anderson, J.-M. Aribert, H. Bode, J.-P. Jaspert, H. J. Kronenberger, und F. Tschemmerneegg, „Design of Composite Joints for Buildings“, *European Convention for Constructional Steelwork - Technical Committee 11*, Brüssel, 109, 1999.
- [41] D. Anderson u. a., *Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings*. in *Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections*.

- [42] Deutsches Institut für Normung e.V., „Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton“. Bauwerk Verlag GmbH, Dezember 2010.
- [43] K. W. Johansen, „Theory of timber connections“, gehalten auf der IABSE, 1949.
- [44] Deutsches Institut für Normung e.V., „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln für den Hochbau“. Beuth Verlag GmbH, 2008.
- [45] U. Kuhlmann und F. Brühl, „Robustheit durch duktile Anschlüsse im Holzbau“, Deutsches Institut für Bautechnik, Forschungsbericht ZP 52-5-13-181-1319/09, 2015.
- [46] Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 26891: Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens“. Beuth Verlag GmbH, 1991.
- [47] U. Kuhlmann und J. Gauß, „Optimierung und Systematisierung von Anschlüssen im Holzbau zur Verbreitung der ressourcenschonenden Bauweise“, Forschungsinitiative Zukunft Bau, Stuttgart, Abschlussbericht F 3185, 2019.
- [48] T. Buse, *Holz-Beton-Verbund Knoten*. Brandenburgisch Technische Universität Cottbus-Senftenberg: Lehrstuhl Hybride Konstruktionen - Massivbau, 2016.
- [49] T. Höltke, *Holz-Beton-Verbund Knoten - Bewertung der Anwendbarkeit der Komponentenmethode für Holz-Beton-Verbund Knoten*. Brandenburgisch Technische Universität Cottbus-Senftenberg: Lehrstuhl Hybride Konstruktionen - Massivbau, 2017.
- [50] M. Zangerl, H. Kaufmann, und C. Hein, „LifeCycle Tower - Energieeffizientes Holzhochhaus bis 20 Geschosse in Systembauweise“, *Berichte aus Energie- und Umweltforschung*, Bd. 86, S. 1–52, 2010.
- [51] S. Käseberg, „Verstärkung von Stahlbetonstützen mit Kreisquerschnitt durch Umschnürung mit CFK-Werkstoffen“, Dissertation, Technische Universität Dresden, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2016.
- [52] V. Sigrist, „Das Druckgurtmodell für Stahlbetonbauteile“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 104, Nr. 8, S. 496–504, 2009, doi: 10.1002/best.200900018.
- [53] W. Rust, *Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen - Kontakte, Geometrie, Material*, 2. Aufl. Langenhagen: Vieweg + Teubner, 2011.
- [54] H. J. Blaß und J. Streib, *BauBuche Buchen-Furnierschichtholz - Bemessungshilfe für Entwurf und Berechnung nach Eurocode 5*, 2. Karlsruhe: Ingenious hardwood, 2016.
- [55] F. Kollmann, *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe*, 2., Bd. 1. Springer-Verlag, 1950.
- [56] P. Niemz und W. U. Sonderegger, *Holzphysik - Physik der Holzes und der Holzwerkstoffe*, 2. Aufl. München: Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag, 2017.
- [57] D. Fengel und G. Wegener, *Wood: Chemistry, Ultrastructure, Reactions*. Berlin: De Gruyter, 1984.
- [58] H. Neuhaus, *Ingenieurholzbau: Grundlagen - Bemessung - Nachweise - Beispiele*, 4. Aufl. Münster: Springer Vieweg, 2017.
- [59] Pollmeier Furnierwerkstoffe GmbH, „Europäische Technische Bewertung - Träger BauBuche GL75“, ETA-14/0354, 11. Juli 2018
- [60] S. Hering, D. Keunecke, und P. Niemz, „Moisture-dependent orthotropic elasticity of beech wood“, *Wood Science and Technologie*, Bd. 2012, Nr. 46, S. 927–938, 2012.
- [61] P. Menetrey, „Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures“, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Lausanne, 1994.
- [62] R. Jasiński, „Validation of Elastic-Brittle, and Elastic-Plastic FEM Model of the Wall Made of Calcium Silicate and AAC Masonry Units“, in *Material Science and Engineering*, 2019.
- [63] Deutsches Institut für Normung e.V., „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“. Beu, Januar 2011.

- [64] ANSYS Inc., *ANSYS User's Manual for ANSYS - Analysis Guide*, 19. Aufl. Houston, Canonsberg, 2019.
- [65] A. Shenhi, „Modeling of strain-hardening cement-based composites (SHCC): A finite element method using the strong discontinuity approach (SDA) with explicit representation of fibers“, Technische Universität Dresden, Dresden, 2020.
- [66] federation internationale du beton, *Model Code 2010*, First complete draft., Bd. 1. 2010.
- [67] Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 10025-2: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen - Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle“. Beuth Verlag GmbH, 2019.
- [68] Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN 488-1: Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung“. Beuth Verlag GmbH, 2009.
- [69] Deutsches Institut für Normung e.V., „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile“. Beuth Verlag GmbH, Dezember 2010.
- [70] C. Gebhardt, *Praxishandbuch FEM mit ANSYS Workbench - Einführung in die lineare und nichtlineare Mechanik*, 2. München: Carl Hanser Verlag GmbH & Co. KG, 2014.
- [71] T. Jankowiak und T. Lodydowski, „Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model“, *Foundations of civil and environmental engineering*, Bd. 2005, Nr. 6, S. 17, 2005.
- [72] Pollmeier Furnierwerkstoffe GmbH, „BauBuche-Abbundhandbuch“. Februar 2021.
- [73] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 18203-3: Toleranzen im Hochbau - Teil 3: Bauteile aus Holz und Holzwerkstoffen“, Berlin, Aug. 2008.
- [74] W. Spyra, A. Mettke, und S. Heyn, „Ökologische Prozessbetrachtungen - RC-Beton (Stofffluss, Energieaufwand, Emissionen)“, Brandenburgische Technische Universität Cottbus, Cottbus, Abschlussbericht AZ-26101-23, Nov. 2010. Zugegriffen: 21. Juni 2019. [Online]. Verfügbar unter: https://www.dbu.de/OPAC/ab/DBU-Abschlussbericht-AZ-26101_Anlage%20Stofffluss%20Energieaufwand%20RC-Beton.pdf
- [75] J. Scheidt, W. Breit, A. Pancic, und J. Schnell, „Aufweitung der vorhandenen Anwendungsbeschränkungen für Beton mit rezykliertem feiner und grober Gesteinskörnung: Schlussbericht zum BMBF-Verbundforschungsvorhaben ‚R-Beton - Ressourcenschonender Beton - Werkstoff der nächsten Generation‘: Teilvorhaben 3“, TU Kaiserslautern, 2018.
- [76] Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt, Referat Abfallwirtschaft, „Dokumentation zum Einsatz von ressourcenschonendem Beton beim ‚Neubau des Forschungs- und Laborgebäudes für Lebenswissenschaften der Humboldt-Universität zu Berlin‘ in Berlin-Mitte“, Berlin, März 2015.
- [77] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN 4226-101: Rezyklierte Gesteinskörnungen für Beton nach DIN EN 12620 - Typen und geregelte gefährliche Substanzen“. Beuth Verlag GmbH, 2017.
- [78] Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 12620: Gesteinskörnungen für Beton“. Beuth Verlag GmbH.
- [79] C. Nobis und A. Vollpracht, „Verwendung von Recyclingmaterial in der Betonproduktion - Sachstand“, RWTH Aachen, Forschungsbericht F 7099, Apr. 2015.
- [80] K. Weimann, „Untersuchungen zur Nassaufbereitung von Betonbrechsand unter Verwendung der Setzmaschinenteknik“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar, 2009.
- [81] L. Evangelista und J. de Brito, „Mechanical behaviour of concrete made with fine recycled concrete aggregates“, *Cement and Concrete Composites*, Bd. 29, Nr. 5, S. 397–401, Mai 2007.
- [82] M. Eckert und M. Oliveira, „Mitigation of the negative effects of recycled aggregate water absorption in concrete technology“, *Construction and Building Materials*, Bd. 133, S. 416–424, Feb. 2017.
- [83] J. Montero und S. Laserna, „Influence of effective mixing water in recycled concrete“, *Construction and Building Materials*, Bd. 132, S. 343–352, Feb. 2017.
- [84] J. Scheidt, „Ermittlung des erforderlichen Gesamtwassers zur Herstellung von R-Beton mit definiertem Wasserzementwert“, Dissertation, TU Kaiserslautern, FG Werkstoffe im Bauwesen, Kaiserslautern, 2019.

- [85] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 933-1: Prüfverfahren für geometrische Eigeneigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 1: Bestimmung der Korngrößenverteilung - Siebverfahren“. Beuth Verlag GmbH, 2012.
- [86] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 1097-6: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme“. Beuth Verlag GmbH, 2022.
- [87] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 12350-6: Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß“. Beuth Verlag GmbH, 2019.
- [88] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 12390-2: Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen“. Beuth Verlag GmbH, 2019.
- [89] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 12390-1: Prüfung vom Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen“. Beuth Verlag GmbH, 2021.
- [90] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 12390-13: Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul)“. Beuth Verlag GmbH, 2021.
- [91] „DIN EN 12390-6: Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Prüfkörpern“. Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [92] A. M. Neville, *Properties of concrete*, 5th ed. Harlow, England ; New York: Pearson, 2011.
- [93] Deutsches Institut für Normung e.V., „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken“. Beuth Verlag GmbH, 2008.
- [94] Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN 571: Sechskant-Holzschrauben“. Beuth Verlag GmbH, 2016.
- [95] A. Wöllhardt, „Tragmodelle für offene und geschlossene Stahlprofile im Spannereich von Stahlbetonverbundkonstruktionen“, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, 2010.
- [96] K. Speck, „Beton unter mehraxialer Beanspruchung - Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung“, Dissertation, Technische Universität Dresden, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2007.
- [97] F. Fingerloos, J. Hegger, und K. Zilch, „DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang, Kommentierte und konsolidierte Fassung“, Beuth Verlag GmbH, 2016.
- [98] P. Wurm und F. Daschner, „Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg); Heft 344: Teilflächenbelastung von Normalbeton. Versuche an bewehrten Scheiben“, *Verlag Ernst & Sohn, Berlin*, S. 47–93, 1983.
- [99] WEVO-Chemie GmbH, „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - 2K-EP-Klebstoff WEVO-Spezialharz EP 32 S mit WEVO-Härter B 22 TS zum Einkleben von Stahlstäben in Holzbaustoffe“, Z.9.1-705, Deutsches Institut für Bautechnik, 2018

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Experimentelle Untersuchungen des, an der ETH Zürich, entwickelten Rahmenknotens [30]	11
Abbildung 2: Darstellungen ausgeführter Projekte im Hochhausbau in Holz- und Holz-Beton-Verbundbauweise: a) LifeCycle Tower One [17], b) Skaido [31], c) Brock Common Tallwood House [37], d) Projekt PI [26] e) Holzhochhaus (HoHo) [34], f) Mjøstårnet [35]	13
Abbildung 3: Klassifizierung von Knoten/Anschlüssen nach der Steifigkeit [29]	14
Abbildung 4: Momenten-Rotations-Kurve nach DIN EN 1993-1-8 [29]	15
Abbildung 5: Grundriss bei Aussteifung durch a) Rahmen, b) Rahmen + exzentrischen Kern, c) Rahmen + zentrischen Kern	19
Abbildung 6: Interaktion Rahmen und Kern bei horizontaler Belastung	20
Abbildung 7: Veranschaulichung des Kraftflusses im Diskontinuitätsbereich des Knotens	21
Abbildung 8: Montagekonzept des Holz-Beton-Verbundrahmensystems mit biegetragfähigen Knoten	22
Abbildung 9: Statisches System und Belastung für die Versuchsserie	23
Abbildung 10: Geometrie und Aufbau des biegetragfähigen Knotens im Holz-Beton-Verbundrahmensystem (Parameter siehe Tabelle 3)	23
Abbildung 11: Darstellung FE-Modell: a) Gesamtmodell; b) Detailansicht Stahleinbauteil; c) Detailansicht Bewehrung; d) Detailansicht Kerne	26
Abbildung 12: Die Menetrey-William Oberfläche in Haigh-Westergaard Koordinaten: a) Räumliche Ansicht, b) axialer Querschnitt, c) deviatorischer Querschnitt; [62]	29
Abbildung 13: Ver- und Entfestigungskurven von Beton: a) für Druckbeanspruchung, b) für Zugbeanspruchung nach DIN EN 1922-1-1	30
Abbildung 14: Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse (horizontale Achse: Dehnung in ‰, vertikale Achse: Querschnittshöhe Verbundträger)	34
Abbildung 15: Abgebundene Holzbauteile: (a) Ausgefräste Aussparungen im Träger, (b) Abgebundene Stütze, (c) Abgebundener Träger [Quelle: Tim Höltke, BTU Cottbus - Senftenberg]	38
Abbildung 16: Detaildarstellung Stahleinbauteil VK 1 [Quelle: Tim Höltke, BTU Cottbus - Senftenberg]	39
Abbildung 17: Sieblinienvergleich der normalen zu den RC-Gesteinskörnungen	42
Abbildung 18: Würfeldruckfestigkeiten VK 1 bis VK 6	49
Abbildung 19: Vergleich der mittleren Druckfestigkeit der Chargen in Bezug auf den ermittelten w/z-Wert ...	50
Abbildung 20: Gegenüberstellung der mittleren Würfeldruckfestigkeiten und E-Moduln der VK 1, 2, 5 und 6.	51
Abbildung 21: Detailaufnahme Bewehrungskorb in der Schalung [Quelle: Tim Höltke, BTU Cottbus - Senftenberg]	52
Abbildung 22: Versuchsstand in der FMPA [Quelle: Tim Höltke, BTU Cottbus - Senftenberg]	53
Abbildung 23: Messanordnung je Versuchskörper	54
Abbildung 24: Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse auf dem Lastniveau der experimentellen Versagenslasten in den Messebenen M ₂ , M ₃ und M ₄ anhand von Dehnungsverläufen (horizontale Achse: Dehnung in ‰, vertikale Achse: Querschnittshöhe Verbundträger), Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton (WA o6 und o7) und Verschiebung des Verbundträgers an den Trägerenden (WA o8 und o9)	56

Abbildung 25: Last-Verformungs-Diagramm der Versuchskörper VK 1 bis VK 6 am linken Trägerende gemessen durch Wegaufnehmer WA 09.....	59
Abbildung 26: Versagensbilder VK 1 und 2 [Quelle: VK 1.1 und VK 2.1 Kay-Alexander Michalczak, VK 1.2 bis VK 1.4 und VK 2.2 bis VK 2.4 Tim Höltke, BTU Cottbus - Senftenberg].....	60
Abbildung 27: Versagensbilder VK 3 und 4 [Quelle: Kay-Alexander Michalczak, BTU Cottbus - Senftenberg]	61
Abbildung 28: Versagensbilder VK 5 und 6 [Quelle: VK 5.1 und VK 6.1 Kay-Alexander Michalczak; VK 5.2 bis VK 5.4 und VK 6.2 bis VK 6.4 Tim Höltke, BTU Cottbus - Senftenberg]	62
Abbildung 29: Querschnitt und Spannungsverlauf bei der Ermittlung der Tragfähigkeit bei negativer Momentenbeanspruchung	63
Abbildung 30: Lastübertragung der Druckkräfte des Verbundpartners Beton in das Stahleinbauteil bei positiver Momentenbeanspruchung	64
Abbildung 31: Definition zweidimensionalen Falls der Teilflächenbelastung [97]	65
Abbildung 32: Querschnitt und Spannungsverlauf bei der Ermittlung der Tragfähigkeit bei positiver Momentenbeanspruchung	66
Abbildung 33: Lastübertragung der Druckkräfte des Verbundpartners Beton in das Stahleinbauteil bei Überlagerung der positiven und negativen Momentenbeanspruchung.....	67
Abbildung 34: Querschnitt und Spannungsverlauf bei der Ermittlung der Tragfähigkeit bei Überlagerung infolge positiver und negativer Momentenbeanspruchung	67
Abbildung 35: Abtragung einer Biege- und Normalkraftbeanspruchung im Stützenanschluss	68
Abbildung 36: Identifizierte Komponenten	70
Abbildung 37: Definition der Ausgangslänge l_0 der Bewehrung.....	71
Abbildung 38: Berechnung der Spannungen im Restholzquerschnitt zur Ermittlung der auftretenden Dehnung	72

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Ausgeführte Projekte im Hochhausbau in Holz- und Holz-Beton-Verbundbauweise	12
Tabelle 2: Schnittgrößen auf maßgebende Bauteile aus den Voruntersuchungen	20
Tabelle 3: Parameter der Versuchsserie für Versuchskörper VK1 bis VK 6	24
Tabelle 4: Verwendete Materialkennwerte des Elastizitätstensors für Buchenfurnierschichtholz	28
Tabelle 5: Verwendete Materialkennwerte für das Materialmodell von Beton; ⁽¹⁾ experimentell, ⁽²⁾ (Gl. 5-4), ⁽³⁾ (Gl. 5-5), ⁽⁴⁾ (Gl. 5-6), ⁽⁵⁾ (Gl. 5-7), ⁽⁶⁾ DIN EN 1992-1-1, ⁽⁷⁾ gewählt in den vorgeschlagenen Grenzen nach [10].....	31
Tabelle 6: Verwendete Materialkennwerte für die Materialmodelle der metallischen Werkstoffe; ⁽¹⁾ [67], ⁽²⁾ [27], ⁽³⁾ [68], ⁽⁴⁾ bestimmt nach [69], ⁽⁵⁾ bestimmt nach [63], [68].....	32
Tabelle 7: Siebdurchgänge der normalen und RC-Gesteinskörnungen	42
Tabelle 8: Ergebnisse der Pyknometerversuche.....	43
Tabelle 9: Zusammensetzung der Testmischungen	44
Tabelle 10: Zusammensetzung der Testmischungen umgerechnet auf 1 m ³ Beton	44
Tabelle 11: Würfeldruckfestigkeiten der Testmischungen.....	45
Tabelle 12: Ermittlung der Ausgleichsfeuchte VK 3, 4	46
Tabelle 13: Zusammensetzung der RC-Mischungen für 1 m ³ Beton.....	47
Tabelle 14: Würfeldruckfestigkeiten VK 1 bis 6	48
Tabelle 15: E-Moduln der Versuchskörper 1, 2, 5 und 6	50
Tabelle 16: Spaltzugfestigkeit VK 1, 2, 5 und 6.....	50
Tabelle 17: Versagenslast bei negativer Momentenbeanspruchung	64
Tabelle 18: Betonfestigkeitssteigerung infolge Teilflächenbelastung	65
Tabelle 19: Versagenslast bei positiver Momentenbeanspruchung	66
Tabelle 20: Versagenslast bei Überlagerung infolge positiver und negativer Momentenbeanspruchung	67
Tabelle 21: Versagenslast für die Tragfähigkeit des Stützenanschlusses	69
Tabelle 22: Zusammenfassung der analytischen und experimentellen Versagenslasten bezogen auf die Kraft $F_{2,Rk}$	69
Tabelle 23: Verschiebung Verbundträger bei WA 09 infolge Zugbeanspruchung Bewehrung	71
Tabelle 24: Verschiebung Verbundträger bei WA 08 infolge Zugbeanspruchung Restholzquerschnitt.....	72
Tabelle 25: Verschiebung Verbundträger bei WA 08 und WA 09 infolge Schubbeanspruchung Stahleinbauteil	73
Tabelle 26: Verschiebung Verbundträger bei WA 08 bzw. 09 infolge Stützenanschluss	73
Tabelle 27: Gesamtverschiebung Verbundträger bei WA 08	74
Tabelle 28: Gesamtverschiebung Verbundträger bei WA 09	74