

BBSR-  
Online-Publikation  
46/2023

# Integrale Holz-Beton-Decken mit geklebtem Verbund

von

Marie Breidenbach  
Stefan Behring  
Prof. Dr.-Ing. Volker Schmid  
Dr. Jan Wenker  
Carsten Hein  
Florian Meyer  
Albert Dwan  
Karl Karbe

# Integrale Holz-Beton-Decken mit geklebtem Verbund

Technologieentwicklung und Prozessforschung zu integralen,  
klimaaktiven Holz-Beton-Verbund-Deckensystemen für  
kosteneffiziente Holz-Hybrid-Bauten

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: 10.08.18.7-18.01

Projektlaufzeit: 03.2019 bis 11.2022

## 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  
Referat WB 3 „Forschung und Innovation im Bauwesen“  
Guido Hagel  
guido.hagel@bbr.bund.de

### Autorinnen und Autoren

Technische Universität Berlin  
Prof. Dr.-Ing. Volker Schmid  
Marie Breidenbach, M. Sc.

Brüninghoff GmbH & Co. KG  
Dr. Jan Wenker  
Dipl.-Ing. Stefan Behring

Arup Deutschlang GmbH  
Dipl.-Ing. Carsten Hein  
Dipl.-Ing. Florian Meyer  
Albert Dwan, M. Ac.

Berlinovo Immobilien Gesellschaft  
Karl Karbe

### Stand

August 2021

### Bildnachweis

Titelbild: Brüninghoff GmbH & Co. KG  
Alle weiteren Bildnachweise siehe Abbildungsverzeichnis (S. 116)

### 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

### Zitierweise

Breidenbach, Marie; Behring, Stefan; Schmid, Volker; Wenker, Jan; Hein, Carsten; Meyer, Florian; Dwan, Albert; Karbe, Karl, 2023: Integrale Holz-Beton-Decken mit geklebtem Verbund: Technologieentwicklung und Prozessforschung zu integralen, klimaaktiven Holz-Beton-Verbund-Deckensystemen für kosteneffiziente Holz-Hybrid-Bauten. BBSR-Online-Publikation 46/2023, Bonn.

# Inhaltsverzeichnis

<b>Kurzfassung</b>	<b>7</b>
<b>Abstract</b>	<b>9</b>
<b>1 Einführung</b>	<b>11</b>
<b>1.1 Forschungsgegenstand</b>	<b>11</b>
Schallschutz	12
Technische Gebäudeausrüstung (TGA)	12
Verbindungsmitel	12
Deckenscheibe	13
<b>2 Bewertungs-Matrix zu Holz-Beton-Deckensystemen in Hinblick auf die konstruktive Ausführung</b>	<b>14</b>
<b>2.1 Modellierung der Holz-Beton-Verbundkonstruktion</b>	<b>14</b>
2.1.1 Statisches Modell zur Bemessung der Holz-Beton-Verbundkonstruktion	14
2.1.2 Berücksichtigung des zeitabhängigen Materialverhaltens	15
2.1.3 Berücksichtigung von gerissenem Beton	17
<b>2.2 Bemessungsablauf und Nachweise</b>	<b>17</b>
2.2.1 Nachweise	17
2.2.2 Lastfallkombinationen	18
2.2.3 Bemessungsablauf	19
<b>2.3 Festlegung des betrachteten Deckentyps und der Eingangsparameter</b>	<b>21</b>
2.3.1 Lastannahmen	22
<b>2.4 Brandschutzanforderungen</b>	<b>22</b>
<b>2.5 Ergebnisse der Parameterstudie</b>	<b>24</b>
<b>3 Versuchsprogramm Holz-Beton-Verbund-Decken</b>	<b>26</b>
<b>3.1 Abweichungen vom Versuchsprogramm zu den Verbindungsmitel</b>	<b>26</b>
<b>3.2 Abweichungen vom Versuchsprogramm zur Herstellung der Deckenscheibe</b>	<b>27</b>
<b>4 Versuche an geschraubten Holz-Beton-Verbundkörpern</b>	<b>27</b>
<b>4.1 Scherversuche an geschraubten Holz-Beton-Verbundkörpern</b>	<b>29</b>
4.1.1 Herstellung und Versuchsdurchführung	31
4.1.2 Beobachtungen und Ergebnisse	32



<b>5</b>	<b>Versuche an geklebten Holz-Beton-Verbund-Bauteilen</b>	<b>34</b>
<b>5.1</b>	<b>Stand der Forschung und Technik</b>	<b>34</b>
<b>5.2</b>	<b>Überlegungen zur Herstellungstechnologie</b>	<b>38</b>
5.2.1	Vorbereitung der Fügeteil-Oberflächen	40
5.2.2	Anforderungen an den Klebstoff	41
<b>5.3</b>	<b>Materialien</b>	<b>41</b>
5.3.1	Klebstoff	41
5.3.2	Beton	42
5.3.3	Holz	42
<b>5.4</b>	<b>Versuchsprogramm</b>	<b>43</b>
<b>5.5</b>	<b>Scherversuche</b>	<b>43</b>
5.5.1	Versuchsprogramm und Herstellung der Probekörper	44
5.5.2	Versuchsdurchführung	45
5.5.3	Beobachtungen und Ergebnisse	46
<b>5.6</b>	<b>Schub-Biege-Versuche</b>	<b>53</b>
5.6.1	Herstellung der Probekörper	55
5.6.2	Versuchsdurchführung	55
5.6.3	Beobachtungen und Ergebnisse	56
5.6.4	Überlegungen zu Vorschäden an Probekörpern	58
5.6.5	Zwischenfazit	59
<b>5.7</b>	<b>Biegeversuche</b>	<b>59</b>
5.7.1	Herstellung der Probekörper	60
5.7.2	Versuchsdurchführung und Messtechnik	61
5.7.3	Beobachtungen und Ergebnisse	62
<b>5.8</b>	<b>Forschung und Entwicklung zu einer abgesetzten Auflagerkonstruktion</b>	<b>69</b>
5.8.1	Versuchsaufbau	71
5.8.2	Herstellung der Probekörper	71
5.8.3	Versuchsdurchführung	72
5.8.4	Beobachtungen und Ergebnisse	72
<b>5.9</b>	<b>Fazit und Ausblick</b>	<b>74</b>
<b>6</b>	<b>Deckenscheiben</b>	<b>76</b>
<b>6.1</b>	<b>Bemessung der Längsfugen</b>	<b>77</b>
<b>6.2</b>	<b>Ausführung der Querfugen</b>	<b>78</b>
6.2.1	Ortbeton Ringbalken	79
6.2.2	Geschweißte Stahl-Verbindung	80
6.2.3	Bewehrungsverbindung über Koppelelemente	81
<b>6.3</b>	<b>Zusammenfassung und Fazit</b>	<b>82</b>

<b>7 Schallschutz</b>	<b>84</b>
7.1 <b>Untersuchte Varianten</b>	<b>84</b>
7.2 <b>Anforderungen an den Schallschutz nach DIN EN 4109</b>	<b>86</b>
7.3 <b>Bemessung des Schallschutzes nach DIN EN 4109</b>	<b>86</b>
7.4 <b>Annahmen zum rechnerischen Variantenvergleich und konstruktive Hinweise</b>	<b>88</b>
7.5 <b>Ergebnisse des rechnerischen Variantenvergleichs</b>	<b>89</b>
7.6 <b>Akustisch wirksame Unterdecken</b>	<b>93</b>
7.7 <b>Projektbezogene Prüfung</b>	<b>93</b>
7.8 <b>Zusammenfassung</b>	<b>94</b>
<b>8 Panels für die technische Gebäudeausrüstung</b>	<b>96</b>
8.1 <b>Aufbau und Funktion der TGA-Panels</b>	<b>96</b>
8.2 <b>Auslegung der TGA-Panels</b>	<b>97</b>
8.2.1 Annahmen für die Berechnung	98
8.2.2 Berechnung und Ergebnisse	98
8.3 <b>Zusammenfassung</b>	<b>103</b>
<b>9 Planungs- und Vergabeprozesse</b>	<b>104</b>
<b>Mitwirkende</b>	<b>106</b>
<b>Kurzbiographien</b>	<b>107</b>
<b>Verzeichnisse</b>	<b>109</b>
<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>109</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>115</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>119</b>
<b>Abkürzungen und Formelzeichen</b>	<b>121</b>

## Kurzfassung

Decken nehmen in mehrgeschossigen Bauten einen großen Teil des Bauvolumens ein und verursachen einen Großteil der Rohbaukosten. Eine ressourcenschonende Alternative zu massiven Stahlbetondecken bieten Holz- oder Holz-Beton-Verbunddecken. Verbunddecken benötigen im Vergleich zu einer reinen Stahlbetondecke etwa nur ein Drittel des Betons und besitzen gegenüber reinen Holzdecken Vorteile hinsichtlich des Brandschutzes und des Schallschutzes. Sie sind gleichzeitig auch leichter und verursachen somit auch beim Transport und der Erstellung der Gründung weniger Ressourcen. Dennoch scheitert die Holz-Beton-Verbundbauweise zum Teil noch an den, im Vergleich zur Massivbauweise, höheren Kosten.

Das Gesamtsystem Holz-Beton-Verbunddecke wurde in diesem Forschungsprojekt ganzheitlich betrachtet. Neben der Statik und der Fertigungsprozesse wurden Brandschutz, Schallschutz, Gebäudeausrüstung und Vergabeprozesse in die Betrachtungen miteinbezogen. Der Fokus lag dabei auf Wohn- und Bürogebäuden der Gebäudeklasse 5. Als Deckentyp wurden nur HBV-Rippendecken, bestehend aus Holzrippen und einer schubfest mit den Rippen verbundenen Betondecke, betrachtet.

- Aktuell auf dem Markt verfügbare Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbunddecken, sowie die aktuell noch nicht zugelassene Klebung, wurden in einer theoretischen Betrachtung nach den aktuellen Bemessungsregeln verglichen. Die Klebung besitzt dank der flächigen Kraftübertragung gegenüber Kerven den Vorteil, dass bei gleichen Balkendimensionen mehr Kraft übertragen werden kann, sodass weitere Balkenabstände gewählt werden können. Im Vergleich zu Schrauben mit FT-Verbindern (Fa. Würth) ist vor allem die höhere Steifigkeit der Klebung von Vorteil. Diese verringert sich bei FT-Verbindern mit zunehmender Betonhöhe (bis max. 12 cm), sodass geringe Deckenstärken für dieses Verbindungsmittel günstiger sind. Aufgrund der Anforderungen des Brandschutzes sollte die Mindeststärke der Betonplatte 10 cm betragen.
- Die Verklebung von Holz und Beton wurde in Klein-, Mittel- und Großversuchen untersucht. Neben der Klebung von Fertigteilen wurde die Nass-in-Nass-Klebung untersucht, eine Methode, bei der frischer Beton direkt auf frischen Klebstoff vergossen wird. Mit beiden Methoden konnten erfolgreich Bauteile im Realmaßstab mit einer Länge von 8,1 m geklebt werden. In Bezug auf die Verklebung von Fertigteilen stellte sich heraus, dass die Betonoberfläche einen entscheidenden Einfluss hat. In den Kleinversuchen zeigten sich sowohl geschliffene Oberflächen als auch glatte, mit Schalöl geschaltete Betonoberflächen als geeignet. Oberflächen mit Schalöl wurden in den weiteren Versuchen nicht betrachtet, da noch zu viel Unsicherheit in Bezug auf das Langzeitverhalten besteht. Ohne Schalöl geschaltete Fertigteile, die anschließend nicht geschliffen wurden, zeigten in den Versuchen große Anteile adhäsiven Versagens. Die Konsistenz und Verarbeitbarkeit des Klebstoffs hat bei beiden Klebverfahren einen entscheidenden Einfluss auf die Qualität der Klebung. Nur durch eine gute Verarbeitbarkeit lassen sich bei der Verklebung großer Bauteile die offenen Zeiten der Klebstoffe einhalten. Weiterhin muss der Klebstoff bei der Klebung von Fertigteilen steif genug sein, um nicht komplett aus der Fuge gedrückt zu werden. Bei der Nass-in-Nass-Klebung wird eine gewisse Steifigkeit des Klebstoffs benötigt, damit der Klebstoff bei der Betonage nicht verschoben wird. In den Versuchen konnten zwei geeignete Klebstoffe identifiziert werden. Bei beiden handelt es sich um mineralisch gefüllte 2-Komponenten Epoxidharzklebstoffe. Das Nass-in-Nass-Verfahren wird in Hinblick auf den Herstellungsprozess im Fertigteilwerk als günstiger angesehen, da zusätzliche Hebeprozesse und die Vorbereitung der Fertigteile entfallen. Ebenso kann die Betonplatte in diesem Verfahren schlanker ausgeführt werden, da sie nur im Verbundbauteil wirkt und vor der Verklebung bei Hebeprozessen nicht alleine tragen muss, wie es bei der Verklebung von Fertigteilen der Fall ist.
- In mehrgeschossigen Gebäuden werden HBV-Decken häufig mit abgesetztem Auflager ausgeführt, da Holz über eine geringe Querdruckfestigkeit verfügt. Dabei wird die Betonplatte aufgelagert und die Querkraft über Schrauben in den Holzbalken geleitet. Bisher wurde ein derartiges Auflager nur bei

mechanisch verbundenen HBV-Decken ausgeführt. Bei geklebten HBV-Decken besteht durch die quer zur Fuge entstehende Zugkraft die Gefahr, dass die Klebung reißverschlussartig aufreißt. In Versuchen an geklebten und mit Kerfen verbundenen HBV-Decken mit abgesetztem Auflager waren HBV-Decken in der Lage größere Querkräfte am Auflager aufzunehmen. Ein Aufreißen der Fuge wurde zwar beobachtet, allerdings lediglich im Bereich des Auflagers. Ein komplettes Aufreißen der Fuge wurde nicht beobachtet. Das Versagen trat letztlich durch Überschreiten der Schubfestigkeit im Holz ein. Um die Eignung dieser Auflagerkonstruktion weiter zu untersuchen, sind Langzeitexperimente unter einer Dauerbelastung erforderlich.

- Neben der vertikalen Belastung tragen Geschossdecken auch horizontale Lasten ab. Diese werden durch Belastungen aus Wind, Imperfektionen oder Erdbeben hervorgerufen und über die Geschossdecken in aussteifende Gebäudekerne oder Wände geleitet. Bei der Verwendung von Fertigteilen sind diese kraftschlüssig zu einer Scheibe zu verbinden. Zwischen den Fertigteilen sind Kräfte längs und senkrecht zu den Fugen zu übertragen. Die Übertragung der Kräfte längs zur Fuge können durch einen Verguss der Fuge gesichert werden. Für die Übertragung der Kräfte senkrecht zur Fuge bestehen verschiedene Möglichkeiten, die aus unterschiedlichen Gesichtspunkten betrachtet wurden. Als günstigste, jedoch auch langsamste Methode wurde die Betonage eines Ringbalkens identifiziert. Die schnellste und auf der Baustelle am einfachsten durchzuführende Methode besteht im Einsatz speziell für diesen Zweck entwickelter Einbauteile, die ein einfaches Verschrauben der Fertigteile ermöglichen. Diese Methode ist jedoch auch teurer als die Betonage eines Ringbalkens. In Hinblick auf die Rückbaubarkeit ist die Methode der Verschraubung zu bevorzugen. Die Wahl der Kopplungsmethode ist jedoch stark von den Gegebenheiten auf der Baustelle und weiteren projektspezifischen Aspekten abhängig.
- Der Schallschutz der Decke wurde auf theoretischer Ebene untersucht. Dabei wurden verschiedenen Fußbodenaufbauten eine erforderliche Mindestdicke des Betons zugeordnet. In Bürodecken ist der ohnehin als Installationsebene notwendige Hohlboden ausreichend, um zusammen mit der HBV-Decke die Anforderungen des Schallschutzes zu erfüllen. Die Mindestbetondicke beträgt dabei 10-12 cm. In Wohnräumen ist ein Aufbau mit Trittschalldämmung und Estrich ausreichend, um die Anforderungen zu erfüllen. Die erforderliche Mindestbetondicke beträgt auch hier 10-12 cm. Bei Einsatz eines Nassestrichs ist eine einzelne Dämmschicht ausreichend, bei Trockenestrich wird auf jeden Fall ein zweilagiger Aufbau notwendig werden.
- Die technische Gebäudeausrüstung wird in aller Regel in der Deckenebene geführt. In Wohngebäuden sind das lediglich wenige Elektroleitungen und ggf. eine Strahlungsheizung in der Deckenebene. In Bürogebäude hingegen befinden sich neben diesen Komponenten auch Sprinkler, Lüftung, Kühlung, Datenkabel und mehr in der Deckenebene. Im Projekt wurde die Möglichkeit untersucht, diese zwischen den Balken der Holz-Beton-Verbunddecke in vorgefertigten Technik-Modulen zu führen. Berechnungen zeigen, dass der Raum zwischen den Balken hierfür ausreichend ist. Aus planerischer Sicht sind die Module auf eine Länge von 1-2 m zu begrenzen, um einen einfachen Einbau und Austausch zu gewährleisten.
- Es wurden verschiedene holzbaugerechte Vergabeverfahren und deren Vor- und Nachteile gegenübergestellt. Offene Verfahren sind heutzutage die Regel. Sie erfordern eine erschöpfende Leistungsbeschreibung, über welche im Verfahren nicht weiter verhandelt werden kann. Dadurch ist die Dauer des Vergabeverfahrens auch entsprechend kurz. Mehr Freiheiten bietet das Verhandlungsverfahren, welches jedoch nur mit entsprechender Begründung von öffentlichen Bauherren angewendet werden darf. Durch die Verhandlung steigt die Verfahrensdauer erheblich, allerdings erlaubt es auch die Entwicklung neuer, innovativer Lösungen. Das ist im Bereich des sich schnell und stetig entwickelnden Holzbaus von Vorteil und kann zu technisch und wirtschaftlich günstigeren Angeboten führen.



## Abstract

In multi-story buildings ceilings take up a large part of the construction volume and cause a large proportion of the shell construction costs. Timber or timber-concrete-composite (TCC) ceilings offer a resource-saving alternative to solid ceilings made of reinforced concrete. Compared with a reinforced concrete ceiling, composite ceilings require only about one third of the concrete. In terms of fire protection and sound insulation they have advantages over pure timber ceilings. At the same time, they are also lighter and therefore require fewer resources for transportation and foundation construction. Nevertheless, timber-concrete composite construction method has not yet been fully able to assert itself against the solid concrete construction method due to higher costs.

The overall timber-concrete composite floor system was considered holistically in this research project. In addition to the structural aspects and the manufacturing processes, fire protection, sound insulation, building equipment and installation processes were included in the considerations. The focus was on residential and office buildings of building class 5. Only TCC ribbed ceilings, consisting of wooden ribs and a concrete ceiling shear connected to the ribs, were considered as ceiling type.

- Theoretical comparisons were made between the shear connectors currently available on the market for TCC constructions and the currently not yet approved adhesive bond in accordance with the current design rules. Thanks to the areal force transmission, adhesive bonding has an advantage over notched connections as more force can be transmitted using same beam dimensions. In consequence wider beam spacings can be executed. Compared to screws with FT connectors (Würth), the higher stiffness of the adhesive bond is an advantage. With FT connectors, the stiffness decreases with increasing concrete height (up to max. 12 cm), so that thinner slabs are more favorable for this fastener. Due to fire protection requirements, the minimum thickness of the concrete slab should be 10 cm.
- The bonding of timber and concrete was investigated in small, medium and large-scale tests. In addition to the bonding of precast elements, wet-in-wet bonding was investigated, a method in which fresh concrete is poured directly onto fresh adhesive. Both methods were successfully used to bond real-scale structural members with a span of 8.1 m. With regard to the bonding of precast elements, it was found that the concrete surface has a decisive influence. In the small-scale tests, both ground surfaces and smooth concrete surfaces formed with formwork oil proved to be suitable. Surfaces with formwork oil were not considered in the further tests, since there is still too much uncertainty with regard to the long-term behavior. Precast parts formed without formwork oil and not subsequently ground showed large proportions of adhesive failure in the tests. The consistency and processability of the adhesive has a decisive influence on the quality of the bond in both bonding methods. Only with good processability can the open times of the adhesives be adhered to when bonding large components. Furthermore, when bonding prefabricated parts, the adhesive must be stiff enough not to be pressed completely out of the joint. For wet-in-wet bonding, a certain stiffness of the adhesive is required so that the adhesive is not displaced during pouring of the concrete. Two suitable adhesives were identified in the tests. Both are mineral-filled 2-component epoxy resin adhesives. The wet-in-wet method is considered to be more favorable with regard to the manufacturing process in the precast plant, since additional lifting processes and the preparation of the precast elements are not required. Likewise, the concrete slab can be made slimmer in this process, as it only acts in the composite component and does not have to bear alone during lifting processes prior to bonding, as is the case with the bonding of precast components.
- In multi-storey buildings, TCC ceilings are often designed with a stepped support, since wood has a low compressive strength perpendicular to the grain: the concrete slab is supported and the shear force is transferred to the timber beam via screws. Until now, such a support was only used or tested for mechanically bonded TCC slabs. With bonded TCC slabs, there is a risk of the bond tearing open similar to a zipper due to the tensile force perpendicular to the joint. In tests on bonded and mechanically connected

TCC slabs with such a stepped support, bonded TCC slabs were able to withstand greater shear forces at the support. Tearing of the joint was observed, but only in the area of the support. Complete tearing of the joint was not observed. Failure ultimately occurred by exceeding the shear strength in the wood. To further investigate the suitability of this support design, long-term experiments under a permanent load are required.

- In addition to vertical loads, ceiling slabs also carry horizontal loads. These are caused by loads from wind, imperfections or earthquakes and are transmitted via the ceiling slabs into bracing building cores or walls. When precast elements are used, they must be connected to form a slab. Forces must be transmitted between the precast elements longitudinally and perpendicular to the joints. The transmission of forces along the joint can be ensured by grouting the joint. For the transmission of forces perpendicular to the joint, there are various possibilities that have been considered from different points of view. The concreting of a ring beam was identified as the most cost-effective, but also slowest method. The fastest method, and the one that is easiest to carry out on the construction site, is to use installation components specially developed for this purpose, which allow the precast elements to be easily bolted together. However, this method is also more expensive than concreting a ring beam. In terms of deconstructability, the bolting method is preferable. However, the choice of the coupling method is highly dependent on the conditions at the construction site and other project-specific aspects.
- The sound insulation of the ceilings was investigated on a theoretical level. In the process, a minimum thickness of concrete was assigned to various floor structures. In office ceilings the hollow floors, which are necessary as an installation level, are sufficient to meet the sound insulation requirements. The minimum concrete thickness is 10-12 cm. In residential buildings, a structure with impact sound insulation and screed is sufficient to meet the requirements. The minimum concrete thickness here is also 10-12 cm. If a wet screed is used, a single insulation layer is sufficient; if a dry screed is used, a two-layer structure will be necessary in any case.
- In office buildings, the technical building equipment is installed in the ceiling level. In residential buildings, only a few electrical lines and the heating system are located in the ceiling level. In office buildings, however, sprinklers, ventilation, cooling, data cables and more are located in the ceiling level. In this project, the possibility of placing these installations between the ribs of the TCC ceiling in prefabricated modules was investigated. Calculations show that the space between the ribs is sufficient for this. From a planning point of view, the modules should be ready-made to a length of 1-2 m to ensure easy installation and replacement.
- Different award procedures and their advantages and disadvantages were compared. Open procedures are the rule nowadays. They require an exhaustive specification, which cannot be further negotiated during the procedure. As a result, the duration of the procedure is short. The negotiation procedure offers more freedom, but may only be used with appropriate justification. Negotiation increases the duration of the procedure considerably, but it does allow the development of new, innovative solutions.

# 1 Einführung

Während die Bauflächen in deutschen Städten stetig rarer werden, steigt der Bedarf an Wohnraum und Büroflächen. Um diesen zu decken, kommen daher insbesondere mehrgeschossige Gebäude infrage. Diese wurden und werden auch aktuell noch vorwiegend in Massivbauweise hergestellt. Aufgrund der zunehmenden Forderung nach nachhaltigen Bauweisen ist im letzten Jahrzehnt die Holz-Beton-Hybridbauweise immer weiter in den Fokus gerückt. Die Bauweise bietet jedoch nicht nur in ökologischer Hinsicht Vorteile. Durch die Kombination von Holz und Beton können die Vorzüge beider Bauweisen gezielt genutzt werden, während die Nachteile ausgeglichen werden. Wie die Holzbauweise ist auch die Holz-Beton-Hybridbauweise durch einen hohen Grad der Vorfertigung geprägt, sodass die Bauzeiten und damit auch die Belastung des näheren Baustellenumfelds reduziert werden kann. Da Hybridgebäude leichter sind als Gebäude in Massivbauweise, können häufig Einsparungen bei der Gründung gemacht werden. Die Betonbauweise bietet hingegen aufgrund ihrer höheren Masse Vorteile beim Schallschutz und bei der Schwingungsbegrenzung. Auch die Einhaltung des Brandschutzes ist, insbesondere in mehrgeschossigen Gebäuden, im Betonbau einfacher zu gewährleisten als im Holzbau. Auch in konstruktiver Hinsicht ergänzen sich die Baustoffe. Während Beton sehr hohe Druckbelastungen, aber nur sehr geringe Zugbelastungen abtragen kann, besitzt Holz hohe Zugfestigkeiten. Dies lässt sich insbesondere in Geschossdecken ausnutzen, welche vorwiegend durch Biegung beansprucht werden. Indem das Holz in der Zugzone an der Unterseite der Decke und der Beton in der Druckzone an der Oberseite angeordnet werden, entsteht eine materialgerechte, ressourcenschonende Deckenkonstruktion.

Trotz aller Vorteile scheitert die Hybridbauweise aktuell teilweise noch an den im Vergleich zu der Massivbauweise höheren Kosten. 2019 ermittelte der Forschungspartner Arup am Beispiel des Projekts H7 in Münster Netto-Mehrkosten<sup>1</sup> von etwa 50 €/m<sup>2</sup> für die Hybrid-Konstruktion gegenüber der Massivbauweise, ohne Berücksichtigung möglicher Einsparungen für die Gründung. Unter Berücksichtigung der Einsparungen für die Gründung und durch die schnellere Bauzeit wurden die Mehrkosten für ein hybrides Gebäude auf 0 % - 5 % geschätzt.

## 1.1 Forschungsgegenstand

Da in den Gebäudeklassen 3 bis 5 die Geschossdecken einen großen Anteil des Bauvolumens ausmachen und einen Großteil der Rohbaukosten verursachen, wurde der Fokus des vorliegenden Forschungsprojekts auf die Geschossdecken gelegt. Decken in Holz-Beton-Verbundbauweise (HBV) erfahren seit den frühen 2000er Jahren einen hohen Zuwachs. Sie werden als Flachdecken, bestehend aus Brettsperrholzplatten mit Betonspiegel oder als Rippendecken, bestehend aus Holzbalken mit Betonspiegel, ausgeführt. In diesem Projekt werden in erster Linie die Rippendecken betrachtet.

Geschossdecken müssen Anforderungen der Statik, des Schallschutzes und des Brandschutzes erfüllen. Weiterhin wird ein Teil der Haustechnik in der Deckenebene geführt. All diese Anforderungen beeinflussen die Auslegung der Verbunddecke, sodass eine Optimierung des Systems HBV-Decke nicht gesondert an einem Kriterium erfolgen kann. Im Rahmen des Projektes wird die HBV-Decke ganzheitlich betrachtet und optimiert. Neben der Erfüllung der oben genannten Anforderungen werden die praktische Umsetzung sowie die Planungs- und Vergabeprozesse in diese Betrachtung miteinbezogen.

Da die Anforderungen an die Verbunddecke von der Gebäudenutzung abhängen, wird innerhalb des Projekts zwischen den zwei häufigsten Deckentypen unterschieden: Decken zwischen Büroräumen und Decken zwischen Wohnräumen.

---

<sup>1</sup> Ermittelt mit dem lokalen Baukostenindex

## Schallschutz

Die Anforderungen an den Schallschutz richten sich nach der Nutzung und sind in DIN EN 4109-01 [1] festgelegt. Je nach gefordertem Komfort kann jedoch vom Bauherrn auch ein höherer Schallschutz verlangt werden. Gegenüber reinen Holzdecken haben HBV-Decken den Vorteil, dass der Beton eine gewisse Masse mit sich bringt, die zur Schalldämmung beiträgt. In Holzdecken wird diese Masse häufig durch zusätzliche Schüttungen eingebracht. Dennoch müssen auch bei HBV-Decken schallschützende Maßnahmen ergriffen werden. Hier kommen die Verlegung eines Estrichs mit Trittschalldämmung, schalldämmende Matten, Schüttungen oder Hohlraumböden in Betracht. Letztere finden sich allerdings in erster Linie in Bürobauten, da in dem Hohlraum Elektro- und Kommunikationsleitungen geführt werden. Im Rahmen des Projekts werden verschiedene Aufbauten untersucht und die notwendige Stärke der Betonplatte ermittelt. In die abschließende Empfehlung für die Dimensionierung der Betondecke fließen auch die statischen Anforderungen ein.

## Technische Gebäudeausrüstung (TGA)

Insbesondere in Bürobauten wird ein großer Anteil der technischen Gebäudeausrüstung in der Deckenebene geführt. In hoch ausgestatteten Büros umfasst die Gebäudeausrüstung neben der elektrischen Versorgung und Beleuchtung auch Zuluft und Abluft, Heizung und Kühlung, Sprinkler, Rauchmeldesysteme sowie Messtechnik zum Überprüfen der Raumluftqualität umfassen. Um die Arbeiten auf der Baustelle zu verkürzen und die Wartung der Haustechnik einfacher zu gestalten, ist vorgesehen, all diese Komponenten in einem vorgefertigten Panels zu vereinen. Im Rahmen der Untersuchungen werden die Komponenten solcher Panels dimensioniert und Vorschläge für deren Gestaltung abgeleitet. In Wohnbauten sind in der Regel lediglich Rauchmelder und Beleuchtung in der Deckenebene positioniert, gelegentlich auch die Heizung. Die Lüftung kann in den meisten Fällen über die Fenster erfolgen. Da diese Komponenten keine aufwändigen Einbauarbeiten erfordern, sind hier keine genaueren Untersuchungen notwendig.

## Verbindungsmittel

Die Wahl des Verbundmittels zwischen Holz und Beton hat Einfluss auf die Dimensionierung der Decke und übt zudem einen großen Einfluss auf den Bauablauf und die Prozesse im Fertigteilwerk und auf der Baustelle aus. Der Verbund zwischen Holz und Beton kann entweder direkt bei der Betonage durch Einbetonieren von Verbindungsmitteln hergestellt werden oder nachträglich durch das Verbinden eines Betonfertigteils mit dem Holz. Bei direktem Verbund, also bei Betonage direkt auf die Holzbalken, kann das gesamte Element im Werk vorgefertigt werden oder die Betonage auf der Baustelle erfolgen. Ebenso kann das nachträgliche Fügen von Betonfertigteilen mit Holzbalken bereits im Werk oder erst auf der Baustelle erfolgen. Diese Entscheidung fällt von Projekt zu Projekt anders aus, da jede Methode eigene Vorteile mit sich bringt. Ebenso steht die Wahl der Fertigungsmethode in engem Zusammenhang mit der des Verbundmittels, da nicht jedes Verbundmittel für jede Herstellungsmethode geeignet ist. Aktuell ist die Verwendung von Kerven oder speziellen Schrauben für HBV-Decken üblich. Bei Kerven handelt es sich um Vertiefungen, die in die Oberseite des Holzes gefräst sind. Bei der Betonage fließt Holz in die Vertiefungen und nach Aushärtung besteht durch den Formschluss ein Verbund zwischen den beiden Bauteilen. Kerven sind sehr steife Verbindungsmittel und können große Kräfte übertragen. Schrauben hingegen sind weicher und können im Vergleich zu Kerven nur geringe Kräfte pro Schraube übertragen. Daher ist zur Herstellung des Verbunds eine Vielzahl von Schrauben notwendig. Beide Verbindungsmittel besitzen gewisse Vorzüge und Nachteile. Das Eindrehen der Schrauben unter einem Winkel zum Holz ist sehr arbeitsintensiv. Das Einfräsen der Vertiefungen in das Holz erfordert jedoch mehr Zeit auf der Abbundanlage, was ebenfalls hohe Kosten verursacht. Aus diesem Grund wird in diesem Projekt als neuartiges Verbindungsmittel die Klebung von Holz und Beton experimentell untersucht. Der Klebstoffauftrag erfolgt flächig und kann weitgehend automatisiert werden. Aufgrund der gleichmäßigen Kräfteinleitung ohne Spannungsspitzen und der hohen Steifigkeit der Klebung bietet sie das Potential, den Materialverbrauch weiter zu reduzieren oder größere Spannweiten zu ermöglichen. In die Auswahl der Klebstoffe und der Auftragstechniken für die Experimente fließen maßgeblich die Erfahrungen des Forschungspartners Brüninghoff im Holz-Hybridbau ein. Neben den experimentellen Untersuchungen werden die verschiedenen



Verbindungsmittel theoretisch mittels statischer Berechnungen untersucht. In diesem Zuge werden auch die aktuell geltenden Bemessungsregeln zusammengefasst. Weiterhin wird die Leistungsfähigkeit der verschiedenen Verbindungsmittel inklusive der Klebung mittels statischer Berechnungen untersucht und vergleichend dargestellt.

### **Deckenscheibe**

Neben der Biegebelastung der Decken durch die vertikalen Belastungen werden Decken in Scheibenebene durch horizontale Lasten beansprucht. Diese Lasten resultieren aus Wind, Schiefstellungen und Erdbeben und werden von den Decken aus in die aussteifenden Gebäudekerne, und von dort aus in die Fundamente, geleitet. Zu diesem Zweck ist die Decke als Scheibe auszuführen. Bei Betonage der Decke auf der Baustelle entsteht ein monolithisches Bauteil, welches diese Anforderung naturgemäß erfüllt. Bei Verwendung von Fertigteilen müssen zusätzliche Maßnahmen zum Fügen der Deckenscheibe zu treffen. Die Fugen zwischen den Fertigteilen müssen Kräfte quer und längs zur Fuge übertragen. Insbesondere die Kraftübertragung quer zur Fuge stellt eine Herausforderung dar. Im Rahmen des Projekts wurden verschiedene Möglichkeiten zum Fügen der Deckenscheibe anhand eines Beispielgebäudes dimensioniert und abschließend mit Sicht auf den Bauablauf, die Rückbaubarkeit und weitere Aspekte gegenübergestellt.

## 2 Bewertungs-Matrix zu Holz-Beton-Deckensystemen in Hinblick auf die konstruktive Ausführung

Ziel des gemeinsamen Forschungsvorhabens ist unter anderen die Untersuchung und Weiterentwicklung einer effektiven Verbindungstechnologie zwischen Holz und Beton für Deckenspannweiten zwischen 5,40 und 9,45 m. Als Verbindungsmittel sind im Holz-Beton-Verbundbau Schrauben, Kerven und seltener auch Schubleche bereits etabliert. Die Klebung von HBV-Konstruktionen ist noch Gegenstand der Forschung. Um die Anwendungsgrenzen der genannten Verbindungsmittel zu untersuchen und die Experimente an Bauteilen im Realmaßstab zu planen, wurde eine analytische Vorbetrachtung im Rahmen einer Parameterstudie durchgeführt.

Zu diesem Zweck wurde ein statisches Berechnungsmodell erarbeitet, welches im folgenden Kapitel dargestellt wird. In diesem Zuge wird auch die Berücksichtigung des zeitabhängigen Materialverhaltens und von Rissen in der Betonzugzone erläutert. Anschließend wird das Nachweisverfahren geschildert. Darauf folgt die Erläuterung der Eingangsgrößen für die Parameterstudie. Aufgrund der zahlreichen Parameter des Systems der HBV-Decke wurden zunächst einige Schranken definiert, die in erster Linie aus Überlegungen zum Schallschutz (siehe Kapitel 7) und Brandschutzanforderungen resultieren. Abschließend werden die Ergebnisse dargestellt und diskutiert.

Da die Bemessung von HBV-Konstruktionen nicht genormt ist, stützen sich die folgenden Erläuterungen hauptsächlich auf die Technical Specification zu Holz-Beton-Verbunddecken [2], da anzunehmen ist, dass darin aufgeführten Vorschläge bei der Novellierung des Eurocode 5 übernommen werden. Aspekte, die durch dieses Dokument nicht abgedeckt sind, werden durch die Fachliteratur ergänzt.

### 2.1 Modellierung der Holz-Beton-Verbundkonstruktion

In dem folgenden Kapitel wird zunächst das statische Modell zur Schnittgrößenermittlung erläutert. Anschließend wird auf die Berücksichtigung des zeitabhängigen Materialverhaltens sowie die Berücksichtigung von Rissen in der Zugzone des Betons eingegangen.

#### 2.1.1 Statisches Modell zur Bemessung der Holz-Beton-Verbundkonstruktion

Die im Folgenden aufgestellten statischen Betrachtungen werden mithilfe des Stabwerksmodells nach Rautenstrauch [3] geführt. Das zugrunde liegende Berechnungsmodell wurde durch die Projektpartner TU Berlin, Arup und Brüninghoff gemeinsam validiert. Der Bemessungsansatz nach der Technical Specification [2] wurde gemeinsam diskutiert. Ebenso wurden die zu untersuchenden Parameter und deren Abstufungen gemeinsam festgelegt.

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt mithilfe eines Stabwerkmodells nach Rautenstrauch [3], welches in Abbildung 1 dargestellt ist. Dieses Modell bietet gegenüber dem im Holzbau etablierten  $\gamma$ -Verfahren (s. DIN EN 1995-1-1 [4] Anhang B) Vorteile in Hinblick auf die Genauigkeit der Ergebnisse [5] [3]. Weiterhin ist die Modellierung von Schwindeinflüssen mit dem Stabwerkmodell einfacher umsetzbar und auch die Modellierung von weit abgestuften Verbindungsmitteln, wie Kerven, ist mit diesem uneingeschränkt möglich. Das  $\gamma$ -Verfahren ist hingegen vor allem für kontinuierlich angeordnete, eng abgestufte Verbindungsmittel, geeignet.

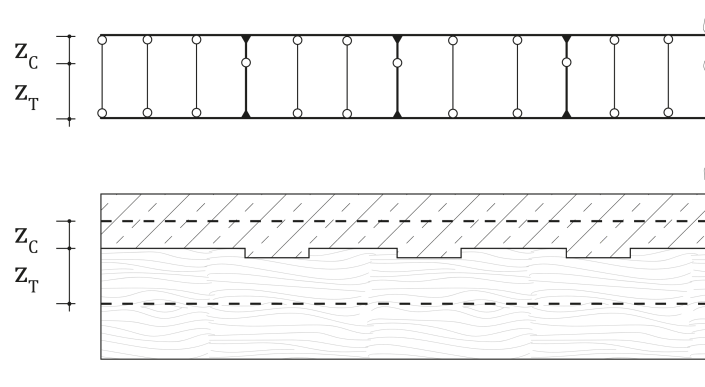


Abbildung 1 Stabwerkmodell zur Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen am Beispiel einer Decke mit Kerfen (in Anlehnung an [3])

Im Modell werden Holz und Beton durch Stabelemente, die in der Schwerachse der Bauteile liegen, abgebildet. Diese Biegestäbe sind in geringen Abständen mittels gelenkig angeschlossener, dehnstarrer Druckstäbe gekoppelt, sodass verträgliche Verschiebungen erzeugt werden. Im Bereich der Verbindungsmittel erfolgt die Verbindung mittels biegesteif angeschlossener Biegestäbe, welche auf Höhe der Verbundfuge über ein Gelenk verfügen. Die Biegesteifigkeit dieser Stäbe hängt von den Verschiebungsmoduln der Verbundmittel sowie von den Abständen der Querschnittsschwerachsen zur Verbundfuge  $z^c$  und  $z^t$  (siehe Abbildung 1) ab und berechnet sich nach Gl. 1. [3]

$$EI_{\text{eff}} = \frac{K_s}{3} \cdot (z^c{}^3 + z^t{}^3) \quad \text{Gl. 1}$$

### 2.1.2 Berücksichtigung des zeitabhängigen Materialverhaltens

Holz und Beton besitzen ein ausgeprägt zeitabhängiges Verhalten, welches als Kriechen bezeichnet wird. Dieses führt zu einer Zunahme der Verformungen bei gleichbleibendem Spannungs- bzw. Belastungszustand. Der zeitliche Verlauf des Kriechens ist für Holz und Beton unterschiedlich. Im Verbundquerschnitt führt dieser Umstand zu Spannungsumlagerungen. So kriecht in den ersten Jahren der Beton stärker als das Holz und entzieht sich den Lasten, was zu einer Spannungszunahme im Holz führt. Nach etwa 3 Jahren kriecht das Holz stärker als der Beton und die Spannungen verlagern sich wieder zurück in den Beton [6].

Nach Schänzlin et al. [6] ist es aufgrund der anfänglich hohen Spannungsumlagerungen in das Holz möglich, dass die höchsten Spannungen im Holz in einem Zeitraum zwischen 3 und 7 Jahren auftreten, also bevor das Holz anfängt zu kriechen und die Spannungen wieder an den Beton abzugeben. Daher ist für das Holz neben dem Anfangs- und dem Endzustand der Zustand nach 3-7 Jahren ( $t = 3-7 \text{ a}$ ) im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) zu berücksichtigen. Diese Regelung findet sich auch in der Technical Specification [2] wieder. Der zusätzliche Nachweis kann nach [2] entfallen, wenn die Nachweise im GZT für das Holz im Anfangs- und Endzustand unter einer Erhöhung der Spannungen aus quasi-ständigen Belastungen um 25 % eingehalten sind.

In Abbildung 2 [6] wird jedoch deutlich, dass lediglich für eher ungebräuchliche Deckensysteme mit einem Verhältnis 2:1 oder 1:1 von Holz zu Beton der Nachweis  $t = 3-7 \text{ a}$  für das Holz maßgebend wird. Im Fall üblicher Höhenverhältnisse von 1:2 liegt der Fehler bei Auslassung des Zustands  $t = 3-7 \text{ a}$  bei maximal 7-8 %. Offen bleibt jedoch, ob der Nachweis überhaupt maßgebend für die Bemessung wird, da Verformungsnachweise und Schwingungsnachweise nicht in die Betrachtung eingeschlossen werden. Die Autoren in [6] weisen auf diese Tatsache hin und räumen ein, dass die Nachweise im GZG in den meisten Fällen maßgebend werden. Es ist somit fragwürdig, inwieweit der zusätzliche Rechenaufwand für die Betrachtung des Zustands  $t=3-7 \text{ a}$  gerechtfertigt ist.

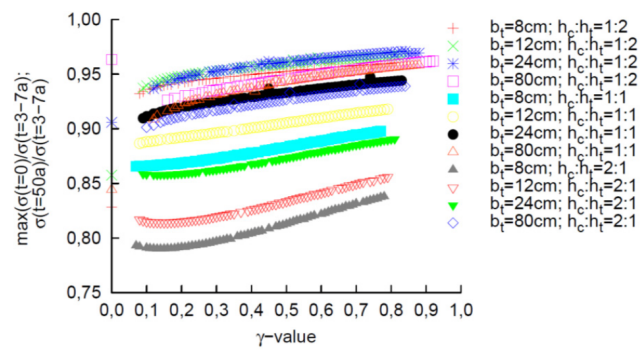


Abbildung 2 Verhältnis der Auslastungen des Holzes im Anfangs- oder Endzustand zu der Auslastung zum Zeitpunkt t=3-7 a für verschiedene Deckentypen [6]

Im Rechenmodell wird das Kriechverhalten anhand von Verbundkriechfaktoren abgebildet, die in die Berechnung der E-Moduln zu den betrachteten Zeitpunkten einfließen. Diese sind abhängig von der Kriechzahl des Betons (nach DIN EN 1992-1-1 [7]), der Nutzungsklasse und dem Holzwerkstoff. Ebenso fließt die Verbundsteifigkeit  $\gamma_1$  ein. Bei Anwendung des Stabwerkmodells ergibt sich die Verbundsteifigkeit nach (Gl. 2). In die Formel fließen die am Stabwerkmodell berechneten Schnittgrößen im Holz und Beton, die Materialsteifigkeiten, Flächenträgheitsmomente und der Abstand a der Bauteilschwerpunkte ein.

$$\gamma_1 = \frac{A_c \cdot E_c \cdot N \cdot I_t}{A_c \cdot E_c \cdot A_t \cdot M_t \cdot a - N \cdot I_t \cdot A_t \cdot E_t} \tag{Gl. 2}$$

Die Bestimmung der Verbundkriechfaktoren erfolgt nach Tabelle 1. Mit diesen werden anschließend die zeitabhängigen E-Moduln entsprechend Gl. 3. bis Gl. 5 ermittelt.

Tabelle 1 Verbundkriechzahlen für Holz, Beton und Verbundmittel in Abhängigkeit der Nutzungsklasse, der Endkriechzahl des Betons und der Verbundsteifigkeit  $\gamma_1$  nach [2]

		$k_{def} = 0,6$ (NKL 1)		$k_{def} = 0,8$ (NKL 2)	
		$\varphi = 2,5$	$\varphi = 3,5$	$\varphi = 2,5$	$\varphi = 3,5$
Beton	t = 3...7 a	$1,9 - 0,6 \cdot \gamma_1^{1,1}$	$2,5 - \gamma_1^{1,1}$	$1,7 - 0,5 \cdot \gamma_1^{1,1}$	$2,2 - 0,8 \cdot \gamma_1^{1,2}$
	t = ∞	$2,0 - 0,5 \cdot \gamma_1^{1,9}$	$2,6 - 0,8 \cdot \gamma_1^2$	$1,8 - 0,3 \cdot \gamma_1^{2,5}$	$2,3 - 0,5 \cdot \gamma_1^{2,6}$
Holz	t = 3...7 a	0,5			
	t = ∞	1,0			
VM	t = 3...7 a	0,65			
	t = ∞	1,0			

$$E^t(t) = \frac{E_0}{1 + \psi^t \cdot k_{def}} \tag{Gl. 3}$$

$$E^c(t) = \frac{E_0(t_{Belastung})}{1 + \psi^c \cdot \varphi} \tag{Gl. 4}$$

$$K(t) = \frac{K_0}{1 + \psi^{VM} \cdot 2 \cdot k_{def}} \tag{Gl. 5}$$

Neben den Kriechfaktoren müssen das Quell- und Schwindverhalten von Holz sowie das Schwinden des Betons in der Bemessung berücksichtigt werden. Das Quellen und Schwinden des Holzes kann in der für diese Untersuchungen relevante Nutzungsklasse 1 vernachlässigt werden [2]. Das Betonschwinden muss jedoch einbezogen werden. Es wird nach DIN EN 1992-1-1 [7] ermittelt und darf nach Technical Specification [2] zum Zeitpunkt t = 3-7 a auf 60 % und zum Endzeitpunkt auf 90 % des Gesamtschwindens reduziert werden.



### 2.1.3 Berücksichtigung von gerissenem Beton

Eine weitere Forderung der Technical Specification [2] ist, dass gerissener Beton nicht als tragend angesetzt werden darf. Gerissene Bereiche sind als nichttragende Zwischenschichten zu behandeln. Dies bedeutet, dass vor der eigentlichen Bemessung eine iterative Berechnung der Risshöhe des Betons stattfinden muss. Die Höhe des Betonquerschnittes wird dann in den Bemessungsmodellen auf die Betonhöhe abzüglich der Risshöhe reduziert und der Schwerpunkt des Betons somit nach oben verschoben. Da in der Technical Specification [2] nicht festgelegt ist, welcher Belastungsgrad für die Berechnung der Risshöhe heranzuziehen ist, wird für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit jeweils separat die Risshöhe ermittelt und in entsprechenden Höhen in der weiteren Bemessung angesetzt. Die Iterationsrechnung hat neben der Ermittlung der Betonrisshöhe den Nutzen, die Verbundsteifigkeit  $\gamma_1$  ableiten zu können, da in deren Berechnung (s. Gl. 2) Schnittgrößen des Stabwerks eingehen. Anhand der Verbundsteifigkeit können anschließend die oben erwähnten Verbundkriechfaktoren ermittelt werden.

## 2.2 Bemessungsablauf und Nachweise

Die statischen Nachweise der HBV-Decke wurden nach dem aktuellen Stand der Forschung und Technik durchgeführt. Wie eingangs erläutert, wird die Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen hier auf der Grundlage der Technical Specification [2] durchgeführt. Für Aspekte, die von der Technical Specification nicht abgedeckt sind, gelten die grundsätzlichen Bemessungsregeln [8], sowie die Bemessungsnormen für Holz [4] bzw. Beton [7]. Sind auch in diesen Dokumenten keine passenden Angaben zu finden, wird die aktuelle Fachliteratur herangezogen. Auf diese wird an den entsprechenden Stellen direkt verwiesen.

### 2.2.1 Nachweise

Nach den oben genannten Dokumenten sind folgende Nachweise zur Bemessung einer HBV-Konstruktion zu führen.

- GZT: Spannungsnachweise im Holz,  $t = (0, 3-7 a, \infty)$  nach [4]
- GZT: Spannungsnachweise im Beton in Spannrichtung,  $t = (0, \infty)$  nach [7]
- GZT: Spannungsnachweise im Beton quer zur Spannrichtung,  $t = (0, \infty)$  nach [7]
- GZT: Nachweise der Verbindungsmittel,  $t = (0, \infty)$
- GZG: Nachweis der Verformungen,  $t = (0, \infty)$  nach [4]
- GZG: Schwingungsnachweise nach Hamm [9]

Die Nachweise der Verbindungsmittel erfolgen für Kerfen anhand der Technical Specification [2]. Schrauben werden anhand ihrer bauaufsichtlichen Zulassungen nachgewiesen. Da für Klebungen weder Zulassungen noch genormte Bemessungsregeln existieren, werden hier die charakteristische Scherfestigkeit des Holzes, die entsprechenden Sicherheitsbeiwerte sowie der Beiwert zur Berücksichtigung von Rissen im Holz  $k_{cr}$  angesetzt. Diese Vorgehensweise deckt sich mit der Empfehlung von Schäfers [10], die Scherfestigkeit des Holzes zur Bemessung von geklebten HBV-Konstruktionen heranzuziehen.

Die Schwingungsnachweise werden mit Hilfe des Verfahrens nach Hamm [9] durchgeführt. Dabei gilt der Schwingungsnachweis als eingehalten, sobald die Grenzwerte gemäß Tabelle 2 für die Eigenfrequenz der Decke und die Verformungen unter einer mittigen Einzellast von 2 kN eingehalten sind. Für diese Untersuchung werden die Grenzwerte für Decken zwischen fremden Nutzungseinheiten angewendet, da dies insbesondere in mehrgeschossigen Wohngebäuden zutrifft. Sind die Nachweise der Eigenfrequenz und der Steifigkeit nicht erbracht, sind weitere Bedingungen zu erfüllen. Einerseits ist die Beschleunigung der Decke nachzuweisen, und andererseits eine abgeminderte Eigenfrequenz. Da Schwingungsnachweise abhängig von der Raumgeometrie sowie der Lagerung der Decken sind, mussten entsprechende Annahmen getroffen werden. Die hier gezeigten Ergebnisse sind entsprechend zu betrachten. Die Eigenfrequenzen wurden für diese Untersuchung am Stabwerksmodell ermittelt.

Tabelle 2 Grenzwerte für Eigenfrequenz und Durchbiegung bei den Schwingungsnachweise von Decken nach [11]

	<b>Decken zwischen fremden Nutzungseinheiten</b>	<b>Decke innerhalb einer Nutzungseinheit</b>	<b>Decken unter untergeordneten Räumen</b>
$f_{\text{grenz}}$	8 Hz	6 Hz	-
$W_{\text{grenz}}$	0,5 mm	1,0 mm	-

### 2.2.2 Lastfallkombinationen

Wie in Kapitel 2.1.2 erläutert, ist nach Technical Specification [2] sowohl der Anfangs-, der Endzustand und der Zustand  $t=3-7$  a nachzuweisen. Da für jeden Zustand unterschiedliche effektive Materialsteifigkeiten vorliegen, ist es notwendig für jeden Zustand ein Stabwerkmodell zu erstellen. Weiterhin unterscheiden sich die Verschiebungsmoduln einiger Verbindungsmittel in den Bemessungszuständen GZT und GZG [12]. Für Kerfen sind die Verschiebungsmoduln  $K_u$  (für den GZT) und  $K_s$  (für den GZG) identisch, während Schrauben auf Traglastniveau weniger steif sind als auf Gebrauchsniveau. Daher wird der Verschiebungsmodul der Schrauben im GZT um ein Drittel reduziert [12] [4]. Durch diesen Umstand und die Unterscheidung verschiedener Risshöhen im GZT und im GZG (siehe Kapitel 2.1.3) sind auch hier verschiedene Modelle notwendig. Insgesamt werden fünf Stabwerkmodelle benötigt, siehe Tabelle 3.

Tabelle 3 Benötigte Rechenmodelle zur Berücksichtigung aller Bemessungszustände und Bemessungszeitpunkte

<b>Modell</b>	<b>Bemessungszustand</b>	<b>Zeitpunkt</b>
1	GZT	$t=0$
2		$t=3-7$ a
3		$t=\infty$
4	GZG	$t=0$
5		$t=\infty$

Bei der Lastfallkombination ist zu berücksichtigen, dass nur ständige oder quasi-ständige Lasten Kriechverformungen hervorrufen. Kurzzeitige Anteile der Nutzlasten werden stets dem Modell zum Zustand  $t=0$  entnommen, da hier kein Kriechen berücksichtigt wird. Ständige und quasi-ständige Lastanteile hingegen werden stets den Modellen des betrachteten Zeitpunkts entnommen.

Da die Festigkeit von Holz unter Dauerbeanspruchung abnimmt, wird die Dauer der Einwirkungen bei den Nachweisen des Holzes durch den Modifikationsfaktor  $k_{\text{mod}}$  berücksichtigt, der die Holzfestigkeit je nach Einwirkungsdauer anpasst. Aus diesem Grund ist im Holzbau für jede Einwirkungsdauer ein eigene Lastfallkombinationen zu bilden und nachzuweisen. In diesem Fall sind die Lastkombinationen unter der ständigen und der mittleren Einwirkungsdauer zu untersuchen. In der ständigen Lasteinwirkungsdauer wirkt nur die ständige Last und in der mittleren Einwirkungsdauer wirken die ständige Last und die Verkehrslast gleichzeitig. Die Holzfestigkeit wird unter der ständigen Einwirkungsdauer um den Faktor 0,6 abgemindert und unter der mittleren Einwirkungsdauer um Faktor 0,8 [4].

Da sich das Betonschwinden negativ auf die Schnittgrößen des Holzes und des Betons, aber reduzierend auf die Kraft in den Verbindungsmitteln auswirkt, werden auf der sicheren Seite liegend alle Kombinationen einmal mit und einmal ohne das Schwinden gebildet.

Alle Lastfallkombinationen sind in Tabelle 4 aufgeführt. Die Kombinationen ohne Schwinden sind blau hinterlegt. Der Faktor  $\gamma^*$  stellt den Faktor nach [6] dar, mit dem die quasi-ständigen Lasten bei den Nachweisen im Holz zu multiplizieren sind, um Nachweise im Zustand  $t=3-7$  a zu umgehen. Da in diesem Fall der Nachweis nicht umgangen wird, ist der Faktor hier mit 1,0 anzusetzen. Andernfalls wäre für  $\gamma^*$  der in [2] und [6] genannte Wert 1,25 einzusetzen. Für alle Nachweise des Betons oder der Verbindungsmittel ist der Faktor stets als 1,0 anzunehmen.

Tabelle 4 Lastfallkombinationen für die Bemessung der Holz-Beton-Verbundkonstruktion innerhalb der Parameterstudie

Nr.	Grenzzustand/ Zeitpunkt	Klasse der Lasteinwirkungs- dauer	Modell t = 0		Modell t = 3-7 a		Modell t = ∞
1	GZT t=0	Ständig	$\gamma_G \cdot \gamma^* \cdot g_k$	+		+	
2	GZT t=0	Mittel	$\gamma_G \cdot \gamma^* \cdot g_k +$ $\gamma_Q \cdot \gamma^* \cdot q_{perm,k} +$ $\gamma_Q \cdot q_{short,k}$	+		+	
3	GZT t=3-7 a	Ständig		+	$\gamma_G \cdot g_k +$ $\gamma_{SH} \cdot 0,6 \cdot s_k$	+	
4	GZT t=3-7 a	Mittel	$\gamma_Q \cdot q_{short,k}$	+	$\gamma_G \cdot g_k +$ $\gamma_Q \cdot q_{perm,k} +$ $\gamma_{SH} \cdot 0,6 \cdot s_k$	+	
5	GZT t=3-7 a	Ständig		+	$\gamma_G \cdot g_k$	+	
6	GZT t=3-7 a	Mittel	$\gamma_Q \cdot q_{short,k}$	+	$\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_{perm,k}$	+	
7	GZT t=∞	Ständig		+		+	$\gamma_G \cdot \gamma^* \cdot g_k +$ $\gamma_{SH} \cdot \gamma^* \cdot 0,9 \cdot s_k$
8	GZT t=∞	Mittel	$\gamma_Q \cdot q_{short,k}$	+		+	$\gamma_G \cdot \gamma^* \cdot g_k +$ $\gamma_Q \cdot \gamma^* \cdot q_{perm,k} +$ $\gamma_{SH} \cdot \gamma^* \cdot 0,9 \cdot s_k$
9	GZT t=∞	Ständig		+		+	$\gamma_G \cdot \gamma^* \cdot g_k$
10	GZT t=∞	Mittel	$\gamma_Q \cdot q_{short,k}$	+		+	$\gamma_G \cdot \gamma^* \cdot g_k +$ $\gamma_Q \cdot \gamma^* \cdot q_{perm,k}$
11	GZG t=0	-	$g_k + q_{perm,k} +$ $q_{short,k}$	+		+	
12	GZG t=∞	-	$q_{short,k}$	+		+	$g + q_{perm,k} + s_k$

g = ständige Lasten / q = veränderliche Lasten / s = Betonschwinden / perm = quasi-ständiger Anteil / short = kurzzeitiger Anteil / γ = Sicherheitsbeiwerte

### 2.2.3 Bemessungsablauf

Aus den vorangegangenen Erläuterungen ergibt sich der in Abbildung 3 dargestellte Bemessungsablauf. Zunächst wird die Betonhöhe iterativ ermittelt. Dazu wird für den GZG und den GZT je ein Eingangsmodell gebildet, bei dem die effektive Betonhöhe noch der Ausgangshöhe des Modells entspricht. An diesen Modellen werden die Schnittgrößen ermittelt und die zum Bemessungszustand gehörige Lastfallkombination gebildet. Dabei wird nur die für den Beton maßgebende Lastfallkombination mit Nutzlasten gebildet. Für die Lastfallkombinationen werden dann die Spannungen an der Betonunterkante berechnet und überprüft, ob der Beton gerissen ist. Ist der Beton gerissen, wird die effektive Betonhöhe um ein gewisses Intervall reduziert, in diesem Fall um 0,5 cm. Daraufhin startet die Berechnung wieder von oben. Unterschreitet die verbleibende Betonhöhe die Hälfte der Ausgangshöhe des Betons, wird die Iteration abgebrochen. Sobald die Betonzugspannung in der Iteration den Bemessungswert der Betonzugfestigkeit unterschreitet, werden auch die Holzschnittgrößen aus den Modellen ausgelesen und die Verbundsteifigkeit  $\gamma_1$  nach Gl. 2 ermittelt. Anhand dieser Größe werden dann die Verbundkriechwerte ermittelt. Daraufhin werden die für die eigentliche

Bemessung notwendigen Stabwerkmodelle (siehe Tabelle 3) mit der iterativ ermittelten, effektiven Betonhöhe und den effektiven E-Moduln erstellt. Die an diesen Modellen errechneten Schnittgrößen und Verformungen werden dann nach Tabelle 4 überlagert und anschließend die statischen Nachweise geführt.

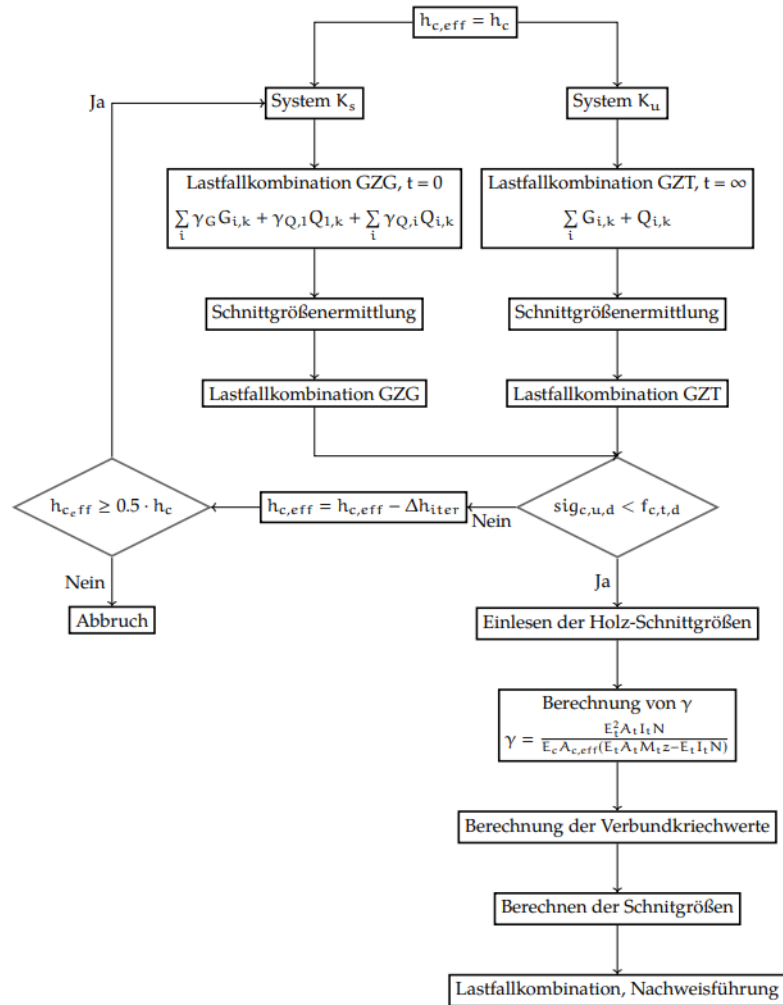


Abbildung 3 Bemessungsablauf der Parameterstudie



### 2.3 Festlegung des betrachteten Deckentyps und der Eingangsparameter

Gegenstand der Betrachtungen ist eine HBV-Rippendecke, wie in Abbildung 4 dargestellt. Die Maße der Balkenabstände werden entsprechend eines gängigen Rastermaßes in Schritten von 1,35 m variiert. Ein Deckenelement besitzt stets eine Breite von 2,7 m und besteht aus einer Betonplatte und mindestens zwei Holzrippen an deren Rändern. Bei enger Anordnung der Balken befindet sich in der Mitte des Elements ein weiteres Balkenpaar. Die Maße und Festigkeitsklasse der Balken variieren ebenfalls. Die Betonhöhe wird entsprechend den Betrachtungen zum Schallschutz (Kapitel 7) gewählt. Nach diesen ergibt sich eine Mindesthöhe der Betonplatte von 10-12 cm. Es wird zusätzlich eine Höhe von 15 cm untersucht, da dies die Mindestdicke für einen minimalen Fußbodenaufbau darstellt. Alle Parameter des statischen Systems der HBV-Decke und die gewählten Wertbereiche sind in Tabelle 5 aufgestellt. Als Verbindungsmittel wurden neben den bereits etablierten Verbindungsmitteln Kerven und Schrauben mit Würth FT-Verbindern (nachträgliche Verschraubung von Betonfertigteile mit Holzträger, s. auch Kapitel 4) auch die Klebung untersucht. Die Eigenschaften, Abstände und Dimensionen der Verbindungsmittel sind in Tabelle 6 und Tabelle 7 dargestellt. Die Deckenstärke von 15 cm wurde für die Variante mit Schrauben ausgeschlossen, da bei Verwendung von FT-Verbindern eine Deckenstärke von maximal 12 cm zulässig ist.

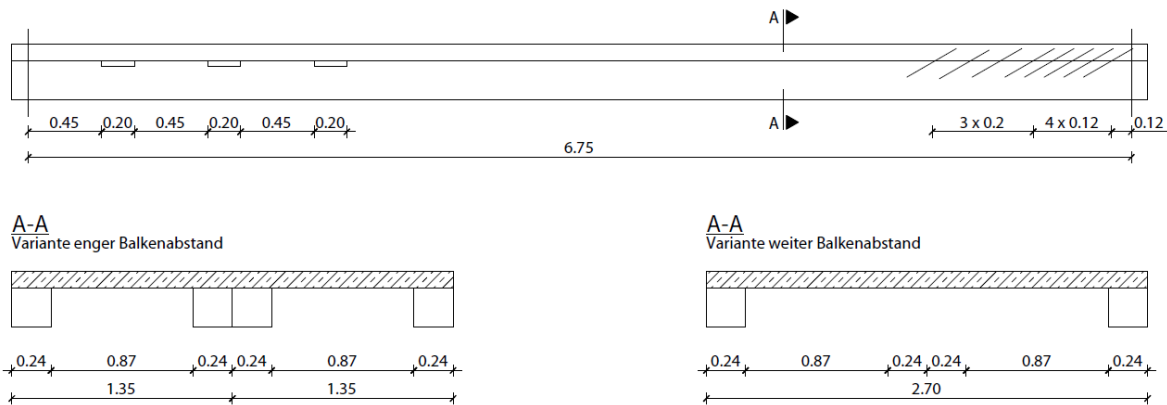


Abbildung 4 Beispiel für eine HBV-Rippendecke mit einer Elementbreite von 2,7 m mit engem und weitem Balkenabstand; die linke Trägerhälfte beispielhaft mit Kerven und die rechte mit Schrauben

Tabelle 5 Parameter und Stufen für die brandschutztechnische Vorbemessung der Holzbalken

Parameter	Minimum	Maximum	Schrittweite	Einheit
Spannweite (Achismaß)	5,4	9,45	1,35	[m]
Balkenabstand (Achismaß)	1,35	2,70	1,35	[m]
Betonhöhe	0,10	0,12	0,02	[m]
Holzbalkenhöhe	0,16	0,36	0,04	[m]
Holzbalkenbreite	0,20	0,24	0,02	[m]
Holzfestigkeitsklasse	GL24h, GL28h, GL32h			[-]
Verbindungsmittel	Klebung, Kerbe, Schraube mit FT-Verbinder			[-]

Tabelle 6 Parameter der Kerfen für die parametrische Untersuchung

Parameter	Spannweite			
	5,4 m	6,75 m	8,1 m	9,45 m
Kerfenanzahl pro Trägerhälfte [-]	2	3	3 4	4
Kerfentiefe [mm]	35			
Kerfenbreite [mm]	200			
Kerfenlänge [mm]	200			
Kerfenabstand [m]	0,45/0,45	0,45/0,45/0,6	0,45/0,45/0,6 0,45/0,45/0,45/0,45	0,45/0,45/0,45/0,45
Verschiebungsmodul pro Meter Kerfenbreite [kN/mm/m]	1200			

Tabelle 7 Parameter der Schrauben für die parametrische Untersuchung

Parameter	Spannweite							
	5,4 m		6,75 m		8,1 m		9,45 m	
	0,675 m	1,35 m	0,675 m	1,35 m	0,675 m	1,35 m	0,675 m	1,35 m
Schraubenanzahl pro Quadratmeter Deckenfläche [-]	~ 5 ~ 7							
Schrauben pro Reihe [-]	2							
Schraubenreihen pro Trägerhälfte [-]	5 7	10 13	6 8	12 16	7 10	14 20	8 12	16 23
Gesamtanzahl Schrauben [-]	20 28	40 52	24 32	48 64	28 40	56 80	32 48	64 92
Schrauben-Ø [mm]	10							
Schraubenlänge [mm]	350							
Schraubenabstand	2/3 der Schrauben ab Auflager mit Abstand 0,12 m Verbleibende Schrauben (Richtung Trägermitte) mit Abstand 0,2 m							
Verschiebungsmodul pro Schraube [kN/mm]	$45 \cdot (l_{ef} - (h_c - 70 \text{ mm}))$							

### 2.3.1 Lastannahmen

Die Lastannahmen wurden an aktuellen Projekten des Projektpartners Arup orientiert. Es wurden sowohl für die Wohnnutzung als auch für die Büronutzung zusätzlich zu den Eigenlasten eine Ausbaulast von 2,0 kN/m<sup>2</sup> sowie eine Nutzlast von 3,5 kN/m<sup>2</sup> inkl. Trennwandzuschlag berücksichtigt. Des Weiteren wurde das Betonschwinden nach [7] angesetzt, allerdings mit den in Kapitel 2.1.2 erwähnten Reduktionsfaktoren.

## 2.4 Brandschutzanforderungen

Für Decken in der Gebäudeklasse ist eine Feuerwiderstandsklasse von REI90 gefordert. Somit muss im Brandfall die Tragfähigkeit (R) der Decke für 90 Minuten gewährleistet sein, sowie deren Funktion als Raumabschluss (E) und Wärmedämmung (I). In einer HBV-Decke gewährleistet der Beton den Raumabschluss sowie die Wärmedämmung. Die DIN EN 1992-1-2 [13] fordert dafür eine Mindestdicke von 10 cm für Decken, die eine Brandwiderstandsdauer von 90 Minuten gewährleisten müssen. Gleichzeitig lässt sich mit einer Deckendicke

von 10 cm der erforderliche Schallschutz erzielen, siehe auch Kapitel 7. Die Mindestdicke der Betonschicht für die statischen Untersuchungen wird somit auf 10 cm festgelegt.

Im Brandfall wird die Tragfähigkeit der Hybriddecke in Deckenspannrichtung allein durch die Holzträger sichergestellt, da die Bemessung von HBV-Decken im Brandfall bisher nicht geregelt ist. Die Verbundwirkung wird somit vernachlässigt. Die Betondecke trägt die Lasten nur in Querrichtung zwischen den Balken ab und wird in Spannrichtung als schlaffe Last berücksichtigt. Die Bemessung der Balken kann dann entsprechend der geltenden Regeln für den Holzbau gemäß DIN EN 1995-1-2 [14] erfolgen. Dabei wird die Tragfähigkeit des nach dem Abbrand verbleibenden Restquerschnitts nachgewiesen. Dieser Ansatz ist konservativ, kann jedoch auf alle Arten von Verbindungsmitteln, auch für eine vollflächige Verklebung, zum Ansatz gebracht werden. Da Brandnachweise gegenüber den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit bei Holzbalkendecken selten maßgebend werden, führt dieser Ansatz mit großer Wahrscheinlichkeit nicht zu einer Überdimensionierung.

Da der Nachweis der Holzbalken im Brandfall somit an einem einfachen Einfeldträger, bestehend aus einem Holzbalken, erfolgen kann, ist eine Vordimensionierung der Holzbalken anhand des Brandschutznachweises sehr einfach möglich. Dies wird im Folgenden genutzt, um die zu untersuchenden Varianten der Parameterstudie weiter einzugrenzen. Die Holzbalken werden dazu nach dem Verfahren mit reduziertem Querschnitt bzw. reduzierten Eigenschaften nach DIN EN 1995-1-2 [14] bemessen. Die ideellen Restquerschnitte werden demnach durch die Reduzierung des Ausgangsquerschnitts um die ideelle Abbrandtiefe  $d_{ef}$  berechnet. Für Brettschichtholz ist bei einer 90-minütigen Beflammung mit einer ideellen Abbrandtiefe von 7 cm zu rechnen. Für die betrachtete Decke wird ein zweiseitiger Abbrand angenommen, da eine Seite des Doppelbalkens vom Beton geschützt ist und eine weitere durch den benachbarten Balken. Diese Annahme ist jedoch nur gültig, wenn Maßnahmen getroffen werden, um die Fuge zwischen zwei Balken vor Beflammung zu schützen. Dies geschieht durch Ausstopfen des Spalts mit Steinwolle mit mechanischer Sicherung und eine Dichtung mit einem nichtbrennbaren Stoff.

Tabelle 5 bietet einen Überblick über die Eingangsparameter, die bei dieser Voruntersuchung berücksichtigt wurden. Diese umfassen die Spannweite, den Balkenabstand, die Querschnittsmaße von Beton und Holz sowie die Holzfestigkeit. Die Varianten, die die Nachweise für den Brandfall erfüllen sind in Abbildung 5 dargestellt. In der Grafik sind Kombinationen ausgeschlossen, die eine unwirtschaftlichere Variante darstellen. Ist beispielsweise ein Balken mit  $b/h=200/240 \text{ mm}^2$  in GL24h möglich, werden bei gleichem Balkenquerschnitt höhere Festigkeitsklassen nicht dargestellt. Ebenso werden für die gleiche Festigkeitsklasse breitere Querschnitte nicht dargestellt. In der weiteren Berechnung werden jedoch alle Varianten weiter betrachtet.

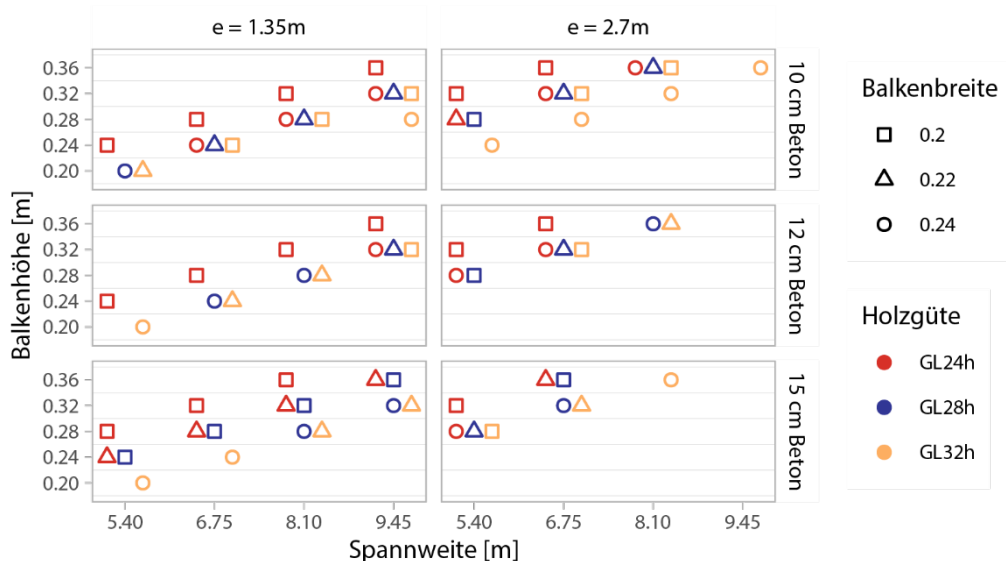


Abbildung 5 Ergebnisse der Voruntersuchung zur Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen: Maße und Festigkeiten von Holzbalken, die die Nachweise im Brandfall erfüllen

## 2.5 Ergebnisse der Parameterstudie

In Abbildung 6 und Abbildung 7 sind die Varianten abgebildet, die die in Kapitel 2.2.1 genannten Nachweise erfüllen. Es werden wie im vorangegangenen Kapitel lediglich die Minimal-Varianten dargestellt. Ist beispielsweise für eine Parameterkombination nur die geringste Balkenbreite in der geringsten Holzfestigkeitsklasse dargestellt, sind die Nachweise für höhere Festigkeitsklassen und breitere Balken auch erfüllt.

Wie die Darstellung zeigt, sind für die Deckenstärken 12 und 15 cm für die Schrauben (Würth FT-Verbinder) keine möglichen Konfigurationen verfügbar. Dies hängt einerseits damit zusammen, dass die maximal zulässige Deckenstärke des Betonfertigteils für die gewählten FT-Verbinder maximal 12 cm beträgt. Dass keine Varianten für die 12 cm starke Decke ausreichend tragfähig sind, hängt damit zusammen, dass die Steifigkeit der Verbindungsmittel stark durch die Höhe der dann notwendigen Zwischenschicht (z.B. unterlegte Holzlatten) unter den FT-Verbindern beeinflusst wird. Dadurch wird bei der Verwendung gleicher Schrauben, also bei gleichem Materialeinsatz, die Effektivität des Verbindungsmittels deutlich herabgesetzt. Durch Verringerung der Verbundsteifigkeit wird die Betonplatte zunehmend durch Biegung beansprucht, was zu einem Zuwachs der Zugspannungen an der Unterkante führt. Dadurch wurden die Varianten mit 12 cm Betonplatte und den Schrauben (Würth FT-Verbinder) bereits bei der iterativen Ermittlung der gerissenen Betonhöhe ausgeschlossen. Dass 12 cm starke HBV-Decken durchaus mit verschraubten Fertigteilen gebaut werden können, zeigt unter anderem das H7 in Münster. Diese Diskrepanz hängt unter anderem mit der Berücksichtigung des gerissenen Betons zusammen, die in dieser Parameterstudie sehr konservativ erfolgte. So wurde die Betonplatte über die gesamte Balkenlänge als gerissen angesehen und keine Bewehrung in der Zugzone berücksichtigt. Weiterhin wäre es mit der Wahl längerer Schrauben möglich, die Verbundsteifigkeit zu erhöhen. Auch die Anordnung von weiteren Schrauben oder eine günstigere Verteilung könnte das Ergebnis der Rissiteration verbessern. Da eine weitere Betrachtung den Rahmen der Studie gesprengt hätte, wurden diese Möglichkeiten nicht weiter betrachtet.

Die Kerven erweisen sich als sehr leistungsfähige Verbindungsmittel, sogar im Bereich weitgespannter Decken. Mit Kerven sind bei der Lasteinzugsbreite von 0,675 m (enger Balkenabstand) ähnliche Deckenkonfigurationen möglich wie mit der Klebung. Bei der höheren Lasteinzugsbreite von 1,35 m (weiter Balkenabstand) hingegen fallen nahezu alle Varianten mit Kerven aus, da die Tragfähigkeit der Kerven bereits bei der geringeren Lasteinzugsbreite fast vollständig ausgenutzt ist. Bei der Klebung ist durch die flächige Kraftübertragung der Schubnachweis in der Verbundfuge deutlich weniger kritisch als bei Kerven, wo die Lastübertragung sehr konzentriert an den Kervenflanken stattfindet.

Für einen Balkenabstand von 0,675 m erweisen sich alle Verbindungsmittel für alle Spannweiten als geeignet. Bei den Schrauben (Würth FT-Verbinder) ist der Einsatzbereich auf eine Betonstärke von 10 cm beschränkt, bei Einsatz von einer höheren Anzahl von Schrauben oder auch längeren Schrauben ist auch eine Plattenhöhe von 12 cm möglich. Im Gegensatz zu den Klebungen und den Kerven sind jedoch meist höhere Holzbalken notwendig. Auch hier gilt jedoch, dass bei Einsatz von zusätzlichen und bzw. oder längeren Schrauben, die Balkenhöhe vermutlich reduziert werden könnte. Bei Kerven und Klebungen sind ähnliche Balkendimensionen notwendig. In einigen Fällen lässt sich die Holzbalkenhöhe bei Klebungen um 4 cm, also eine Lamelle, reduzieren.

Bei einer Lasteinzugsbreite von 1,35 m (weiter Balkenabstand) ist eine Spannweite von 9,45 m mit keinem der Verbindungsmittel umzusetzen. Bei Spannweiten bis zu 5,4 m erweisen sich bei weitem Balkenabstand alle Verbindungsmittel als geeignet, jedoch bei Kerven und Schrauben nur bei Einsatz von 0,36 m hohen Balken. Größere Spannweiten sind mit diesen Verbindungsmitteln nur schwer umzusetzen. Klebungen zeigen sich hier als vorteilhaft, da sowohl geringere Balkenhöhen als auch größere Spannweiten erzielt werden können. Somit ermöglicht die Klebung im Gegensatz zu den konventionellen Verbindungsmitteln insbesondere im Bereich großer Spannweiten eine Erhöhung des Balkenabstands und damit der Lasteinzugsbreite und somit eine Reduktion des Materialverbrauchs.

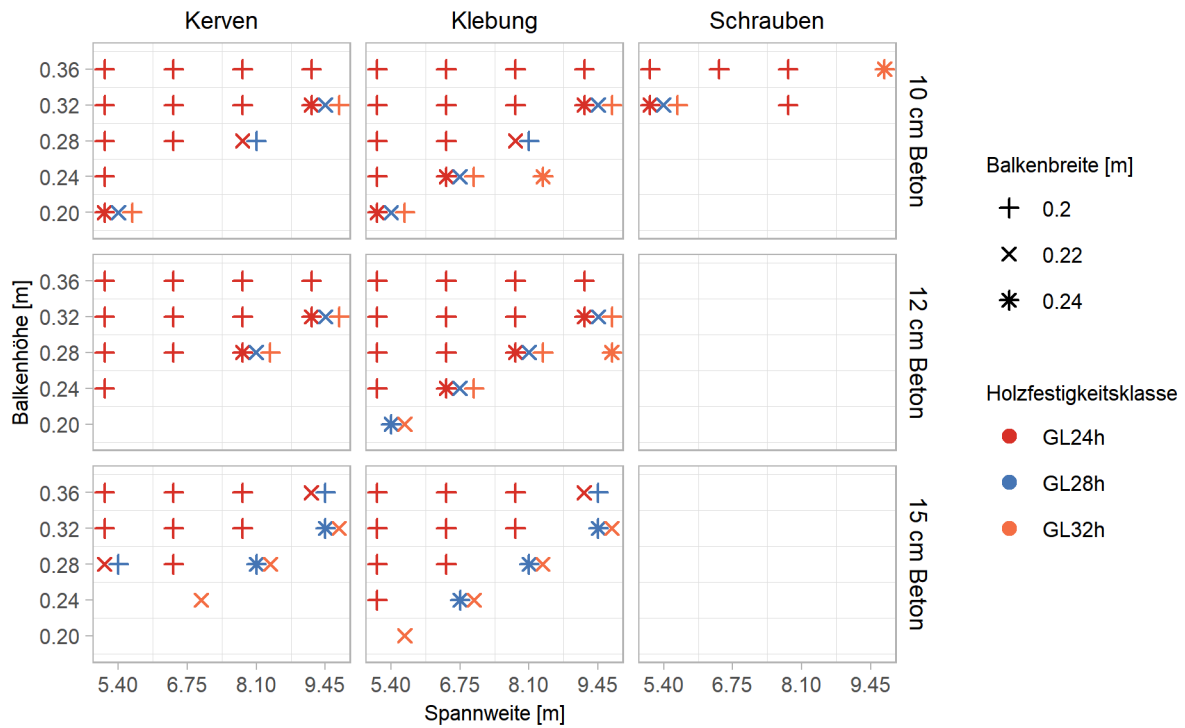


Abbildung 6 Übersicht über mögliche Konfigurationen bei einer Lastzugsbreite von 0,675 m

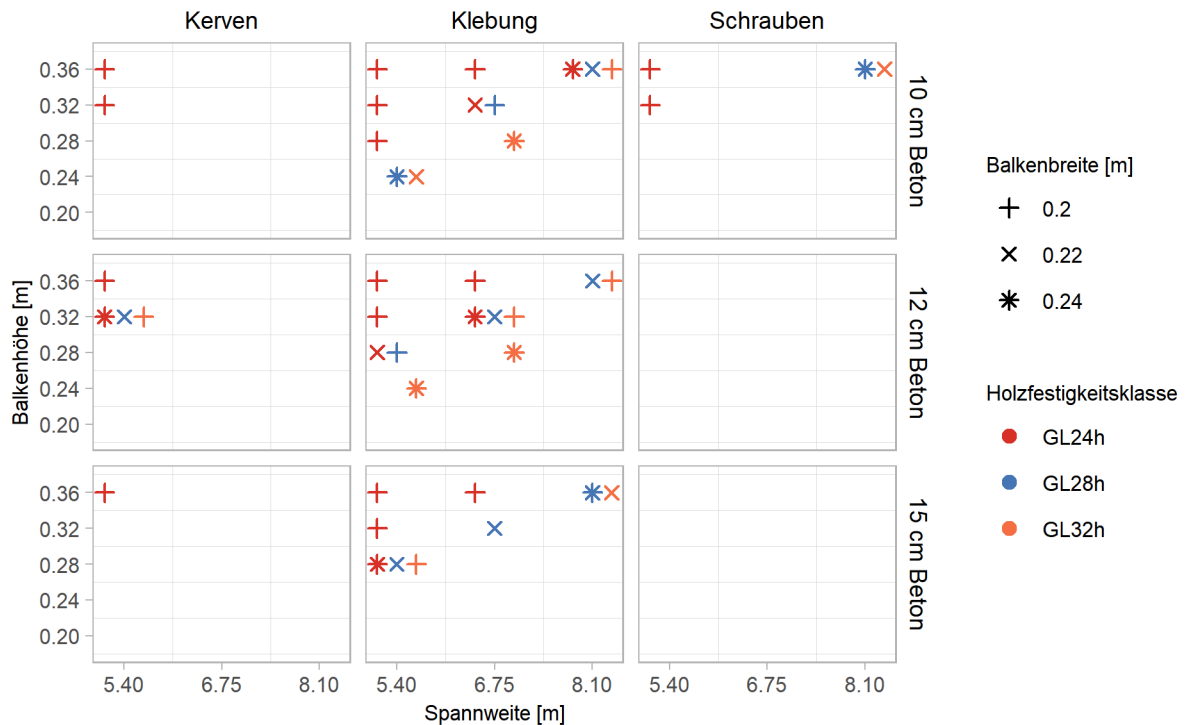


Abbildung 7 Übersicht über mögliche Konfigurationen bei einer Lastzugsbreite von 1,35 m

### 3 Versuchsprogramm Holz-Beton-Verbund-Decken

Die Forschung und Entwicklung des HBV-Deckensystems im Rahmen dieses Projektes fokussierte auf dem Verbund der Bauteile. Neben den Versuchen zum Verbund zwischen Holz und Beton war vorgesehen, die Verbindung von einzelnen Deckenelementen zu einer Deckenscheibe zu untersuchen. Abschließend war der Bau eines Demonstrators vorgesehen, in dessen Bau die Ergebnisse der Kapitel 7 und 8 zum Schallschutz und zu der technischen Gebäudeausrüstung einfließen sollten.

Im Verlauf des Forschungsprojekts wurde an verschiedenen Stellen entschieden, vom ursprünglich angenommenen Versuchsprogramm abzuweichen. Die folgenden Kapitel erläutern das geplante und durchgeführte Versuchsprogramm.

#### 3.1 Abweichungen vom Versuchsprogramm zu den Verbindungsmitteln

Zu Beginn des gemeinsamen Forschungsprojekts lag der Fokus auf der Verbindung getrennt vorgefertigter Holz- und Betonbauteile zu einem Verbundbauteil. Da somit zum Zeitpunkt des Fügens bereits ein Teil des Betonschwindens abgeklingen ist, werden aus dem Betonschwinden resultierende Verformungen des Verbundbauteils reduziert. Dies ist insbesondere relevant vor dem Hintergrund, dass im Holz-Beton-Verbundbau die Verformungen häufig maßgebend für die Dimensionierung der Bauteile werden. Dies wurde zu Beginn des Projekts als entscheidender Vorteil angesehen.


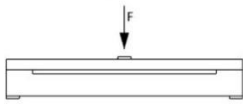

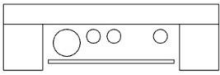
Der bewilligte Forschungsantrag sah die experimentelle Untersuchung von zwei Verbindungsarten zur nachträglichen Verbindung von Holz und Betonfertigteilen für HBV-Decken vor: Einerseits sollte das Fügen mithilfe von Schrauben verbessert werden und andererseits eine Verklebung mit Polymerbetonen oder Polymermörteln entwickelt werden. Beide Verbindungsarten, nachträgliche Verschraubung wie auch die nachträgliche Verklebung, erfordern dieselben Hauptarbeitsschritte bei der Herstellung und beim Fügen: Herstellung des Betonfertigteils, Ausschalen und Zwischenlagern, Positionieren der Holzbalken vor dem Fügen, Auflegen des Betonfertigteils. Bei entsprechender Beschaffenheit und Flexibilität des Arbeitsplatzes können beide Arten der Verbindung an einem Arbeitsplatz ausgeführt werden.

Für beide Verbindungsarten war die gleiche Vorgehensweise bei den Versuchen vorgesehen. Zunächst sollte an kleinen Scherversuchen (Slip-Block-Versuche) die allgemeine Eignung der entwickelten Verbindung untersucht werden. Auf dieser Grundlage sollten anschließend größere Schub-Biege-Versuche und abschließend Biegeversuche im 1:1 Maßstab erfolgen. Die mittels Scherversuchen untersuchten Schraubverbindungen erreichten aber die anvisierten Tragfähigkeiten und Steifigkeiten nicht, sodass entschieden wurde, ausschließlich die Verklebung als Verbindungsmittel weiter zu erforschen. Die Untersuchungen zur geschraubten Verbindung sind in Kapitel 4 dokumentiert. Das Versuchsprogramm zu geklebten Versuchen wurde stattdessen um die Untersuchung der Nassklebung erweitert. Bei dieser Art der Klebung wird der Klebstoff auf den Holzbalken aufgetragen und der frische Beton auf den frischen Klebstoff vergossen. Diese Variante ist gegenüber der Verklebung von Fertigteilen besser geeignet für die Fertigung im Werk, da die Zwischenlagerung des Fertigteils sowie das erneute Bewegen der Bauteile vor dem Fügen entfallen. Diesem Vorteil steht der Nachteil gegenüber, dass das Betonschwinden bei der Nassklebung nicht teilweise vorweggenommen wurde. Die Untersuchung der Nassklebung erfolgte anhand der gleichen Versuche wie die Trockenklebung.

Eine Übersicht über die Versuchsaufbauten und die durchgeführten bzw. geplanten Versuche zeigt die folgende Tabelle 8.



Tabelle 8 Übersicht über das Versuchsprogramm nach Antrag und das ausgeführte Versuchsprogramm (durchgeführt / beantragt)

	HBV-Klebung mit Fertigteilen	HBV mit Schrauben	HBV-Klebung Nass-in-Nass	Fügen der Deckenscheibe	Abgesetztes Auflager
<b>Scherversuche</b> 	75 / 48	21 / 45	10 / 0	0 / 20	0
<b>3-Punkt-Biege-Schub-Versuche</b> 	20 / 6	0 / 6	9 / 0	0 / 0	6 / 0
<b>4-Punkt-Biegeversuche</b> 	6 / 3	0 / 3	3 / 0	0 / 0	0 / 0
<b>Demonstrator</b> 	0 / 1	0 / 1	0 / 0	0 / 0	0 / 0

### 3.2 Abweichungen vom Versuchsprogramm zur Herstellung der Deckenscheibe

Im ursprünglichen Versuchsplan war die Untersuchung von Verbindungsmethoden zur Herstellung einer Deckenscheibe vorgesehen. Deckenscheiben dienen neben dem vertikalen Lastabtrag dem Abtrag horizontaler Lasten aus Wind, Erdbeben oder Imperfektionen. Bei aus Fertigteilen zusammengesetzten Decken müssen die einzelnen Elemente kraftschlüssig zu einer Deckenscheibe verbunden werden. In diesem Projekt wurden zunächst verschiedene Möglichkeiten zur Verbindung der Deckenelemente theoretisch untersucht und bewertet (siehe Kapitel 6). Bei dieser Betrachtung zeichnete sich ab, dass die Verbindung der Deckenelemente sehr projektspezifisch ist und bereits sehr gut geeignete Lösungen am Markt verfügbar sind. Aus diesen Gründen wurde auf eine experimentelle Untersuchung verzichtet und stattdessen Versuche an einem anderen Deckendetail, dem abgesetzten Auflager, durchgeführt (Kapitel 5.8).

Decken mit abgesetzten Auflagerkonstruktionen, bei denen die HBV-Decke über die Betonplatte statt den Holzbalken aufgelagert wird, werden im Holzhybridbau häufig eingesetzt, jedoch bisher nur an mechanisch verbundenen HBV-Decken. Die Übertragung dieses Auflagerdetails auf geklebte Decken ist nicht ohne weiteres möglich, da die Gefahr besteht, dass die Klebung durch den entstehenden Querkzug am abgesetzten Auflager reiverschlusssartig aufreißt. Die Versuche an abgesetzten Auflagern stellen somit eine sinnvolle Ergänzung zu den Untersuchungen an Klebungen dar. Da die Versuchskörper für diese Untersuchung sehr aufwändig sind und deutlich groere Dimensionen besitzen müssen als die Versuchskörper für die Untersuchung der Deckenscheibenverbindung, wurde angesichts der beschränkten Ressourcen auf den Bau von Demonstratoren verzichtet. Die geplanten und durchgeführten Versuche sind in Tabelle 8 aufgeführt.

## 4 Versuche an geschraubten Holz-Beton-Verbundkörpern

Das Eindrehen von Schrauben und anschließende Aufbringen von Ortbeton wird im Holz-Beton-Verbundbau häufig für Sanierungen eingesetzt, wobei mehrere Produkte verschiedener Hersteller mit bauaufsichtlichen Zulassungen auf dem Markt sind. Doch auch im Neubau findet die Methode häufig Anwendung.

Schraubverbindungen zur Verbindung von Holz mit Betonfertigteilen hingegen sind aktuell auf ein spezielles Produkt, den so genannten Fertigteilverbinder (FT-Verbinder) der Firma Würth, beschränkt. Bei diesem handelt es sich um eine Art Hüllrohr, das in Betonfertigteile eingegossen wird und durch das später Schrauben in das Holz gedreht werden können (siehe Abbildung 8). Eine Stahlplatte dient als Unterlegscheibe und verteilt die Lasten vom Schraubenkopf in den Beton. Nachteile der Fertigteilverbinder bzw. der Schraubverbindungen im Allgemeinen stellen deren relativ geringe Steifigkeit und Tragfähigkeit dar. Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbunddecke können durch eine höhere Anzahl von Schrauben gesteigert werden. Die hohe Anzahl der notwendigen Verbindungsmittel führt allerdings zu einem erhöhten Arbeitsaufwand und einer Kostensteigerung. Der FT-Verbinder ist für eine 7 cm hohe Betonplatte ausgelegt, sodass für höhere Deckenstärken Hölzer unterfüttert werden müssen. Hierdurch sind insgesamt viele Arbeitsschritte notwendig, um den Verbund herzustellen. Des Weiteren ist bei Unterfütterung des FT-Verbinders der Verschiebungsmodul der Verbindung zu verringern, sodass wiederum mehr Schrauben benötigt werden, um die erforderliche Steifigkeit zu erreichen.



Abbildung 8 Schraubverbindung mit dem FT-Verbinder von Würth  
(Quelle: eshop.wuerth.de)

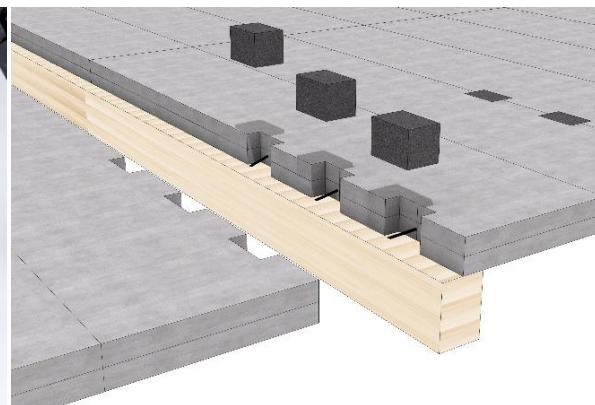


Abbildung 9 Herstellungsschema des Schraubverbunds mit  
lokalem Verguss (eigene Abbildung)

Da der Arbeitsaufwand der FT-Verbindung in erster Linie durch das Positionieren des Verbinders in der Schalung für die Betonfertigteileplatte und das spätere Eindrehen der Schrauben in die Holzbalken bestimmt wird, verspricht vor allem die Reduktion der Schraubenzahl Verbesserungen in Hinsicht auf Bauzeit und Kosten. Daher wurde zunächst untersucht, ob mit einem größeren Schraubendurchmesser höhere Steifigkeiten und Verbundfestigkeiten erzielt werden können. Dies wurde bereits in Scherversuchen in [15] beobachtet, allerdings lediglich bis zu einem Schraubendurchmesser von 12 mm.

Entsprechend der Bemessungskriterien für Schrauben nach DIN EN 1995-1-1 [4] und bauaufsichtlichen Zulassungen für Schraubverbindungen steigt mit größerem Schraubendurchmesser sowohl die Steifigkeit als auch die Tragfähigkeit der Verbindung. Der Durchmesser geht dabei als linearer Faktor in die Berechnung ein. Die Gl. 6 und Gl. 7 dienen zur Bemessung von HBV-Schrauben nach ETA-13/0029 [16], wobei die erste Gleichung der Bemessung von auf Herausziehen beanspruchten Schrauben nach DIN EN 1995-1-1 [4] entspricht. Die Steifigkeit einer Holz-Beton-Verbindung wird stets in deren bauaufsichtlicher Zulassung angegeben, wobei die Werte unterschiedlicher Produkte zum Teil sehr stark variieren. In einer Recherche wurden verfügbare Schrauben hinsichtlich ihrer Steifigkeit verglichen.

Alternativ lässt sich der Verschiebungsmodul nach Marchi et al. [15] (Gl. 11) berechnen. Dieser setzt sich aus einem Verschiebungsmodul in Richtung der Schraubenachse  $K_{ser,ax}$  und einem Verschiebungsmodul aus der Schubbeanspruchung  $K_{ser,lat}$  zusammen.  $K_{ser,lat}$  lässt sich nach DIN EN 1995-1-1 [4] (Gl. 8) bestimmen. Ein Berechnungsansatz für  $K_{ser,ax}$  findet sich in Bejtka [17] (Gl. 10). In Marchi et al. [15] wird ein ähnlicher Ansatz (Gl. 9) aus einer technischen Zulassung für Holzschrauben zur Berechnung herangezogen. Beide Formeln liefern sehr ähnliche Ergebnisse. In den folgenden Formeln bezieht sich der Winkel  $\alpha$  auf den Winkel zwischen Fuge und Schraubenachse und der Winkel  $\alpha^*$  auf den Winkel zwischen Schraubenachse und einer Normalen zur Fuge.

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \cdot \left( \frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} \quad \text{Gl. 6}$$

$$F_{Rk} = (\cos \alpha + \mu \cdot \sin \alpha) \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} F_{ax,\alpha,Rk} \\ F_{tens,k} \end{array} \right. \quad \text{Gl. 7}$$

$$K_{ser,lat} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} \quad \text{Gl. 8}$$

$$K_{ser,ax} = 780 \cdot d^{0,2} \cdot l_{ef}^{0,4} \quad \text{Gl. 9}$$

$$K_{ser,ax} = 234 \cdot (d \cdot \rho)^{0,2} \cdot l_{ef}^{0,4} \quad \text{Gl. 10}$$

$$K_{ser,Tomasi} = K_{ser,lat} \cdot \cos \alpha^* \cdot (\cos \alpha^* - \mu \cdot \sin \alpha^*) + K_{ser,ax} \cdot \sin \alpha^* \cdot (\sin \alpha^* + \mu \cdot \cos \alpha^*) \quad \text{Gl. 11}$$

Um auf den Einbau der FT-Verbinder in die Betonfertigteileplatte verzichten zu können und somit Material und Aufwand zu reduzieren wurde ein lokaler Verguss der Verbindungsmittel auf der Baustelle in Betracht gezogen (siehe Abbildung 9). Dabei werden die Holzbalken auf der Baustelle eingebaut, ggf. mit vorinstallierten Verbindungsmitteln, und danach die Fertigteile mit ausreichendem Abstand zueinander verlegt, sodass die Verbindungsmittel zwischen den Fertigteilen Platz finden. Die Fuge zwischen den Betonfertigteilen kann dann mit Vergussbeton vergossen werden. Dabei werden die Verbindungsmittel mit eingegossen und der Verbund hergestellt. Statt die Betonfertigteile mit Abstand zu verlegen, wäre es auch möglich Aussparungen an den Rändern der Betonfertigteile dort vorzusehen, wo sich später die Verbindungsmittel befinden werden. So kann die Vergussmenge in Bereichen ohne Verbindungsmittel reduziert werden. Für diese Herstellungsmethode könnten auch Filigrandecken verwendet werden. Der Verguss bietet zusätzlich den Vorteil, dass er gleichzeitig zur Erzeugung der Scheibenwirkung der Deckenplatte beiträgt, siehe auch Kapitel 6.

Lokal vergossene Verbindungsmittel wurden von Fleck [18] untersucht, allerdings lediglich für Kervenverbindungen. In Versuchen wurde beobachtet, dass der an den Verguss angrenzende Beton dem Vergussmörtel Wasser entzieht, sodass im Verguss Schwindrisse auftreten. Eine Vorbehandlung der Betonflanken ist daher zwingend notwendig. In ähnlichen Versuchen an der TU Berlin [19] wurden lokal vergossene Kerven und Ortbeton-Kerven untersucht und gleiche Festigkeiten und Steifigkeiten ermittelt. Auch hier wurden die Betonflanken des Fertigteils vor dem Verguss abgedichtet. Es wird davon ausgegangen, dass die Vergusslösung auf Schrauben gut übertragbar ist, zumal Vergussmörtel und Vergussbetone eine höhere Druck- und Zugfestigkeit als die Fertigteile aufweisen und somit der lokalen Lasteinleitung an den Schrauben besser standhalten können.

#### 4.1 Scherversuche an geschraubten Holz-Beton-Verbundkörpern

In den Versuchen wurden direkt in den Beton eingegossene Schrauben untersucht, um das Verhalten der verschiedenen Schraubenarten zu vergleichen. Tabelle 9 zeigt eine Übersicht über die Schraubenversuche. Pro Serie wurden drei Versuche durchgeführt. Die Bruchlasten der einzelnen Serien wurden nach Gl. 6 und Gl. 7 abgeschätzt. Der Auszieh Widerstand  $f_{ax}$  und die Schraubenzugfestigkeit  $F_{tens}$  wurden der für die Vollgewindeschrauben der bauaufsichtlichen Zulassung ETA-13/0029 [16] und für die Schrauben nach DIN 571 den Angaben zu Holzschrauben aus [20] entnommen. Die geschätzten Bruchlasten sind in Tabelle 9 aufgeführt.

Die Versuchsserie SB-VGx-10-280 mit 10x280 mm Vollgewindeschrauben mit Senkköpfen ohne Unterlegscheibe dient als Referenzserie. In der Serie SB-FT-10-280 wird die gleiche Schraube, allerdings in Kombination mit einem FT-Verbinder untersucht. Bei der Serie SB-VG-10-280 wurde wiederum die gleiche Schraube, jedoch zusammen mit einer Unterlegscheibe, verwendet. Bei der Serie SB-TG-10-280 wurde ebenfalls eine 10x280 mm Vollgewindeschraube verwendet, allerdings wurde am Schraubenteil im Beton ein

Hüllrohr angebracht, sodass ein ähnliches Tragverhalten wie bei einer Teilgewindeschraube vorliegt. Weiterhin wurde in Serie SB-TK-10-280 eine 10x280 mm Tellerkopfschraube untersucht. Neben den Schrauben mit einem 10 mm Durchmesser sollten Schrauben mit einem größeren Durchmesser untersucht werden, da in der Theorie sowohl Bruchlast als auch Verschiebungsmodul ansteigen sollten. Da Vollgewindeschrauben nicht mit 16 mm Durchmesser verfügbar sind, wird eine 16x280 mm Schraube nach DIN 571 verwendet (Serie SB-DIN-16-280). Da es sich dabei um einen anderen Typ Schraube handelt, wurde ein Vergleichsversuch mit 10x280 mm Schrauben nach DIN 571 vorgesehen (Serie SB-DIN-10-280).

Tabelle 9 Übersicht über die Schraubenversuche (je drei Probekörper pro Seite)

Bezeichnung	Art der Schraube	d	l	Einbindetiefe ins Holz	$f_{ax}$	$F_{tens}$	Theoretische Bruchlast
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN/Schraube]
SB-FT-10-280	Fertigteilverbinder (FT) (Schraube im Hüllrohr)	10	280	163	10	32	13,25
SB-VG-10-280	Vollgewindeschraube (VG) mit Unterlegscheibe	10	280	163	10	32	13,25
SB-VGx-10-280	Vollgewindeschraube (VG) ohne Unterlegscheibe	10	280	163	10	32	13,25
SB-TG-10-280	Vollgewindeschraube in Hüllrohr mit Unterlegscheibe	10	280	163	10	32	13,25
SB-TK-10-280	Teilgewindeschraube mit Unterlegscheibe, Tellerkopfschraube (TK)	10	280	80	10	32	7,5
SB-DIN-10-280	Holzschraube nach DIN 571 (Teilgewinde) mit Unterlegscheibe	10	280	163	10,6	23,6	14,04
SB-DIN-16-280	Holzschraube nach DIN 571 (Teilgewinde) mit Unterlegscheibe	16	280	163	10	75,3	21,20

Die Verschiebungsmoduln der Versuche mit Schrauben nach DIN 571 wurden nach Gleichungen Gl. 8, Gl. 10 und Gl. 11 abgeschätzt und liegen für Schrauben mit  $d=10$  mm bei 8,1 kN/mm und für Schrauben mit  $d=16$  mm bei 9,3 kN/mm. In der Zulassung (ETA-13/0029) der Vollgewindeschrauben mit FT-Verbinder wird ein Verschiebungsmodul von 7,3 kN/mm angegeben, siehe Gl. 12. Dieser Verschiebungsmodul ist entsprechend der Höhe abzumindern, um die der FT-Verbinder zum Erreichen der Betonplattenhöhe erhöht werden muss. Im Fall dieser Versuche beträgt die Höhe der Zwischenschicht 1 cm. Für diese Zwischenschicht ergibt sich ein Verschiebungsmodul von 6,4 kN/mm. Würde der FT-Verbinder mit einer maximal zulässigen

Zwischenschicht von 5 cm in einer 12 cm starken Betonplatte zum Einsatz kommen, würde sich der Wert auf 3,2 kN/mm reduzieren.

$$K_{\text{ser,ax}} = 45 \cdot (l_{\text{ef}} - 2 \cdot t_{\text{Zwischenschicht}})$$

Gl. 12

Die Versuche werden als Scherversuche in Anlehnung an DIN EN 408 [21] durchgeführt. Abbildung 10 zeigt die Abmessungen der Prüfkörper. Das Lastregime wurde an DIN EN 26891 [22] angelehnt.

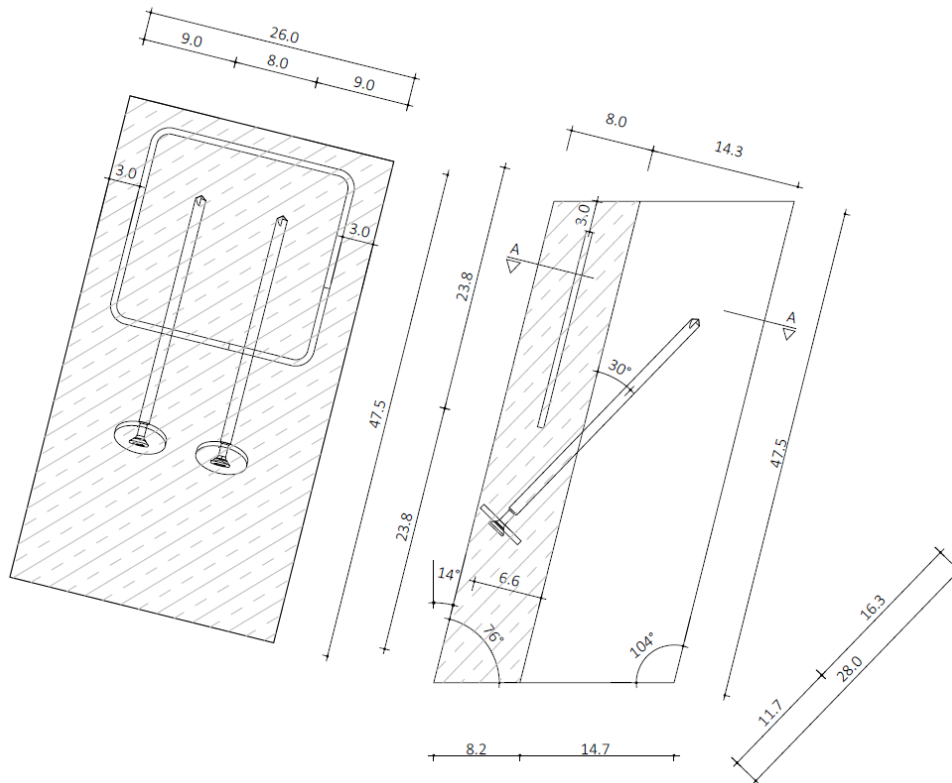


Abbildung 10 Prüfkörpergeometrie der geschraubten Scherversuchskörper

#### 4.1.1 Herstellung und Versuchsdurchführung

Die Probekörper wurden im Fertigteilwerk der Firma Brüninghoff gefertigt. Abbildung 11 zeigt einen Probekörper vor Einfüllen des Betons. Die Folie zwischen Holz und Beton dient dazu den Beton vor Feuchteentzug durch das Holz zu schützen sowie eine Reibung zwischen den Bauteilen im Versuch auszuschließen. Die Prüfungen fanden an der TU Berlin statt. Abbildung 12 zeigt einen Probekörper in der Prüfeinrichtung. Die Belastung wurde weggesteuert in Anlehnung an DIN EN 26891 [22] aufgebracht. Die geschätzten Bruchlasten sind Tabelle 9 zu entnehmen.



Abbildung 11 Scherversuchskörper mit FT-Verbindern von Würth vor der Betonage

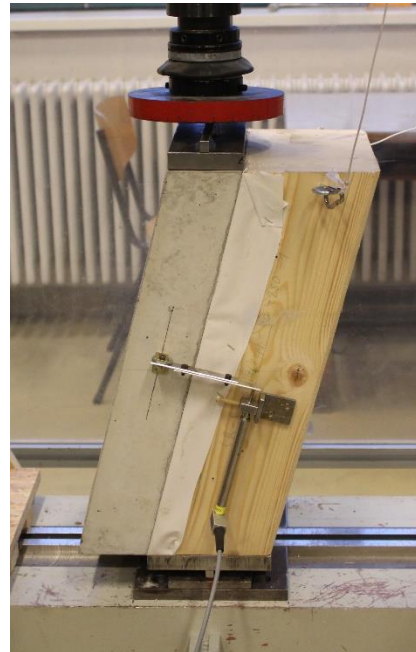


Abbildung 12 Prüfkörper in der Prüfeinrichtung

#### 4.1.2 Beobachtungen und Ergebnisse

Die Probekörper versagten in den meisten Fällen duktil durch Herausziehen der Schrauben aus dem Holz. Dieses Versagen ist gekennzeichnet durch große Verschiebungen zwischen Holz und Beton, wie in Abbildung 15 gezeigt. Nur im Fall der Schrauben nach DIN 571 trat zum Teil ein sprödes Versagen durch ein Abreißen der Schrauben auf, siehe Abbildung 16.

Um die Bruchlasten vergleichbar zu machen, wurde anhand dieser der Ausziehparameter ermittelt (s. Gl. 13) und dieser anschließend in Relation zu den Durchmessern der Schrauben gesetzt (s. Gl. 14). Die Bruchlasten in Abbildung 13 sind pro Schraube und Millimeter Durchmesser dargestellt.

$$f_{ax,max} = \frac{F_{max}}{n} \cdot \frac{\cos(30)}{\left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8}} \cdot (1,2 \cdot \cos(30)^2 + \sin(30)) \cdot \frac{1}{l_{ef} \cdot d} \quad \text{Gl. 13}$$

$$f'_{ax,max} = \frac{f_{ax,max}}{d} \quad \text{Gl. 14}$$

Bei den Vollgewindeschrauben ist eine Abhängigkeit der Bruchlast vom Vorhandensein einer Unterlegscheibe oder der Gewindeausführung (einbetoniertes Gewinde/Gewinde in Hüllrohr) nicht zu erkennen. Obwohl es sich mit Ausnahme der DIN 571 Schrauben um nahezu die gleichen Schrauben handelt, zumindest in Bezug auf den im Holz liegenden Gewindeteil, weichen die Ergebnisse zum Teil deutlich voneinander ab. Da der Bruch in den meisten Fällen im Holz durch Herausziehen der Schrauben erfolgt, ist es möglich, dass die Schwankungen der Bruchlasten durch die im Rahmen der maschinellen Sortierung zulässigen Schwankungen der Holzfestigkeit verursacht wurden. Der Verschiebungsmodul der FT-Verbinder fiel erwartungsgemäß am geringsten aus, gefolgt von der Vollgewindeschraube im Hüllrohr (TG). Überraschend ist der vergleichsweise hohe Verschiebungsmodul der Tellerkopfschrauben (ohne Gewinde im Beton, TK). Dieser fällt sogar deutlich höher aus als der Fall der Vollgewindeschrauben mit bzw. ohne Unterlegscheibe (VG, VGx). Die DIN 571 Schrauben mit nur einem geringen Anteil des Gewindes im Beton haben etwas höhere Verschiebungsmodule als die Vollgewindeschrauben.

Durch das spröde Versagen der DIN 571 Schrauben wird im Folgenden von dieser Variante abgesehen. Ein direkter Verguss der Schrauben ist vorteilhafter in Bezug auf die Tragfähigkeit und Steifigkeit als die Montage

mit dem FT-Verbinder. Hier ist jedoch zu beachten, dass der FT-Verbinder ggf. prozessuale Vorteile mit sich bringen kann, da er im Gegensatz zu den anderen Schrauben die Verwendung von Fertigteilen ermöglicht.

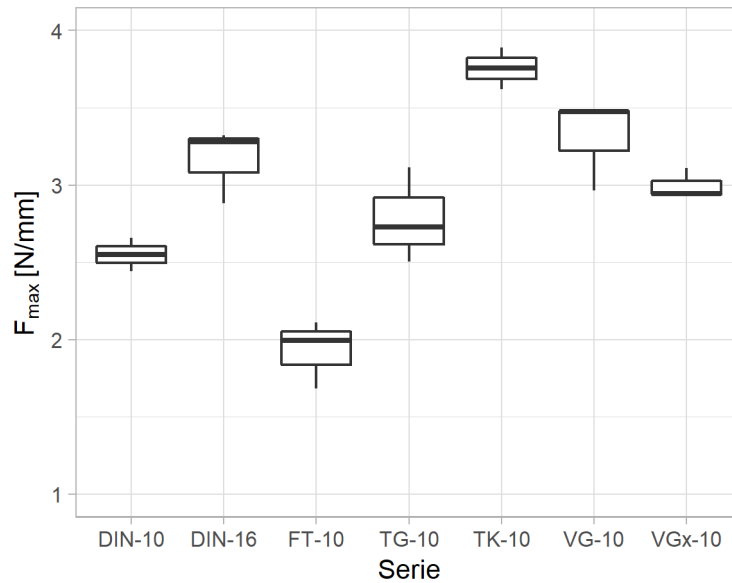


Abbildung 13 Vergleich der Bruchlasten der Scherversuche an Schraubverbindungen; Angabe pro Schraube und pro mm Durchmesser

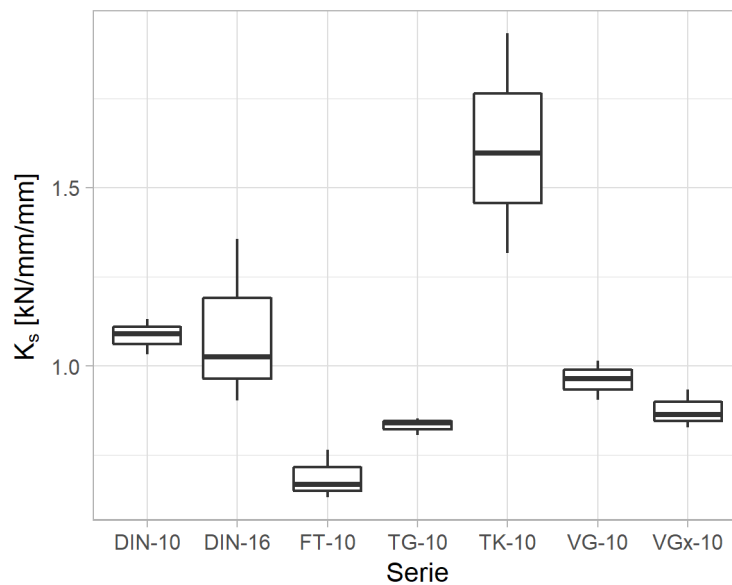


Abbildung 14 Vergleich der Verschiebungsmoduln aus den Scherversuchen an Schraubverbindungen; Angabe des Verschiebungsmoduls pro Schraube pro mm Einbindelänge im Holz



Abbildung 15 Verschiebung zwischen Holz und Beton durch Herausziehen der Schrauben



Abbildung 16 In der Verbundfuge gerissene Schrauben



## 5 Versuche an geklebten Holz-Beton-Verbund-Bauteilen

Die Verklebung von Holz und Beton bietet eine interessante Alternative zu mechanischen Verbindungsmitteln, wie sie aktuell auf dem Markt etabliert sind. Der flächige Auftrag des Klebstoffs erfolgt schnell und kann weitgehend automatisiert werden, während geschraubte Holz-Beton Verbindungen meist einen hohen manuellen Arbeitsaufwand mit sich bringen. Neben dem prozessualen Vorteil wird durch die Verklebung die Steifigkeit der Decke auf ein Maximum gesteigert und dadurch die Verformungen der Decke reduziert. Da häufig die Durchbiegungen der Decke ausschlaggebend für die Dimensionierung von HBV-Decken sind, können bei geklebten Decken kleinere Holzquerschnitte eingesetzt werden als bei mechanischen Verbindungsmitteln. Darüber hinaus bietet die flächige Kraftübertragung Vorteile, wie die Untersuchung in Kapitel 2 gezeigt hat.

Für die Verklebung von Holz und Beton wird grundsätzlich zwischen zwei Verfahren unterschieden: Der Nass-in-Nass-Klebung und der Verklebung von zuvor hergestellten Beton-Fertigteilen. Bei der Nass-in-Nass-Klebung erhärten Beton und Klebstoff gleichzeitig; die Betonage erfolgt auf den mit frischem Klebstoff benetzten Balken. Bei der Verklebung von Fertigteilen werden Betonfertigteile auf den mit Klebstoff benetzten Balken positioniert. Im Idealfall erzeugt das Gewicht des Betons den notwendigen Anpressdruck. Aus Gründen der Lesbarkeit werden im Folgenden die Begriffe Nassklebung für die Nass-in-Nass-Klebung und Trockenklebung für die Verklebung von Fertigteilen verwendet.

Wie der folgende Überblick über den aktuellen Forschungsstand im Detail zeigt, wurden Trockenklebungen von Fertigteilen aus Normalbeton bisher nur unzureichend untersucht. Bisherige Arbeiten befassen sich vor allem mit der Verklebung von Spezialbetonen, wie Leichtbetonen oder hochfesten Betonen. Die Versuche in diesem Forschungsprojekt leisten einen Beitrag zum Schließen dieser Lücke.

### 5.1 Stand der Forschung und Technik

Brunner et al. [23] erforschten die Nassklebung von Holz und Beton („wet in wet process“). In Kleinversuchen und Biegeversuchen wurden Material- und Herstellungsparameter variiert. In allen Fällen wurde ein 2-Komponenten Epoxidharz-Klebstoff der SIKA AG verwendet. In frühen Tastversuchen stellten Brunner et al. [23] fest, dass der auf den frischen Klebstoff herabfallende Beton zu einer Verdrängung des Klebstoffs führte und somit kein vollflächiger Verbund erzielt wurde. Als Reaktion auf dieses Verhalten wurde eine Wartezeit von 90 Minuten zwischen Auftrag des Klebstoffs und Betonage vorgesehen. In dieser Zeitspanne beginnt die Reaktion des Klebstoffs und dessen Viskosität steigt infolgedessen an. Das Verdrängen des Klebstoffs konnte dadurch vermieden werden; es ist jedoch auffällig, dass die Bruchflächen der Scherversuchskörper zu 45 % bzw. 80 % ein adhäsives Versagen aufwiesen, je nachdem ob Normalbeton oder selbstverdichtender Beton verwendet wurde. Dies legt nahe, dass die Wartezeit kontraproduktiv ist, da die Überschreitung der Topfzeit zu einer mangelhaften Adhäsion führt [24, p. 597]. Die Biegeversuchskörper versagten stets in einem der Fügeiteile. In Anbetracht der geringen Scherbeanspruchungen in der Fuge beim Biegeversuch ist ein Fugenversagen auch bei geringen Festigkeiten der Fuge unwahrscheinlich, sodass hier kein Widerspruch zu den Ergebnissen der Kleinversuche besteht. Weiterhin kann durch das Einsinken der Betonzuschläge in den Klebstoff eine gewisse Verzahnung bestehen, durch die eine Kraftübertragung trotz mangelnder Adhäsion möglich sein könnte. Im Zuge der Versuche wurden Schwindrisse im Beton beobachtet, die jedoch die Tragfähigkeit nicht negativ beeinflussten.

De Oliveira Negrao et al. [25] untersuchten sowohl Nassklebungen als auch Trockenklebungen von Brettschichtholz GL24h mit Normalbeton in Scherversuchen. Zum Einsatz kamen zwei verschiedene Epoxidharze der SIKA AG (ICOSIT K101-N und K220/60). Es wurden verschiedene Klebschichtdicken und Verbundlängen, sowie eine Aufräuhung des Holzes durch Hämmern untersucht. Neben diesen geometrischen und technologischen Parametern wurden ein Quellen und Schwinden des Holzes simuliert. Diese Versuche fanden stets an der Referenzkonfiguration statt. Das Quellen und Schwinden des Holzes wurde durch Wechsellagerungen in Feuchtklima (30 °C und 20 % rel. Luftfeuchte) und Normalklima (20 °C und 65 % rel.

Luftfeuchte) erzielt. Die dabei erreichte Holzfeuchte lag bei 20 % bzw. 12 %. In einigen Fällen wurden die Probekörper im feuchten Zustand geprüft. Die Versuche wurden als Push-Out-Versuch (siehe. Abbildung 17) durchgeführt. Die Bruchflächen verliefen meistens durch Holz und Beton. Der Anteil adhäsiver Bruchflächen innerhalb einer Serie lag in den meisten Fällen bei unter 10 %. Die größten adhäsiven Versagensanteile von 33 % wurden bei der Verklebung von Fertigteilen mit durch Hämmern aufgerautem Holz beobachtet. Bei dem Klebstoff K220/60 wurde in zwei von drei Serien etwa 20 % adhäsive Versagensanteile beobachtet. Bei einer Serie handelte es sich um eine Trockenklebung, bei der anderen um eine Nassklebung bei Lagerung im Normalklima.

Die mittleren Bruchlasten der einzelnen Serien lagen zwischen  $1,16 \text{ N/mm}^2$  und  $5,21 \text{ N/mm}^2$ . Auffällig ist die hohe Streuung der Ergebnisse mit Variationskoeffizienten von ca. 50 % innerhalb einiger der Serien, trotz zum Teil bereits aussortierter Ausreißer.

Das gezielte Quellen und Schwinden des Holzes führte im Allgemeinen zu einer Abminderung der Festigkeit gegenüber den vergleichbaren Serien, die unter konstanten Klimabedingungen hergestellt und geprüft wurden. Im Fall der Trockenklebung besaßen die Probekörper, die bei einer Holzfeuchte von ca. 20 % geprüft wurden, die niedrigsten Bruchspannungen. Bei den Nassklebungen, die im feuchten Zustand geprüft wurden, fiel nur die Bruchlast einer von zwei Serien deutlich niedriger aus als die der Referenzserien. Im Falle des Klebstoffs K220/60 viel die mittlere Bruchlast der feucht geprüften Probekörper sogar höher aus als die der Referenzversuche bei Normalklima. Die Bruchflächen der im feuchten Zustand geprüften Probekörper liegen im Durchschnitt mehrheitlich im Beton. Die zum Teil niedrigen Bruchlasten können daher zumindest nicht gänzlich auf die niedrigere Festigkeit des Holzes bei steigender Feuchte zurückgeführt werden.

Bei Annahme einer mittleren Scherfestigkeit von GL24h von  $10 \text{ N/mm}^2$ , entsprechend DIN 68364 [26], sind die beobachteten Bruchspannungen als eher gering einzustufen. Ursächlich hierfür sind jedoch die teilweise sehr scharfen klimatischen Bedingungen einiger Versuchsserien sowie das Auftreten von Querspannungen bedingt durch den Versuchsaufbau (s. Abbildung 17).

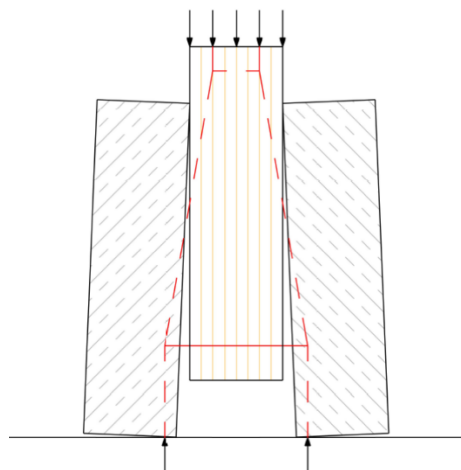


Abbildung 17 Schematische Abbildung des Push-Out-Versuchs und des Lastabtrags

De Oliveira Negrao et al. [27] knüpften an ihre Erkenntnisse aus den Scherversuchen an und führten großformatige Biegeversuche durch. Die Probekörper bestanden aus Brettschichtholz und Normalbeton. Neben Nassklebungen und Trockenklebungen wurden auch Referenzprüfkörper mit mechanischen Verbundmitteln hergestellt. Die geklebten Varianten wiesen unabhängig von der Fertigungsmethode ein steiferes Verhalten als die mechanisch verbundenen Balken auf, jedoch bei etwa gleichen Bruchlasten. Auffällig ist, dass die Trockenklebungen stets durch Biegezugversagen des Holzes versagten, während die Nassklebungen durch Schubversagen des Betons brachen. Die berechneten Schubspannungen in der Fuge bei Bruch lagen alle unterhalb der charakteristischen Scherfestigkeit von Holz, sodass die Autoren das System als sicher erachteten.

Schäfers [10] berichtet von Untersuchungen an Trockenklebungen von Holz mit hochfesten und ultrahochfesten Betonen (HPC und UHPC). In kleinformatigen Scherversuchen wurden verschiedene Klebstoffe und Oberflächenbeschaffenheiten der Fügeteile untersucht, wobei stets UHPC und Fichtenholz verwendet wurden. Neben vier Epoxidharzen (Sikadur 330, Sikadur 30, WeVo EP10 P1, S&P Resin Epoxy 55) wurden Resorcinharze und Melaminharze von Akzo Nobel untersucht. Die Melaminharze wurden aufgrund von vermehrtem Adhäsionsversagen ausgeschlossen. Die Resorcinharze zeigten ein gemischtes Versagensbild mit anteiligem Adhäsionsversagen, sodass alle weiteren Versuche mit den Epoxidharzen Sikadur 330 und WeVo EP10 P1 durchgeführt wurden. Diese wurden wegen der positiven Ergebnisse und ihrer guten Verarbeitbarkeit ausgewählt. Die Oberflächen der Betonkomponenten wurden entweder mit einer Drahtbürste aufgeraut, geschliffen, gesandstrahlt oder unbehandelt belassen. Bei Verwendung von Epoxidharz konnte keine Abhängigkeit der erzielten Festigkeiten von der Betonoberfläche beobachtet werden. Ebenso machte es keinen Unterschied, ob gehobeltes oder sägeraues Holz verwendet wurde. Aufbauend auf diesen Versuchen wurden weitere kleinformatige Scherversuche hergestellt. Neben Fichtenholz und UHPC kamen auch Buchenvollholz und Nadel-Furnierschichtholz, sowie hochfester Beton zum Einsatz. Die Dicke der Klebschicht betrug 0,5 mm und 3 mm. Die Betonoberflächen wurden entweder gesandstrahlt oder geschliffen. Wie bereits in der ersten Versuchsserie konnte kein Einfluss der Betonoberfläche beobachtet werden. Im Fall von Fichten- und Furnierschichtholz traten die Brüche fast ausschließlich im Holz auf, bei mittleren Bruchspannungen von  $11,45 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $11,76 \text{ N/mm}^2$ . Im Fall von Buchenholz lagen Brüche im Beton bei HPC oder adhäsive Brüche bei UHPC vor. Die Klebschichtdicke hatte keinen Einfluss auf die Bruchlasten oder den Versagensmodus. Die Klebstoffe erwiesen sich beide als gleichermaßen geeignet, sodass lediglich aufgrund der besseren Verarbeitbarkeit der Klebstoff Sikadur 330 für die weiteren Versuche ausgewählt wurde.

In den folgenden, größeren Scherversuchen wurden die gleichen Parameter untersucht; lediglich die Klebstoffsorte und eine Klebschichtdicke von 1,5 mm wurden fixiert. Zur Untersuchung, ob die Verbundlänge einen Einfluss hat, wurde diese stufenweise erhöht. Der Versuchsaufbau entsprach einem modifizierten Push-Out-Versuch (Abbildung 18) mit einem an das Holz geschraubten Stahllager statt der zweiten Betonkomponente.

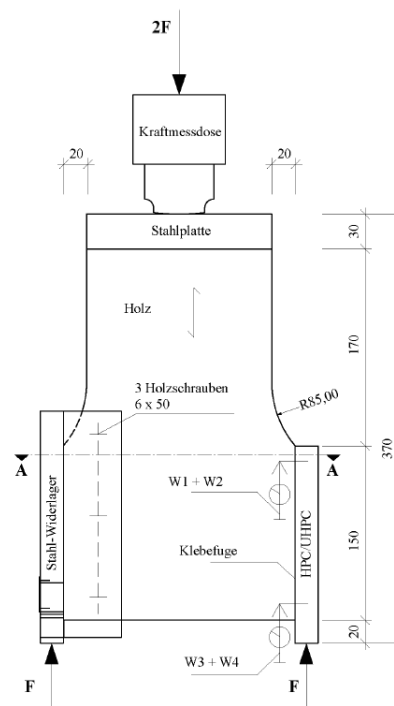


Abbildung 18 Aufbau der Scherversuche aus Schäfers [10]

Wie zuvor bei den Kleinversuchen erreichten Fichtenholz und Nadel-Furnierschichtholz im Mittel gleiche Bruchlasten und zeigten ein vorwiegendes Versagen im Holz. Lediglich die Streuung der Ergebnisse der

Furnierschichtholz-Proben war geringer. Die höchsten Bruchlasten und Steifigkeiten wurden erwartungsgemäß von den Buchenholz-Körpern erreicht. Die Bruchfläche wechselte hier zwischen Beton und Holz. Ein möglicher Einfluss aus der Betonoberfläche wurde nicht beobachtet. Die Verbundlänge hat einen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbindung, wobei ab einer Länge von 400 mm kein Anstieg der Bruchlast mehr beobachtet werden konnte.

Abschließend wurden großformatige Plattenbalken aus Brettschichtholz GL24h und UHPC gefertigt. Das Versagen wurde durch ein Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Holzes hervorgerufen. In den Versuchen konnte die Annahme des starres Verbundverhaltens bestätigt werden. Zur Bemessung der Fuge wurde die Scherfestigkeit des Holzes bei Verwendung von Fichtenholz oder Furnierschichtholz empfohlen. Weiterhin konnte bestätigt werden, dass für übliche Rastermaße und Spannweiten die volle Breite der Betonplatte als mittragend angesehen werden kann.

Eisenhut [28] knüpfte an die Arbeit von Schäfers [10] an und führte Versuche zur Dauerhaftigkeit der geklebten Verbindung durch. In den Versuchen kam lediglich Fichtenholz und HPC zum Einsatz. Wie auch Schäfers [10] führte Eisenhut kleinformatische, mittelformatische und großformatige Versuche durch. Die kleinformatischen und mittelformatischen Versuche wurden einer Wechselklimabelastung nach DIN EN 14516-3 zur Prüfung von Kriechbelastungen an Holzklebungen unterzogen. Gleichzeitig wurde eine Dauerbeanspruchung aufgebracht, die eine Spannung von  $2 \text{ N/mm}^2$  in der Fuge erzeugt. In Zeitintervallen wurden einzelne Probekörper aus der Klimakammer entnommen und die Resttragfähigkeit bestimmt. Es wurde ein Abfall der Festigkeit bis zu einer Lagerungsdauer von 200 Tagen beobachtet. Die Proben, die am längsten der Klimabelastung ausgesetzt waren (434 Tage) erreichten jedoch Festigkeiten, die im Bereich der Referenzproben ohne Alterung lagen. Das Versagen trat in allen Fällen größtenteils im Holz auf. Teilweise wurde auch eine Mischung aus Holzversagen und kohäsivem Versagen im Klebstoff beobachtet. Ein Zusammenhang zwischen Bruchlast, Bruchbild und Lagerungsdauer konnte nicht abgeleitet werden, sodass weiterhin die Festigkeit des Holzes für die Bemessung der Fuge empfohlen wird. Die großformatigen Bauteilversuche wurden über einen Zeitraum von zwei Jahren im Außenbereich über einem Gewässer gelagert. Eine Aufzeichnung der Temperaturen und Luftfeuchten konnte die Annahme der Nutzungsklasse 2 bestätigen. Neben der klimatischen Belastung wirkte eine Dauerbelastung in den Drittelpunkten (4-Punkt Biegeversuch) auf die Träger. Die Durchbiegungen nahmen infolge des Kriechens um das 1,75 bis 3,27-fache zu. Schädigungen der Fuge konnten nur in einem Fall beobachtet werden. Die beobachtete Delamination wurde jedoch auf einen Fehler bei der Herstellung zurückgeführt.

Zauft [29] untersuchte den Klebeverbund von Holz und Leichtbeton. In Scherversuchen wurden drei verschiedene Herstellungstechnologien untersucht: Nassklebung mit Betonage auf den Balken, Nassklebung mit Auflegen des Balkens auf die Betonoberseite, Trockenklebung. Bei der Trockenklebung wurde das Fertigteil zunächst bearbeitet, indem die wenig tragfähige oberste Betonschicht entfernt wurde. Bei den verwendeten Klebstoffen handelte es sich um die Epoxidharze Sikadur 31 CF Rapid und Sikdadur 330 der SIKA AG. Die Fugendicke wurde zwischen 1 und 3 mm variiert. Die Holzkomponente bestand stets aus GL24h, während beim Beton entweder LC30/33 oder LC35/38 eingesetzt wurde.

Das Auflegen der Holzkörper auf den Frischbeton erwies sich als ungeeignet, da sich Anmachwasser auf der Betonoberfläche sammelte und so den Verbund beeinträchtigte. Folglich prägten Adhäsionsversagen und oberflächennahes Versagen im Leichtbeton das Bruchverhalten. Die Betonage auf den mit Klebstoff benetzten Holzkörper erwies sich hingegen als geeignet. Das Versagen trat stets im Leichtbeton und Holz auf. Bei geringen Klebschichtdicken bildeten sich Risse im Leichtbeton, die auf das Schwinden des Betons zurückgeführt werden. Im Fall der Trockenklebung unterschieden sich die Bruchbilder in Abhängigkeit von der Klebschichtdicke. Bei Verwendung einer dünneren Klebefuge trat ein adhäsives oder oberflächennahes Versagen im Leichtbeton auf, wohingegen bei einer 3 mm starken Fuge der Leichtbeton versagte. Die höchsten Bruchlasten erreichten die Probekörper, die durch eine Nassklebung mit Betonage auf den Holzbalken gefügt wurden. In 2,3 m langen Schub-Biege-Versuchen wurden dennoch alle Varianten weiter untersucht; lediglich die Trockenklebung mit der 1 mm dicken Fuge wurde verworfen. In den weiteren Versuchen konnte bei der Trockenklebung trotz einer Fugenstärke von 3 mm keine vollflächige Klebung erzielt werden. Im Fall der Nassklebung durch Auflegen des Balkens verhinderte wie bereits zuvor das sich

absetzende Anmachwasser des Betons die Adhäsion. Lediglich im Fall der Nassklebung mit Betonage auf den Holzbalken konnte ein vollständiger Verbund erzielt werden. Die Bruchlasten dieser Variante überschritten die der anderen Varianten zum Teil um mehr als das Doppelte. Diese Variante wurde in großformatigen Biegeversuchen mit einer Spannweite von 5,7 m weiter untersucht. In den Versuchen trat stets ein Biegezugversagen des Holzes auf.

Mérono et al. [30] untersuchen eine Heißklebemethode zur Klebung von Betonfertigteilen, bei der neben dem Klebstoff auch ein Streckmetall in der Fuge zwischen Holz und Beton liegt, welches erhitzt wird. Durch die Wärmeeinwirkung wird die Reaktion des Klebstoffs beschleunigt. Der Prozess des Klebens ist damit stabiler gegenüber Temperaturschwankungen. Als geeignete Klebstoffe wurde 2K Epoxidharze sowie heißerhärtende 1K Polyurethane identifiziert. Da die Herstellung eines Halbzeugs, bestehend aus mit Klebstoff vorbenetztem Klebstoff Streckgitter, scheiterte, wurde das Streckmetall in den frisch aufgetragenen Klebstoff gelegt, bevor das Fertigteil aufgelegt wird. Im Gegensatz zu den Erkenntnissen von Schäfers [10] und Eisenhut [31] eignete sich eine gesandstrahlte Betonoberfläche nicht, da aufgrund der höheren Rauigkeit des Betons die Hitze nicht regelmäßig verteilte und dadurch Verbrennungen am Holz auftraten. Schalglatte Oberflächen aus beschichteten Sperrholz- und Spanplatten ohne Trennmittel erwiesen sich hingegen als geeignet. Beton aus Stahlschalungen mit Trennmitteln erzielte deutlich geringere Festigkeiten. Als Referenz wurden Prüfungen an kalt erhärteten Klebungen durchgeführt. Sowohl die heiß- als auch die kaltgeklebten Verbundkörper erreichten Scherfestigkeiten von etwa  $6-7 \text{ N/mm}^2$ . Neben den Kurzzeitversuchen wurden Delaminationsversuche und Versuche unter klimazyklischer Belastung durchgeführt. Die Ergebnisse lassen darauf schließen, dass eine dauerhafte Verklebung mit den schalglatten Betonoberflächen möglich ist, sofern kein Trennmittel eingesetzt wird.

## 5.2 Überlegungen zur Herstellungstechnologie

Wie eingangs erläutert, existieren grundsätzlich zwei Herstellungsmethoden zur Verklebung von Holz und Beton: Die Trockenklebung von Fertigteilen und die Nassklebung. Die beiden Methoden werden im Folgenden im Detail vorgestellt und deren Vor- und Nachteile gegenübergestellt.

Die Arbeitsschritte zur Herstellung eines geklebten Holz-Beton-Verbundbauteils sind in Abbildung 19 dargestellt. Bei der Nassklebung sind zuerst die Schalung und die Bewehrung vorzubereiten. Nach dem Klebstoffauftrag wird innerhalb der Verarbeitungsdauer des Klebstoffs die vorbereitete Bewehrung eingelegt und der Beton eingefüllt. Nach Verdichten des Betons erhärten Beton und Klebstoff. Danach ist der Verbund sofort wirksam. Bei der Trockenklebung wird zunächst das Fertigteil hergestellt, also geschalt, bewehrt und betoniert. Nach dem Erhärten des Betons wird das Fertigteil angehoben, ggf. die Betonoberfläche bearbeitet, der Klebstoff auf das Holz aufgetragen und das Fertigteil aufgelegt. Anschließend erhärtet der Klebstoff. Eine denkbare Variante der Trockenklebung besteht darin, die Holzbalken auf die Oberseite der Betonplatte zu verkleben. Abschließend muss das Verbundbauteil gewendet werden.

Der Vorteil der Trockenklebung besteht darin, dass durch die Verwendung von Fertigteilen ein Teil des Betonschwindens bereits vor dem Fügen abgeklungen ist. Dies wirkt sich positiv auf die Eigenspannungen und die Verformungen des Verbundbauteils aus. Dieser Aspekt wurde in der frühen Projektphase als entscheidender Vorteil angesehen und die Versuche auf Trockenklebungen fokussiert (siehe Kapitel 3). Im Projektverlauf zeigte sich jedoch, dass mit dieser Technologie ein erheblicher Mehraufwand in der Produktion verbunden ist. Zu nennen sind hier die Zwischenlagerung der Fertigteile vor dem Fügen sowie zusätzliche Hebe- und Arbeitsprozesse, wie in Abbildung 19 sichtbar. In Hinblick auf den Produktionsablauf bietet die Nassklebung hingegen deutliche Vorteile, da Klebung und Betonage in einem Schritt erfolgen und beide Baustoffe zeitgleich erhärten. Die Nassklebung bietet den zusätzlichen Vorteil, dass keine Toleranzen durch den Klebstoff zu überbrücken sind, wodurch ein erheblicher Teil des Klebstoffs eingespart werden kann. Bei entsprechender Technologie kann eine vollflächige Verklebung einfach garantiert werden. Weiterhin muss die Betonplatte bei der Trockenklebung nicht im Verbundbauteil tragfähig sein, bspw. bei Hebeprozessen. Insbesondere bei großen Spannweiten kann dies dazu führen, dass die Platte für den Herstellungsprozess dicker ausgeführt werden muss, als im Verbundtragwerk erforderlich wäre.

Wie in Kapitel 5.2.1 näher erläutert, hat die Vorbehandlung der Betonoberfläche einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Klebung. Aus produktionstechnischer Sicht ist es wünschenswert, wenn vor dem Verkleben keine zusätzlichen Maßnahmen zur Behandlung der Betonoberfläche notwendig sind. Im Rahmen dieses Projektes wurde daher eine Verklebung von schalglatten Oberflächen angestrebt. Im Verlauf des Projekts wurde, aus den in den folgenden Kapiteln beschriebenen Gründen, eine Vorbehandlung der Oberfläche durch Schleifen in das Versuchsprogramm aufgenommen.

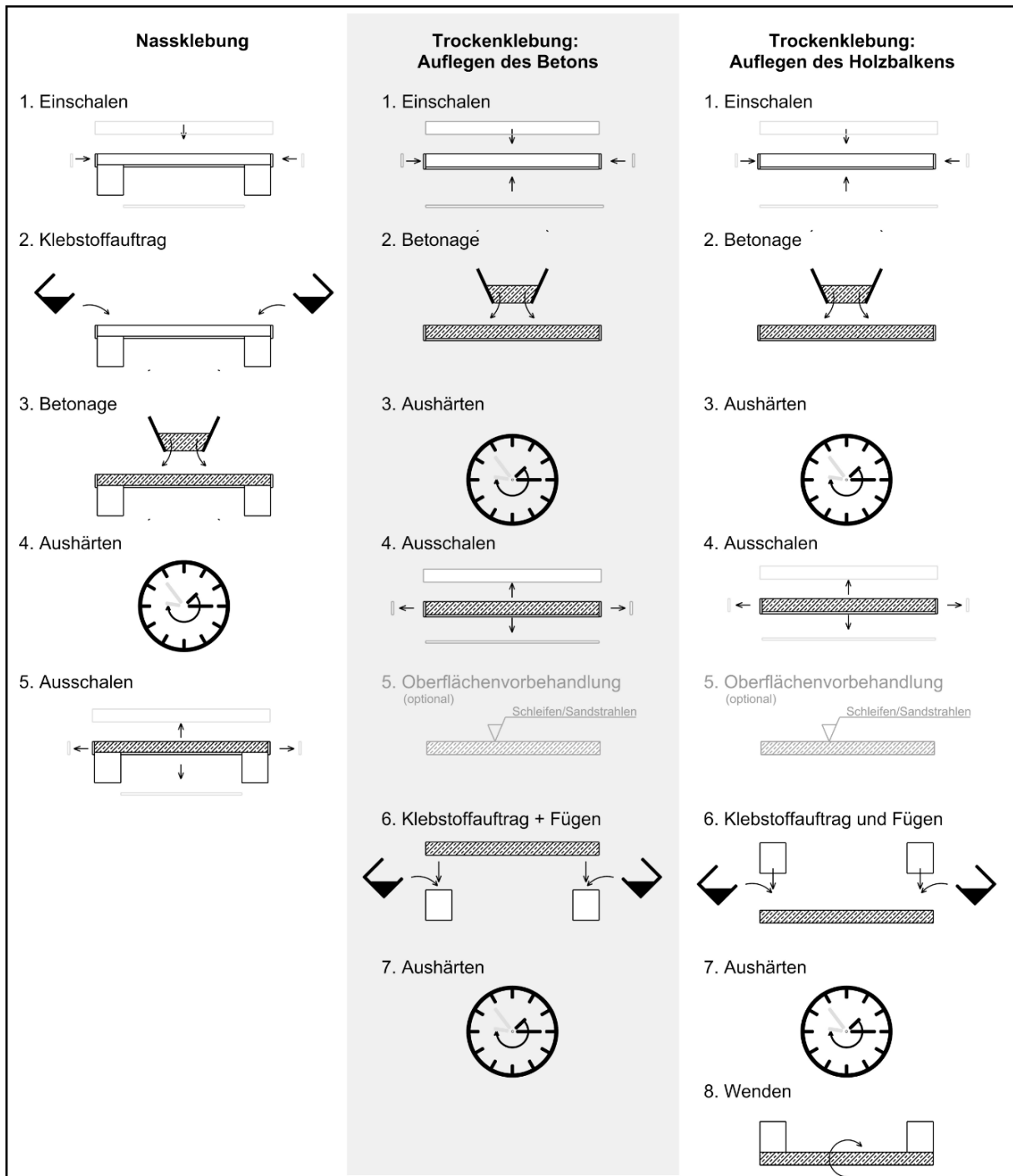


Abbildung 19 Arbeitsschritte bei der Herstellung einer geklebten Holz-Beton-Verbunddecke in Abhängigkeit der Fertigungsmethode

### 5.2.1 Vorbereitung der Fügeteil-Oberflächen

Die Qualität und Dauerhaftigkeit von Klebungen werden im hohen Maße durch die Oberfläche der Füge­teile bei der Verklebung beeinflusst [32] [24]. Im Idealfall ist die zu verklebende Oberfläche vollständig staub- und fettfrei. Wie die bisherige Forschung zu Holz-Beton-Klebungen gezeigt hat, kann die Anhaftung des Klebstoffs an das Holz bei Verwendung von Brettschichtholz ohne Verunreinigungen meist ohne eine aufwändige Vorbereitung gewährleistet werden. Die Beschaffenheit der Betonoberfläche wird hingegen stark durch die vorausgegangenen Schalarbeiten beeinflusst. Neben verschiedenen Schalhäuten sind auf dem Markt eine Vielzahl von Trennmitteln verfügbar. Der Einsatz von Trennmitteln entspricht der Standardmethode im Fertigteilwerk, da sie das Ausschalen erleichtert und die Schalung vor Abnutzung schützt. Trennmittel sind jedoch meist fetthaltig, sodass das Risiko besteht, dass Trennmittelreste die Adhäsion des Klebstoffs an der Betonoberfläche beeinträchtigen.

Eine Vorbereitung der Oberfläche durch Sandstrahlen, Schleifen oder Primern ist denkbar. Insbesondere das Schleifen und Sandstrahlen haben sich in bisherigen Forschungsprojekten bereits als wirksame Vorbereitungsmethode erwiesen, siehe Kapitel 5.1. Allerdings sind diese Schritte in der Produktion mit erhöhtem Aufwand verbunden. Aus diesem Grund wurde innerhalb des Forschungsprojekts der Fokus zunächst auf Klebungen ohne Vorbehandlung der Betonoberfläche gelegt. Als Schalhaut wurde eine Sperrholzplatte mit Filmoberfläche gewählt, wie sie im Betonbau üblich ist. Diese wird im weiteren als Filmschalung bezeichnet. In einer Versuchsreihe wurde in diese Schalung eine leicht raue Struktur-Matrize gelegt. Diese wird hier kurz als Matrizenschalung bezeichnet. Die erzeugte Betonoberfläche weist eine leichte Rauigkeit auf.

In ersten Scherversuchen wurden folgende Varianten untersucht:

- Filmschalung mit mineralölbasiertem Trennmittel (S1)
- Filmschalung mit Schalölemulsion (S2)
- Filmschalung mit Matrize mit gerauer Oberfläche (FM)
- Verklebung der schalungsabgewandten, unbehandelten Plattenoberseite („Luftseite“) (LU)

Diese Varianten eigneten sich alle für die Verklebung. Die Untersuchungen sind in Kapitel 5.5.3 dokumentiert. Einzig die Verklebung der Plattenoberseite erwies sich als problematisch, da lokal große Unebenheiten vorliegen können, die die vollflächige Verklebung erschweren.

Trotz der prinzipiellen Eignung wurde von den Varianten mit Trennmittel Abstand genommen, da die Anwendung von Trennmitteln viele auf die Verklebung wirkende Variablen mit sich bringt. Einerseits existiert eine Vielzahl verschiedener Trennmittel auf dem Markt, sodass eine starke Abhängigkeit von einem speziellen Produkt gegeben ist. Andererseits kann die Auftragsmenge stark variieren und so eine Reproduzierbarkeit insbesondere bei der Fertigung im Werk nicht ohne Weiteres gewährleistet werden. Weiterhin ist unklar welchen Einfluss das fetthaltige Trennmittel auf die Dauerhaftigkeit der Fuge hat. Aus diesen Gründen wurde der Fokus auf die Filmschalung ohne Trennmittel gelegt. Der erhöhte Aufwand beim Ausschalen und die geringere Standzeit der Schalung wurde damit in Kauf genommen. Da die Verunreinigung von Füge­teilen mit Fetten sich generell negativ auf die Adhäsionskräfte einer Klebung auswirken, wurde davon ausgegangen, dass ein Verzicht auf Trennmittel keine Nachteile nach sich zöge [24]. Mit der Matrizenschalung, einer ebenfalls trennmittelfreien Variante, konnten gleichfalls gute Ergebnisse erzielt werden. Diese Variante wurde durch den erhöhten Aufwand und die erhöhten Kosten für die Matrize und deren Einbau in die Schalung verworfen.

Da nach den oben beschriebenen Vorversuchen mit schalglatter Oberfläche im weiteren Projektverlauf vermehrt ein adhäsives Versagen zwischen Beton und Klebstoff auftrat (siehe Kapitel 5.6.3), wurde beschlossen den zeit- und arbeitsaufwändigen Zusatzschritt der Vorbehandlung durch Anschleifen der Betonoberfläche auszuführen. Die Fertigteile wurden mit einer Diamantschleifscheibe angeschliffen, sodass die Betonhaut bis auf den Zuschlag entfernt wurde.



Im Fall der Nassklebung entfällt der Aspekt der Betonoberfläche. Es sollte jedoch darauf geachtet werden, dass der Beton einen möglichst geringen w/z-Wert hat, da viele Epoxidharze empfindlich auf Feuchtigkeit reagieren.

### 5.2.2 Anforderungen an den Klebstoff

Bauteiltoleranzen in Form von Krümmungen und Unebenheiten sind sowohl bei Brettschichtholz als auch bei Betonfertigteilen in gewissem Ausmaß unvermeidbar. Im ungünstigsten Fall weisen die Bauteile entgegengesetzte Verformungen auf, sodass der Klebstoff den entstehenden Spalt ausfüllen muss. Im günstigsten Fall wirkt die Betonplatte durch ihr Eigengewicht und ihre Schlankheit diesem Effekt jedoch entgegen. Unter Berücksichtigung der produktionstechnischen Gegebenheiten wurde die Fugenstärke auf 4 mm festgelegt.

Derartige Fugenstärken und flächige Verklebungen sind aus wirtschaftlichen und prozessualen Gründen nur mit gefüllten Klebstoffen möglich. Das Füllen von Klebstoffen wirkt sich außerdem positiv auf die offene Zeit des Klebstoffs sowie das Schwindverhalten aus. Des Weiteren lassen sich gezielt die gewünschten Verarbeitungseigenschaften einstellen. Allerdings kann das Füllen auch die Adhäsionsfähigkeit herabsetzen [32] [24]. Dies ist insbesondere bei dem Einsatz von Füllstoffen mit hoher spezifischer Oberfläche problematisch. Derart gefüllte Klebstoffe können, je nach Größtkorn des Füllstoffs, auch als Polymermörtel oder Polymerbetone bezeichnet werden.

Die Verklebung von Fertigteilen erfordert eine Viskosität des Klebstoffs, die einerseits einen einfachen und zügigen Auftrag ermöglicht und andererseits ein Wegfließen des Klebstoffs vor und nach dem Fügen verhindert. Eine gute Verarbeitbarkeit ist von besonderer Bedeutung, da die offene Zeit der Klebstoffe bei der Verklebung unbedingt einzuhalten ist und Verzögerungen zu einer mangelhaften Klebung führen. Bei der Durchführung des Projektes wurde zum Auftragen des Klebstoffs ein Mörtelschlitten verwendet. Aufgrund der gewählten Fugendicke wurde eine Zahnung von 8 mm gewählt und die Viskosität der Klebstoffe entsprechend eingestellt.

Im Fall der Nassklebung müssen keine Toleranzen auszugleichen werden, sodass die Dicke der Klebschicht auf ein Minimum reduziert werden kann. Hier wurde eine Dicke von etwa 2 mm gewählt. Die Konsistenz des Klebstoffs ist so einzustellen, dass der Klebstoff steif genug ist, um bei der Betonage nicht durch aufprallenden Beton verdrängt zu werden.

## 5.3 Materialien

Im Folgenden werden die in den Versuchen verwendeten Klebstoffe, Holzwerkstoffe und Betone beschrieben.

### 5.3.1 Klebstoff

In den ersten Scherversuchen wurden lediglich Trockenklebungen untersucht. Die Probekörper wurden mit einem Zwei-Komponenten (2K) Polyurethanklebstoff der Firma Collano sowie dem 2K-Epoxidharzklebstoff Compono der Firma Bennert hergestellt. Compono wird von Bennert zusammen mit Zuschlagstoffen als Polymerbeton zur Sanierung von Holzbalkendecken vertrieben und ist bauaufsichtlich zugelassen. Die Zuschlagmischung der Fa. Bennert enthält ein Größtkorn von 4 mm. Für die Scherversuche erfolgte der Auftrag flächig mit einer Kelle. Da die Konsistenz des Klebstoffs ungeeignet für einen schnelle, großflächigen Auftrag war, wurde die Konsistenz des Klebstoffs später modifiziert, indem andere Zuschlagstoffe eingesetzt wurden. Die Zielstellung bei der Einstellung der Konsistenz war die Verarbeitbarkeit mit einem Mörtelschlitten. Um dieses Ziel zu erreichen wurde Quarzsand mit einem Größtkorn von 0,2 mm sowie Quarzmehl als Füllstoff verwendet. Anfangs wurde zusätzlich ein Thixotropiermittel eingesetzt, auf welches später aus Kostengründen verzichtet wurde.

Auf die Mischungen dieses Klebstoffs wird im Weiteren wie folgt Bezug genommen: C1 für die Mischung vom Hersteller, C2 für die modifizierte Mischung mit Thixotropiermittel, C3 für die modifizierte Mischung ohne Thixotropiermittel. Der Polyurethanklebstoff der Fa. Collano wird mit PU gekennzeichnet.

Während der Projektlaufzeit wurde ein weiterer Klebstoff dem Versuchsprogramm zugefügt. Dieser wurde von der Firma Rampf in Absprache mit der TU Berlin und Brüninghoff speziell für den Fall der Holz-Beton-Verbundklebung entwickelt. Bei dem Klebstoff handelt es sich um einen 2K-Epoxidharzklebstoff mit Zuschlägen mit einem Größtkorn von 1,6 mm. Der entstandene Klebstoff wird im Weiteren als E3 bezeichnet. Tabelle 10 zeigt einen Überblick über die Klebstoffe.

Tabelle 10 Übersicht über die untersuchten Klebstoffe

Bezeichnung in den Versuchsserien	Hersteller	Zusammensetzung	Eigenschaften
PU	Collano	2K-Polyurethanklebstoff, herstellerseitig gefüllt	Feine, zäh fließfähige Paste
C1	Compono (Fa. Bennert)	2K-Epoxidharz mit mineralischen Zuschlägen (Größtkorn 3 mm)	Steife, grobkörnige Mischung
C2	Compono (Fa. Bennert)	2K-Epoxidharz mit feinen mineralischen Zuschlägen (< 0.2 mm) und Thixotropiermittel	Feiner Mörtel, ähnlich einer Spachtelmasse
C3	Compono (Fa. Bennert)	2K-Epoxidharz mit feinen mineralischen Zuschlägen (< 0.2 mm)	Feiner Mörtel, ähnlich einer Spachtelmasse
E3	Rampf	2K-Epoxidharz mit feinen und groben mineralischen Zuschlägen (Größtkorn 1,6 mm)	Mörtelartige Masse

### 5.3.2 Beton

Die Betonierarbeiten fanden zum Teil im Brüninghoff Fertigteilwerk in Heiden und zum Teil an der TU Berlin statt. Bei der Betonage an der TU Berlin wurde stets die Betonrezeptur von Brüninghoff verwendet, allerdings ohne den Einsatz von Betonzusatzmitteln. Der Beton wurde somit stets aus CEM I 42,5 R bei einem w/z-Wert von 0,41 und einem Größtkorn von 16 mm hergestellt. Die angestrebte Festigkeitsklasse war C40/50. Die Festigkeit wurde anhand von Probewürfeln überprüft und nur mit wenigen Ausnahmen in geringem Maße unterschritten.

Die einzige Ausnahme bilden die Biegeversuche in der Variante Nassklebung. Für diese wurde Transportbeton an die TU Berlin bestellt. Hier wurde jedoch ebenfalls ein C40/50 mit CEM I 42,5 R und 16 mm Größtkorn bestellt.

### 5.3.3 Holz

Für die Scherversuche wurde Brettschichtholz GL24h und Vollholz C24 verwendet. Der Wechsel von GL24h auf C24 erfolgte wegen der schwierigen Lieferbedingungen für Bauholz im Jahr 2021.

Die ersten Serien der Schub-Biege-Versuche wurde mit GL30h hergestellt. Im weiteren Projektverlauf wurden weitere Versuchskörper mit GL24c und GL24h hergestellt. Auch hier erfolgte der Wechsel wegen der schwierigen Lieferbedingungen im Jahr 2021. Die Festigkeitsklasse GL30h wurde ursprünglich gewählt, um ein Biegezugversagen im Schub-Biege-Versuch sicher zu vermeiden. Dieses wurde jedoch auch mit GL24h und GL24c nie beobachtet, sodass der Wechsel keine Nachteile nach sich zog.

Die Biegeversuche im Bauteilmaßstab und die Versuche zu abgesetzten Auflagern wurden aus GL24h hergestellt.

### 5.4 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm gliedert sich in kleine Scherversuche, Schub-Biege-Versuche und großformatige Biegeversuche im Maßstab 1:1. Während des Projektverlaufs wurde auf die Ergebnisse und Erfahrungen aus den Versuchen reagiert und das Versuchsprogramm entsprechend angepasst. Dabei wurde das Versuchsprogramm um die Nassklebung, den Klebstoff E3 und das Schleifen der Betonoberfläche erweitert. Der Ablauf der Versuche fand daher nicht zeitlich linear statt. Tabelle 11 zeigt einen Überblick über das gesamte Versuchsprogramm. Die Versuche zu abgesetzten Auflagerkonstruktionen sind hier nicht dargestellt, da sie eine andere Fragestellung verfolgten. Die Versuche sind in Kapitel 5.8 beschrieben.

Tabelle 11 Überblick über das gesamte Versuchsprogramm zu geklebtem Holz-Beton-Verbund (ausgenommen Auflagerversuche)

Serie	Scher-versuche	Schub-Biege-Versuche	Biege-Versuche	Erläuterung der Nomenklatur
TK-C1-S1				Klebtechnik TK ... Trockenklebung NK ... Nassklebung Dritte Stelle: Klebstoff C1 ... Compono Mischung 1 (2K Epoxidharz, GK 4 mm) C3 ... Compono Mischung 3 (2K Epoxidharz, GK 0,2 mm) E3 ... HBV-Klebstoff von Fa. Rampf (2K Epoxidharz, GK 1,6 mm) PU ... 2K Polyurethan Klebstoff von Fa. Collano Vierte Stelle: Oberfläche des Betons (falls zutreffend) FM ... Filmschalung ohne Trennmittel mit Matrize LU ... Plattenoberseite („Luftseite“), unbehandelt S1 ... Filmschalung mit Trennmittel 1 (Schalöl) S2 ... Filmschalung mit Trennmittel 2 (Schalölemulsion) FU ... Filmschalung ohne Trennmittel, unbehandelt FG ... Filmschalung ohne Trennmittel, geschliffen FP ... Filmschalung ohne Trennmittel, mit Primer
TK-PU-S1				
TK-C3-S1				
TK-C1-S2				
TK-PU-S2				
TK-C1-FM				
TK-PU-FM				
TK-C1-LU				
TK-PU-LU				
TK-C3-FU				
TK-E3-FU				
TK-C3-FG				
TK-E3-FG				
TK-C3-FP				
NK-C3				
NK-E3				

### 5.5 Scherversuche

Die kleinformatischen Scherversuche dienen dazu einen geeigneten Klebstoff, eine geeignete Klebstoffkonsistenz sowie eine geeignete Betonoberfläche zu identifizieren. Die Untersuchungen wurden im geeigneten Scherversuch (auch Slip-Block-Versuch) in Anlehnung an DIN EN 408 [21] durchgeführt; den Aufbau zeigt Abbildung 20. Die resultierende Prüfkraft verläuft senkrecht und teilt sich in eine parallel zur Fuge wirkende Kraft sowie eine senkrecht dazu wirkende Druckkraft auf. Die Druckkraft wirkt sich positiv auf die Schubtragfähigkeit der Fuge aus, sodass diese im Vergleich zur tatsächlichen Belastung im Deckenbauteil leicht überschätzt wird.

Die Verbundlänge wurde zu 475 mm gewählt. In späteren Versuchen wurde aufgrund von Lieferproblemen der Versuchsaufbau dahingehend modifiziert, dass quadratische Querschnitte 100x100 mm<sup>2</sup>, verwendet werden konnten. Aus geometrischen Gründen musste damit einhergehend die Verbundlänge auf 392 mm angepasst werden, da sonst die Prüfkraft außermittig auf die Probekörper gewirkt hätte und das Ergebnis verfälscht worden wäre. Die Ergebnisse sind stets auf die Verbundfläche skaliert und geben die in der Fuge beim Bruch vorhandene Schubspannung wieder, sodass eine Vergleichbarkeit zwischen den beiden Aufbauten gewährleistet ist. Die Schubspannung in der Fuge wird nach Gl. 15 ermittelt.

$$\tau = \frac{F}{\cos(14) \cdot b \cdot l} \quad \text{Gl. 15}$$

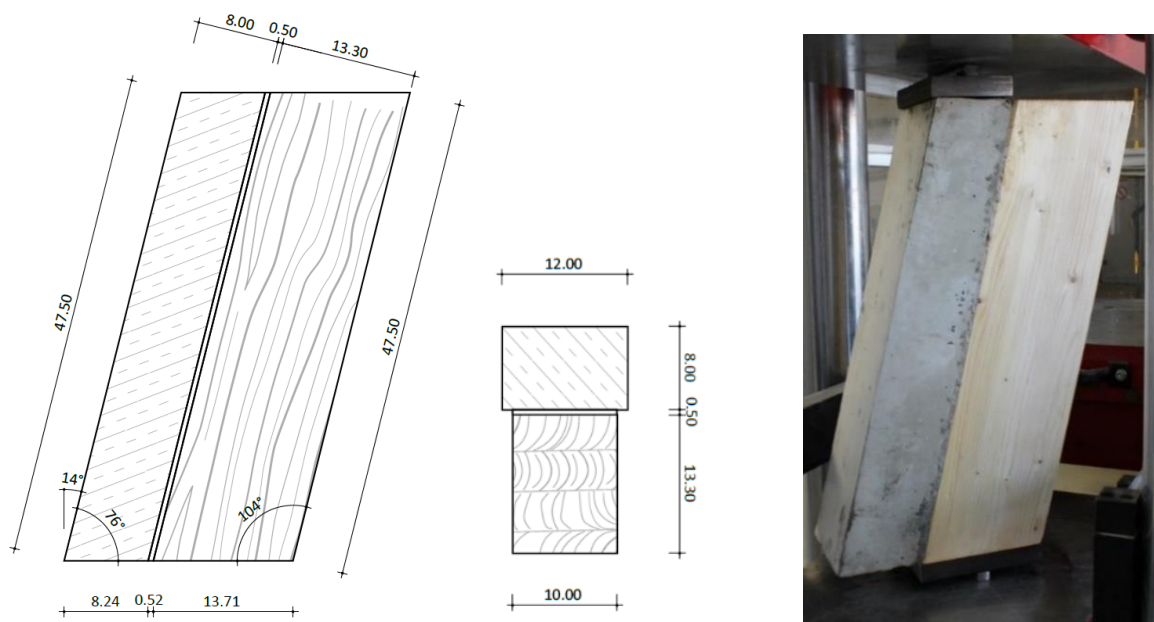


Abbildung 20 Abmessungen der Scherprüfkörper (links) sowie Prüfkörper in der Prüfeinrichtung (rechts)

### 5.5.1 Versuchsprogramm und Herstellung der Probekörper

Wie in Kapitel 5.3.3 beschreiben, wurden die Holzkörper aus Brettschichtholz der Güteklasse GL24h oder C24 hergestellt. Der Beton wurde zum Teil im Fertigteilwerk der Firma Brüninghoff oder an der TU Berlin hergestellt. Die Übersicht über das vollständige Versuchsprogramm mit den zugehörigen Bezeichnungen der Prüfkörper ist in Tabelle 12 aufgeführt. Informationen zu den verwendeten Baustoffen sind der ausführlichen Auflistung aller Probekörper im Zuge der Auswertung zu entnehmen.

Die Verklebung erfolgte stets in den Werkstätten der TU Berlin. Bei den ersten Versuchsserien mit den Klebstoffen C1 und PU wurde zur Sicherstellung der Fugenstärke Schaumstoffdichtband verwendet. Dies war vor allem der Tatsache geschuldet, dass der PU Klebstoff der Fa. Collano recht flüssig war und bei Einsatz punktförmiger Distanzhalter aus der Fuge lief, sodass keine vollflächige Klebung erreicht wurde. Die Schaumstoffbänder wurden seitlich auf die Längsränder der Holzkörper geklebt (Abbildung 21 und Abbildung 22). Durch vorheriges Auflegen der Betonkörper wurde überprüft, dass sich dieses etwa auf etwa 4 mm Höhe zusammendrücken lässt. Auf eine Abdichtung der kurzen Seiten wurde verzichtet, um Luftschlüsse zu vermeiden und den Versuchsaufbau nicht zu beeinflussen. Der Klebstoff wurde anschließend mit einem Spachtel aufgetragen und mit einer Glättkelle abgezogen. Nach Auflegen des Betonfertigteils wurde überschüssiger Klebstoff an den Schmalseiten aus der Fuge gepresst.

Im weiteren Projektverlauf (Klebstoffe C3, E3) wurde der Klebstoff mit einem Zahnspachtel aufgetragen. Da das Schaumstoffband hier hinderlich gewesen wäre und die Klebstoffkonsistenz inzwischen entsprechend

eingestellt wurde, wurden statt der Schaumstoffbänder Distanzplättchen zur Einstellung der Fugenstärke verwendet. Diese wurden an den Rändern der Probekörper vor Auflegen des Betons eingelegt.

Tabelle 12 Gesamtes Versuchsprogramm: Scherversuche

Bezeichnung	Erläuterung der Nomenklatur
SB-TK-C1-FM	Erste Stelle: Versuchsbezeichnung SB ... Slip-Block-Versuch Zweite Stelle: Klebtechnik TK ... Trockenklebung NK ... Nassklebung Dritte Stelle: Klebstoff C1 ... Compono Mischung 1 (2K Epoxidharz, GK 3 mm) C3 ... Compono Mischung 3 (2K Epoxidharz, GK 0,2 mm) E3 ... HBV Klebstoff von Fa. Rampf (2K Epoxidharz, GK 1,6 mm) PU ... 2K Polyurethan Klebstoff von Fa. Collano Vierte Stelle: Oberfläche des Betons (falls zutreffend) FM ... Filmschalung ohne Trennmittel mit Matrize LU ... Schalungsabgewandte Betonseite („Luftseite“), unbehandelt S1 ... Filmschalung mit Trennmittel 1 (Schalöl) S2 ... Filmschalung mit Trennmittel 2 (Schalölemulsion) FU ... Filmschalung ohne Trennmittel, unbehandelt FG ... Filmschalung ohne Trennmittel, geschliffen FP ... Filmschalung ohne Trennmittel, geprimert
SB-TK-C1-LU	
SB-TK-C1-S1	
SB-TK-C1-S2	
SB-TK-PU-FM	
SB-TK-PU-LU	
SB-TK-PU-S1	
SB-TK-PU-S2	
SB-TK-E3-FU	
SB-TK-E3-FG	
SB-TK-C3-S1	
SB-TK-C3-FU	
SB-TK-C3-FG	
SB-TK-C3-FP	
SB-NK-C3	
SB-NK-E3	



Abbildung 21 Auftrag des PU Klebstoffs auf das Holz mit Schaumstoffband gegen Ablaufen des Klebstoffs und als Abstandshalter



Abbildung 22 Herstellung von Probekörpern für die Scherversuche mit dem Klebstoff C1

### 5.5.2 Versuchsdurchführung

Die Prüfungen fanden an einer Toni Zwick Druckprüfmaschine an der TU Berlin statt. Die Proben wurden weggesteuert mit einer Verformung von 0,2 mm/s belastet. Daraus ergibt sich eine Prüfdauer von etwa 10 Minuten, was der Forderung der DIN EN 408 [21] für Scherprüfungen von Holz genügt. Die Prüfkraft wurde über Stahlplatten mit Zentrierleisten über die Stirnseiten der jeweils gegenüberliegenden Verbundpartner Holz und Beton eingeleitet. Abbildung 20 zeigt einen Probekörper in der Versuchseinrichtung.

### 5.5.3 Beobachtungen und Ergebnisse

Die Probekörper versagten in allen Fällen spröde. In den meisten Fällen wurde das Versagen durch ein vorheriges Knacken des Holzes angekündigt. Bei Verklebung der mit Trennmittel geschalteten Fertigteile (S1 und S2) wurde, unabhängig vom Klebstoff, ein Versagen der Fügeiteile, mehrheitlich des Holzes beobachtet (Abbildung 23). Dieses Versagensbild dominierte auch bei der Verwendung der Matrizenschalung (FM). Im Fall der Verklebung der unbehandelten Plattenoberseite (LU) wurde entweder ein Fügeiteilversagen des Holzes oder ein Versagen innerhalb der obersten Zementschicht des Betons beobachtet. Die Probekörper, bei denen eine Filmschalung ohne Trennmittel (FU) zur Herstellung der Fertigteile verwendet wurde, wiesen entweder ein Fügeiteilversagen oder ein gemischtes Versagensbild mit Anteilen von adhäsivem Versagen von über 10 % auf. Ein typisches Bruchbild zeigt Abbildung 26. Das Versagen des Betons erfolgte innerhalb dieser Serien in der Regel sehr nah an der Klebschicht, sodass lediglich eine dünne Zementschicht an der Klebschicht verblieb. Im Allgemeinen ist das Versagensbild geprägt von adhäsivem Versagen gemischt mit einem Versagen innerhalb der ersten Zementschicht des Betons. Dabei ist nicht entscheidend, welcher Klebstoff verwendet wurde. Ein vorheriges Primern der Betonoberfläche (FP) führte in Hinblick auf das Versagensbild nur geringfügig zu einer Verbesserung: Die Bruchflächen versagten weiterhin sehr nah an der Fuge innerhalb der ersten Zementschicht. Lediglich der Anteil rein adhäsiver Bruchflächen sank. Probekörper mit geschliffenen Betonfertigteilen wiesen fast ausschließlich einen Bruch der Fügeiteile auf. Mehrheitlich verlief die Bruchfläche dabei durch die Gesteinskörnung der Betonmatrix (Abbildung 25). Ein Anteil adhäsiven Versagens von über 10% wurde nur in einem Fall beobachtet. Die nassgeklebten Probekörper versagten nahezu ausschließlich durch ein Fügeiteilversagen des Holzes. Allerdings wurden bei Verwendung des Klebstoffs C3 weiße Ausblühungen an der Grenzschicht zwischen Klebstoff und Beton beobachtet (Abbildung 28). Es wird vermutet, dass es sich dabei um eine Reaktion zwischen Wasser und Epoxidharz handelt. Bei der Verwendung des Klebstoffs E3 trat dieser Effekt nicht auf, wie Abbildung 29 zeigt.



Abbildung 23 Typisches Versagensbild bei Holzversagen  
( $SF_t > 80\%$  |  $AF < 10\%$ )



Abbildung 24 Gemischtes Versagen mit Anteilen von Holz- und Beton  
( $SF_t > 20-80\%$  |  $SF_c > 20-80\%$  |  $AF < 10\%$ )



Abbildung 25 Typisches Versagensbild bei vorwiegend Betonversagen  
( $SF_c > 80\%$  |  $AF < 10\%$ )



Abbildung 26 Gemischtes Versagen mit Anteilen von Holz-, Beton- und adhäsivem Versagen  
( $SF_t < 90\%$  |  $SF_c < 90\%$  |  $AF 10-50\%$ )





Abbildung 27 Typisches Versagensbild bei vorwiegendem Adhäsionsversagen (AF &gt; 50)



Abbildung 28 Ausblühungen an der Grenzschicht der zwischen Klebstoff C3 und Beton bei der Nassklebung

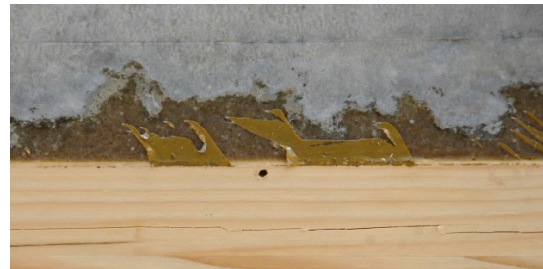


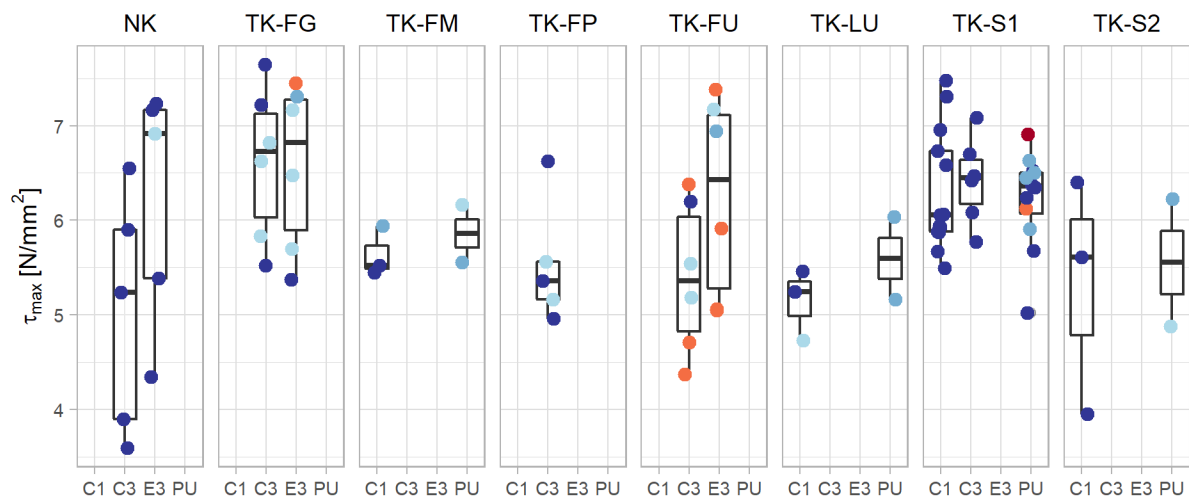
Abbildung 29 Nassklebung von Klebstoff E3 ohne Ausblühungen

Zur besseren Vergleichbarkeit der Serien wird für die verschiedenen Versagensmodi eine Nomenklatur sowie verschiedene Kategorien eingeführt. Die Versagensmodi werden angelehnt an EN ISO 10365 [33] benannt. Ein Versagen eines der Fügeiteile (substrate failure) wird mit der Abkürzung „SF“ gekennzeichnet. Der darauffolgende, tiefgestellte Buchstabe bezeichnet das versagte Fügeiteil. Dabei steht „t“ (timber) für Holz und „c“ (concrete) für Beton. Ein adhäsives Versagen wird mit „AF“ (adhesive failure) gekennzeichnet. Da häufig ein gemischtes Versagen auftrat, werden neben den Versagensmodi deren flächenmäßige Anteile prozentual angegeben.

Zur einfacheren Vergleichbarkeit der Serien, werden die Versagensmodi in verschiedene Kategorien und Fälle unterteilt. In der ersten Kategorie sind die Probekörper hauptsächlich in den Fügeiteilen versagt. Innerhalb dieser Kategorie werden drei Fälle unterschieden. In den ersten beiden Fällen dominiert eines der Fügeiteile das Bruchbild mit einem flächenmäßigen Anteil von über 80 %. Der Anteil von Adhäsionsversagen liegt dabei stets unter 10 %. Im dritten Fall versagten flächenmäßig vorwiegend die Fügeiteile (AF < 10 %), jedoch sind die flächenmäßigen Anteile der Fügeiteile in den Bruchbildern recht ausgewogen. Jeder Verbundpartner besitzt einen Flächenanteil von mindestens 20 %. In der zweiten Kategorie liegen nennenswerte Anteile von adhäsivem Versagen vor. Dabei werden zwei Fälle unterschieden. Im ersten Fall liegt der Anteil adhäsiven Versagens zwischen 10 und 30 % und im zweiten Fall über 50 %. Die verbleibenden Anteile verteilen sich in diesen Fällen auf die beiden Fügeiteile. Beispiele für die Versagensbilder finden sich in den Abbildung 23 bis Abbildung 27. Da die Fügeiteile beim Bruch nicht immer getrennt wurden, mussten sie zum Teil nachträglich getrennt werden, um die Bruchflächen zu beurteilen. Es ist nicht auszuschließen, dass das Bruchbild dadurch verfälscht wird.

Infolge der fertigungsbedingt unterschiedlichen Klebfugenflächen wurden die Bruchlasten auf die vorhandene Klebfugenfläche bezogen und als Spannung angegeben (siehe Gl. 15). Die Schubspannungen bei Bruch liegen zwischen  $3,6 \text{ N/mm}^2$  und  $7,6 \text{ N/mm}^2$ . Sie sind in Abbildung 30 unter Einbeziehung der oben erläuterten Versagenskategorien dargestellt. Sie finden sich außerdem in der Tabelle 14 am Ende des Kapitels. Die Boxplots zeigen, dass die Bruchspannungen insgesamt stark streuen. Die mittleren Bruchspannungen der Probekörper nach Versagensmodus gruppiert liegen zwischen  $5,8$  und  $6,2 \text{ N/mm}^2$  und unterscheiden sich somit kaum voneinander. Sie sind in Tabelle 13 zusammen mit den 5 %-Quantilen nach DIN EN 14358 [34] für Holz bzw. DIN EN 1990 D.7.2 [35] für Beton wiedergegeben. Der Versagensmodus mit > 50 % Adhäsionsversagen wird dabei ausgeschlossen, da zu wenige Werte vorliegen, um aussagekräftige statistische Werte abzuleiten.





**Versagen**

- SF<sub>t</sub> > 80% | AF < 10%
- SF<sub>c</sub> > 80% | AF < 10%
- SF<sub>t</sub> 20-80% | SF<sub>c</sub> 20-80% | AF < 10%
- SF<sub>t</sub> < 90% | SF<sub>c</sub> < 90% | AF 10-50%
- SF<sub>t</sub> < 50% | SF<sub>c</sub> < 50% | AF > 50%

Abbildung 30 Bruchspannungen der Scherversuche nach Oberflächenbehandlung, Klebtechnik und Versagensmodus getrennt (NK = Nassklebung, TK= Trockenklebung, FG=geschliffen, FM= Matrizenschalung, FP = Filmschalung mit Primer, FU= Filmschalung unbehandelt, LU = Luftseite unbehandelt, S1 = Schalöl, S2 = Schalölemulsion)

Die aus den Versuchen abgeleiteten charakteristischen Schubfestigkeiten der Fügeiteile stimmen gut mit den theoretischen Rechenwerten überein. Entsprechend des Mohr-Coulomb'schen Spannungskreis ergibt sich im Scherversuch eine Scherfestigkeit von Beton von 6,3 N/mm<sup>2</sup> für die angestrebte Betongüte von C40/50. Allerdings wurde diese entsprechend den Würfelprüfungen meist übertroffen, sodass 6,3 N/mm<sup>2</sup> als Mindestschubfestigkeit des Betons angesehen werden kann. Die Scherfestigkeiten der verwendeten Holzprodukte GL24h und C24 betragen 3,5 N/mm<sup>2</sup> bzw. 4,0 N/mm<sup>2</sup> (nach DIN EN 14080 [36] bzw. DIN EN 338 [37]), sodass auch hier eine gute Übereinstimmung erreicht wird.

Tabelle 13 Bruchspannungen nach Versagensmodus sowie entsprechende theoretische Materialfestigkeiten

Versagensmodus	Mittlere Bruchspannung	Standardabweichung	Variationskoeffizient	5 %-Quantilwert
	[N/mm ]	[N/mm ]	[-]	[N/mm ]
SF <sub>t</sub> > 80 %   AF < 10 %	6,0	0,9	0,15	4,4
SF <sub>c</sub> > 80 %   AF < 10 %	6,2	0,6	0,09	6,2
SF <sub>t</sub> 20-80 %   SF <sub>c</sub> 20-80 %   AF < 10 %	6,0	0,8	0,14	-
SF <sub>t</sub> < 90 %   SF <sub>c</sub> < 90 %   AF 10-50 %	5,8	1,1	0,19	-
SF <sub>t</sub> < 50 %   SF <sub>c</sub> < 50 %   AF > 50 %	-	-	-	-

Da die Probekörper mehrheitlich in den Fügeiteilen versagten, ist es nicht möglich einen Einfluss von Klebstoff und Betonoberfläche auf die Verbundfestigkeit abzuleiten. Aufgrund der Versuchsergebnisse kann weder ausgeschlossen noch bewiesen werden, dass Probekörper, die in den Fügeiteilen versagten, bei höheren Fügeiteilfestigkeiten nicht adhäsiv versagt wären. Die Bewertung der Klebstoffe und der Betonoberfläche erfolgt daher vor allem anhand der beobachteten Versagensmodi und der Verarbeitbarkeit. Da die geschilderten Versuche zum Teil parallel zu den weiteren Schub-Biege-Versuchen durchgeführt wurden,

werden in den folgenden Schub-Biege-Versuchen auch Varianten untersucht, die in den Scherversuchen keine guten Ergebnisse erzielten. Die folgenden Absätze schildern das Vorgehen bei der Versuchsdurchführung.

Da in den ersten Versuchen mit den Oberflächen mit Schalöl (S1 und S2) und der Matrizenschalung (FM) positive Ergebnisse erzielt wurden, wurde beschlossen in den weiteren Schub-Biege-Versuchen (Kapitel 5.6) eine unbehandelte, schalglatte Oberfläche (FU) zu untersuchen. Die Entscheidung für diese neue, bislang nicht untersuchte Variante, stützte sich auf die zwei Überlegungen. Einerseits konnte nicht ausgeschlossen werden, dass sich das Trennmittel langfristig ungünstig auf den Verbund auswirken könnte. Andererseits wurde angenommen, dass die schalglatten, mit Trennmittel geschalteten Oberflächen den ungünstigsten Fall für den Verbund darstellen und dass sich eine trennmittelfreie Oberfläche eher positiv auswirken sollte. Diese Annahme schien außerdem durch die positiven Ergebnisse mit der Matrizenoberfläche (FM) bestärkt, da diese ebenfalls ohne Schalöl hergestellt wurde und gute Ergebnisse erzielte.

Im Zuge der Schub-Biege-Versuche zeigte sich, dass die Verklebung von schalglatten Betonoberflächen ohne Trennmittel (FU) entgegen den Erwartungen zu einer Verschlechterung gegenüber den Varianten mit Schalöl (S1 und S2) oder Matrizenschalung (FM) führte. Auch das Primern der schalglatten Oberfläche ohne Trennmittel führte in Hinblick auf den Versagensmodus zu keiner deutlichen Verbesserung. Die parallel durchgeführten Scherversuche, die in diesem Kapitel geschildert werden, bestätigen diese Beobachtungen.

Die unbehandelte und die geprimerte Oberfläche (FU und FP) wurden in Kombination mit dem Klebstoff C3, geprüft und die Varianten mit Schalöl oder Matrizenschalung (S1, S2, FM) mit Klebstoff C1. Um zu untersuchen, ob der Klebstoff C3 oder die Oberfläche FU und FP das adhäsive Versagen begünstigen, wurden Scherversuche mit dem Klebstoff C3 und der Oberfläche mit Trennmittel S1 durchgeführt. Die Probekörper dieser Serie versagten stets im Holz und erreichten im Mittel höhere Bruchspannungen als die Serie mit Schalöl (S1) und Klebstoff C1. Daher wird davon ausgegangen, dass die schalglatte, unbehandelte Betonoberfläche (FU) die Ursache für das adhäsive Versagen ist.

Aufgrund des vermehrt auftretenden Versagens in der oberen Zementschicht und dem erhöhten Anteil adhäsiven Versagens bei unbehandelten Oberflächen wurde die geschliffene Variante in das Versuchsprogramm aufgenommen. Die geschliffene Oberfläche ist zwar aufwändig in der Herstellung und mit Lärm- und Staubbelastung verbunden, bietet jedoch in Hinblick auf die Anwendung in der Praxis die beste Reproduzierbarkeit und Sicherheit. Ferner wurde der Klebstoff E3 in das Versuchsprogramm aufgenommen. Dieser wurde von der Firma Rampf in Absprache mit der TU Berlin und Brüninghoff speziell für den Fall der Holz-Beton-Verbundklebung entwickelt, da die Verarbeitungseigenschaften der bisher verwendeten Klebstoffe noch als verbesserungsfähig angesehen wurden. Mit diesem Klebstoff wurden Scherversuche in Kombination mit unbehandelten und geschliffenen Betonoberflächen durchgeführt. Die Bruchbilder und Bruchlasten der Versuche mit Klebstoff E3 zeigen eine gute Übereinstimmung mit denen der Versuche mit C3. Dies bestärkt die Annahme, dass die Betonoberfläche ursächlich für die unterschiedlichen Versagensbilder ist. Zusammenfassend erwiesen sich alle Klebstoffe als geeignet für die Verklebung, jedoch sind in Hinblick auf die Verarbeitbarkeit die Klebstoffe E3 und C3 am besten geeignet. Andere Klebstoffe waren entweder zu steif (C1) oder zu fließfähig (PU). Die mit Schalöl geschalteten Oberflächen zeigen sich als geeignet, jedoch bleibt offen, ob das Trennmittel langfristige Auswirkungen auf den Verbund hat. Die unbehandelte Betonoberfläche ohne Trennmittel (FU) erweist sich als problematisch für die Verklebung, auch bei Verwendung von einem Primer (FP). Die positiven Ergebnisse mit der trennmittelfreien Variante mit Matrizenschalung (FM) deutet jedoch daraufhin, dass trennmittelfreie Varianten sich unter bestimmten Bedingungen für die Verklebung eignen. Dafür sprechen die Untersuchungen von Mérono et al. [30], bei denen positive Ergebnisse an schalglatten, trennmittelfreien Betonoberflächen und negative Ergebnisse an schalglatten, mit Trennmittel geschalteten Betonoberflächen erzielten. Diese Diskrepanz zu den hier geschilderten Versuchen ist möglicherweise auf die Verwendung andersartiger Trennmittel oder Klebstoffe zurückzuführen. Es kommen jedoch auch andere Faktoren, wie beispielsweise die Betonrezeptur, die Verwendung von Betonzusatzmitteln oder die Güte der Schalplatten in Betracht. Dies deutet daraufhin, dass die erfolgreiche und sichere Verklebung schalglatter Betonoberflächen nur unter Einhaltung bestimmter, noch unbekannter, Randbedingungen durchgeführt werden kann. Unter diesen Gesichtspunkten verspricht die geschliffene Variante eine größere

Robustheit als die schalglatten Varianten. Dies zeigen auch die positiven Ergebnisse bisheriger Forschungsarbeiten mit geschliffenen Betonoberflächen.

Tabelle 14 Ergebnisse der Scherversuche: Bruchspannungen, Versagensmodi (SF<sub>t</sub> = Holzversagen, SF<sub>c</sub> = Betonversagen, AF = Adhäsionsversagen (>80 %), CSF<sub>c</sub> = Betonversagen in der obersten Zementschicht des Betons, M1 = gemischtes Versagen mit max. 30% Adhäsionsversagen, M2 = gemischtes Versagen mit mehr als 30% Adhäsionsversagen) sowie Angaben zu den Materialien (TU=TU Berlin, BR = Brüninghoff)

Serie	n	$\tau_{max}$	Versagen	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Holzcharge	Betonarbeiten
[-]	[-]	[N/mm ]	[-]	[N/mm ]	[N/mm ]	[%]	[-]	[-]
SB-NK-C3	1	6,55	SF[t] > 80% / AF < 10%	5,03	1,27	25,24	SB2	TU
	2	3,9	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB2	TU
	3	3,59	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB2	TU
	4	5,9	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB2	TU
	5	5,24	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB2	TU
SB-NK-E3	1	4,35	SF[t] > 80% / AF < 10%	6,21	1,29	20,71	SB2	TU
	2	5,39	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB2	TU
	3	7,16	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB2	TU
	4	7,24	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB2	TU
	5	6,92	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB4	TU
SB-TK-C1-FM	1	5,52	SF[t] > 80% / AF < 10%	5,64	0,27	4,73	SB1	BR
	2	5,45	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	3	5,94	SF[c] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
SB-TK-C1-LU	1	5,46	SF[t] > 80% / AF < 10%	5,15	0,38	7,29	SB1	BR
	2	4,73	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB1	BR
	3	5,24	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
SB-TK-C1-S1	1	5,92	SF[t] > 80% / AF < 10%	6,3	0,64	10,13	SB1	BR
	10	5,87	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	11	6,06	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	12	6,96	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	13	6,58	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	2	5,88	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR

	3	6,73	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	4	6,05	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	5	7,48	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	6	5,5	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	7	5,94	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	8	7,31	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	9	5,67	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
SB-TK-C1-S2	1	5,61	SF[t] > 80% / AF < 10%	5,32	1,25	23,52	SB1	BR
	2	3,95	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	3	6,4	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
SB-TK-C3-FG	1	6,82	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%	6,61	0,81	12,27	SB5	BR
	2	5,83	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB5	BR
	3	6,63	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB5	BR
	4	5,52	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB5	BR
	5	7,65	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB5	BR
	6	7,22	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB5	BR
SB-TK-C3-FP	1	4,96	SF[t] > 80% / AF < 10%	5,54	0,65	11,73	SB2	TU
	2	5,36	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB2	TU
	3	5,16	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB2	TU
	4	5,57	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB2	TU
	5	6,62	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB2	TU
SB-TK-C3-FU	1	6,38	SF[t] < 90% / SF[c] < 90% / AF 10-50%	5,4	0,8	14,84	SB5	BR
	2	5,18	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB5	BR

	3	4,71	SF[t] < 90% / SF[c] < 90% / AF 10-50%				SB5	BR
	4	6,2	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB5	BR
	5	5,54	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB5	BR
	6	4,37	SF[t] < 90% / SF[c] < 90% / AF 10-50%				SB5	BR
SB-TK-C3-S1	1	6,42	SF[t] > 80% / AF < 10%	6,42	0,46	7,17	SB1	BR
	2	7,09	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	3	6,08	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	4	5,77	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	5	6,47	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	6	6,7	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
SB-TK-E3-FG	1	7,17	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%	6,58	0,88	13,39	SB5	BR
	2	5,38	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB5	BR
	3	7,31	SF[c] > 80% / AF < 10%				SB5	BR
	4	6,48	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB5	BR
	5	5,7	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB5	BR
	6	7,45	SF[t] < 90% / SF[c] < 90% / AF 10-50%				SB5	BR
SB-TK-E3-FU	1	6,94	SF[c] > 80% / AF < 10%	6,25	1,06	16,9	SB5	BR
	2	5,91	SF[t] < 90% / SF[c] < 90% / AF 10-50%				SB5	BR
	3	5,05	SF[t] < 90% / SF[c] < 90% / AF 10-50%				SB5	BR
	4	7,38	SF[t] < 90% / SF[c] < 90% / AF 10-50%				SB5	BR

	5	7,17	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%				SB5	BR
	6	5,06	SF[t] < 90% / SF[c] < 90% / AF 10-50%				SB5	BR
SB-TK-PU-FM	1	6,16	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%	5,86	0,43	7,3	SB1	BR
	2	5,56	SF[c] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
SB-TK-PU-LU	1	5,16	SF[c] > 80% / AF < 10%	5,6	0,62	11,03	SB1	BR
	2	6,03	SF[c] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
SB-TK-PU-S1	1	6,45	SF[c] > 80% / AF < 10%	6,23	0,5	8,03	SB1	BR
	10	6,24	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	11	5,02	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	12	6,91	SF[t] < 50% / SF[c] < 50% / AF > 50%				SB1	BR
	2	6,5	SF[c] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	3	6,13	SF[t] < 90% / SF[c] < 90% / AF 10-50%				SB1	BR
	4	5,68	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	5	6,52	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	6	6,35	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	7	5,91	SF[c] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
	8	6,38	SF[t] > 80% / AF < 10%				SB1	BR
9	6,63	SF[c] > 80% / AF < 10%	SB1	BR				
SB-TK-PU-S2	1	4,88	SF[t] 20-80% / SF[c] 20-80% / AF < 10%	5,55	0,95	17,09	SB1	BR
	2	6,22	SF[c] > 80% / AF < 10%				SB1	BR

## 5.6 Schub-Biege-Versuche

Bei den Schub-Biege-Versuchen handelt es sich um 3-Punkt-Biegeversuche mit einer geringen Spannweite. So wird eine hohe Schubbelastung in der Fuge zwischen dem Auflager und der Auflast erzeugt. Dies kommt der Belastung der Fuge im Bauwerk näher als es bei den Scherversuchen der Fall ist, da der Querdruck in der Fuge reduziert ist. Die Tragfähigkeit der Fuge in einem Biegeträger wird daher realistischer eingeschätzt.

Da das Versagen gezielt in der Verbundfuge auftreten sollte, wurde die Verbundfläche zwischen Holz und Beton auf eine Breite von 80 mm reduziert. Das Holz seitlich der Verklebung wurde auf eine Tiefe von etwa 30 mm eingefräst, um ein Mittragen der nicht verklebten Bereiche zu verhindern. Da entsprechend den vorherigen Berechnungen an Finite-Elemente-Modellen (FE-Modellen) die maximale Schubspannung in den Fugen in den Drittelpunkten der Balken erwartet wurden, wurden die Probekörper nicht über die ganze Länge geschwächt. An den Enden der Balken wurde der Querschnitt nicht eingefräst und stattdessen Verstärkungslaschen aus Furniersperrholzplatten aufgeklebt, um ein Schubversagen am Auflager sicher zu vermeiden. Die Probekörper sind in Abbildung 31 dargestellt. Die Betonkörper waren jeweils mit 4 Bewehrungsseisen mit einem Durchmesser von 10 mm bewehrt, um ein Brechen des Betons in der Prüfmaschine zu verhindern. Die Bewehrung wurde so positioniert, dass die Fuge nicht durch Abstandhalter gestört wurde. Der horizontale Verschiebung zwischen den Verbundpartnern wurde durch induktive Wegaufnehmer (IWA) an beiden Hirnenden gemessen. In Feldmitte wurden die Durchbiegung  $w$  mithilfe eines Drehpotentiometers (DP) und die Dehnung an der Holzunterseite mit einem Dehnmessstreifen (DMS) gemessen. Tabelle 15 zeigt eine Übersicht über das komplette Versuchsprogramm.

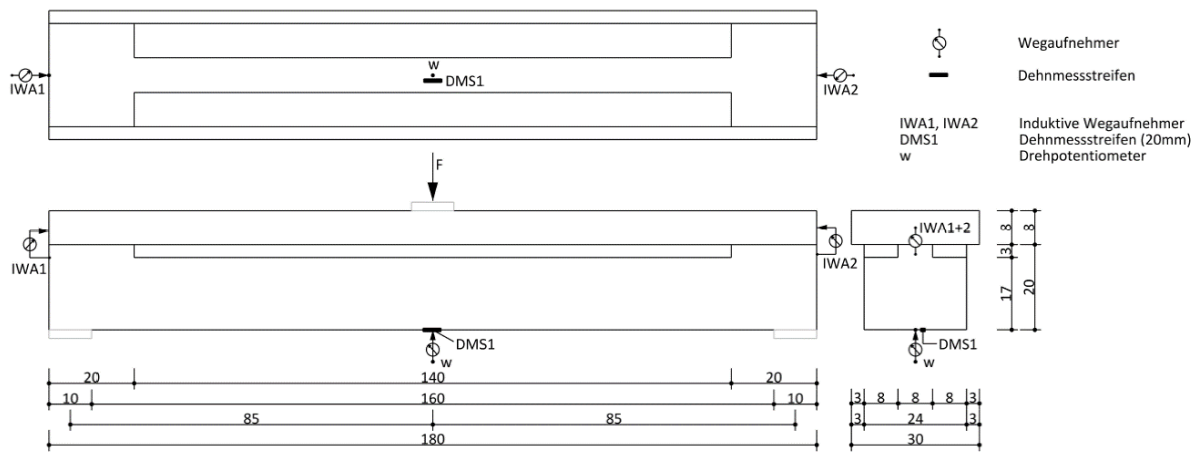


Abbildung 31 Aufbau der Schub-Biege-Versuche sowie Übersicht über die Messstellen

Tabelle 15 Übersicht über das Versuchsprogramm Schub-Biege-Versuche

Serie	Klebstoff	Methode	Betonoberfläche	n	Herstellung	Holzfestigkeitsklasse
SBB-TK-C3-FU	C3	Trockenklebung	Filmschalung, unbehandelt	11	PK 1-6, 10, 11 Brüninghoff	PK1-6 GL30h Lamellen liegend
					PK 7-9 TU Berlin	PK 7-9,10,11 GL24c Lamellen stehend
SBB-TK-C3-FP	C3	Trockenklebung	Filmschalung, Primer	3	TU Berlin	GL24c Lamellen stehend
SBB-TK-C3-FG	C3	Trockenklebung	Filmschalung, geschliffen	3	TU Berlin	GL24h Lamellen stehend
SBB-NK-C3	C3	Nassklebung	-	6	Brüninghoff	GL30h Lamellen liegend
SBB-TK-E3-FG	E3	Trockenklebung	Filmschalung, geschliffen	3	TU Berlin	GL24h Lamellen stehend
SBB-NK-E3	E3	Nassklebung	-	3	TU Berlin	GL24c Lamellen stehend

### 5.6.1 Herstellung der Probekörper

Zum Einsatz kamen die Klebstoffe C3 und E3 für sowohl die Nass- als auch die Trockenklebung. Die Betonfertigteile wurden stets ohne Trennmittel in Filmschalungsplatten hergestellt. Die Oberflächen unterschieden sich durch die Art der Vorbehandlung. Neben einer unbehandelten Betonoberfläche (FU) wurde eine geschliffene Variante (FG) und für den Klebstoff C3 auch eine geprimerte Variante (FP) untersucht.

Zunächst wurden die Probekörper der Serie SBB-NK-C3 und der Serie SBB-TK-C3-FU (Probekörper 1-6,10,11) im Fertigteilwerk von Brüninghoff in Heiden betoniert und verklebt. Nachdem die Probekörper nach Berlin geliefert wurden, lagerten sie aufgrund von Maschinenbelegungen ca. 2 Monate in der Peter-Behrens-Halle der TU Berlin. Am Ende der 2 Monate wurden Schäden an den Prüfkörpern, insbesondere den Trockenklebungen, entdeckt. Dabei handelte es sich um Spalte in der Verbundfuge zwischen Klebstoff und Beton, die sich von den Enden aus bis maximal 30 cm tief in Richtung Mitte der Körper erstreckten. In einigen Fällen waren die Spalte mehrere Millimeter breit, in anderen Fällen weniger als einen Millimeter. Die nassgeklebten Probekörper wiesen feine Risse in Fugennähe oder direkt oberhalb der Klebung beobachtet. Durch die Verzahnung von Klebstoff und Beton bei der Nassklebung waren hier jedoch keine klaren Spalte wie bei der Trockenklebung sichtbar. Eine Betrachtung zu möglichen Ursachen dieser Schäden erfolgt im Zuge der Versuchsauswertung in Abschnitt 5.6.3. Alle weiteren Versuche wurden an der TU Berlin betoniert und verklebt. Die Klebung fand in diesem Fall in der Peter-Behrens-Halle statt, wo auch die Prüfungen durchgeführt wurden.

Für die Herstellung der Serien SBB-TK-C3-FU wurde die Betonplatte ohne weitere Vorbereitung mit dem Holz verklebt. Im Fall der Reihe SBB-TK-C3-FP wurde der Beton vor der Klebung mit Primer bestrichen. Bei diesem handelte es sich um das ungefüllte Harz-Härter-Gemisch Compono, welches auch im Klebstoff C3 enthalten ist. Für die Serie SBB-TK-E3-FG wurde der Beton geschliffen und der Schleifstaub entfernt.

Bei den Trockenklebungen wurde der Klebstoff stets mit einer Zahntraufel mit 8 mm Zahnung aufgetragen (Abbildung 32) und bei der Nassklebung flächig verteilt (Abbildung 33). Bei der Nassklebung wurde der Beton mit einem Innenrüttler vorsichtig so verdichtet, dass er nicht in Kontakt mit der Klebschicht kam.



Abbildung 32 Holz balken mit Klebstoff vor Auflegen des Betonfertigteils (hier Prüfserie SBB-TK-E3-FG)

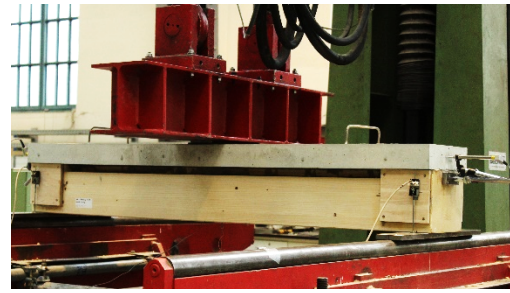
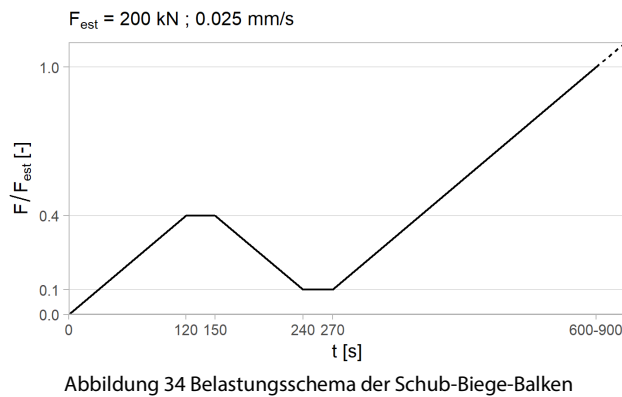


Abbildung 33 Betonage bei der Nassklebung (hier SBB-NK-E3)

### 5.6.2 Versuchsdurchführung

Die Versuche fanden an der Plattenbiegemaschine des Herstellers Form+Test Seidner (Baujahr 1983, max. Prüflast 400 kN) an der Technischen Universität Berlin statt, siehe Abbildung 35. Die Probekörper wurden einer Belastung angelehnt an DIN EN 26891 [22] ausgesetzt. Dabei wird der Probekörper bis zu 40 % der geschätzten Bruchlast belastet, anschließend bis auf 10 % der geschätzten Bruchlast entlastet und schließlich bis zum Bruch belastet, siehe Abbildung 34. Die Bruchlast wurde auf 200 kN geschätzt. Die Belastung erfolgte weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,025 mm/s. Die Körper waren gelenkig gelagert und die Lasten am Auflager sowie am Prüfzylinder über 1 cm dicke Stahlbleche eingeleitet. Zwischen das Stahlblech und den Beton wurde ein 1 cm dickes Elastomer gelegt. Die Instrumentierung ist in Kapitel 5.6 beschrieben und in Abbildung 31 dargestellt.





### 5.6.3 Beobachtungen und Ergebnisse

Bei den Versuchen wurden verschiedene Versagensmodi beobachtet. Wie bereits für die Scherversuche (Kapitel 5.5.3) bezeichnet „ $SF_t$ “ ein Fügeteilversagen des Holzes (siehe Abbildung 38) und „ $AF$ “ ein Adhäsionsversagen (siehe Abbildung 37 und Abbildung 36). Ein Fügeteilversagen des Betons wird mit „ $SF_c$ “ bezeichnet und ist in Abbildung 41 sichtbar. In den meisten Fällen brachen die Probekörper nicht entlang der Fuge in zwei Teile. Da ein Öffnen der Probekörper oft nur unter großer Krafteinwirkung, die das Bruchbild verfälschen kann, möglich war, werden die Bruchbilder durch die äußerlich sichtbaren Risse beurteilt oder durch die im Spalt zwischen den Bauteilen sichtbare Fläche. Bei einigen Probekörpern trat ein Holzversagen zusammen mit Rissen zwischen Fuge und Beton auf, siehe Abbildung 39. Dabei konnte meist nicht geklärt werden, ob es sich um ein Betonversagen oder Adhäsionsversagen oder Mischung von beiden handelte. Auch die zeitliche Reihenfolge, in der die Schäden auftraten, konnte nicht geklärt werden. Dieser Versagensmodus wird mit „ $SF_t^*$ “ gekennzeichnet. Traten zwei eindeutig identifizierbare Versagensmodi gleichzeitig auf, werden beide Bezeichnungen genannt.





Abbildung 40 Weiße Ausblühungen an mit C3 nassgeklebten Probekörpern



Abbildung 41 Oberflächennahes Fügeiteilveragen im Beton mit Anteilen von Adhäsionsversagen (am Beispiel einer Probe aus Serie SBB-TK-C3-FP)

Etwa jeweils die Hälfte der mit C3 trocken- oder nassgeklebten Probekörper (SBB-TK-C3-FU Proben 1-6 und SBB-NK-C3 Proben 1-6), die bei Brüninghoff gefertigt und an der TU Berlin zwischengelagert worden waren wiesen deutliche Schäden an der Verbundfuge in Form von Rissen auf. Bei den trockengeklebten Probekörpern lag an den Enden ein glatter Riss zwischen Beton und Fuge vor, während bei den nassgeklebten durch die Verzahnung von Beton und Klebschicht kein glatter Riss zu sehen war. Die jeweils andere Hälfte der Probekörper war entweder weniger deutlich oder gar nicht geschädigt. Zwei zusätzliche Probekörper für Vorversuche (SBB-TK-C3-FU Proben 10 und 11) waren ebenfalls nicht geschädigt.

Die Probekörper mit deutlichen Schäden versagten nahezu alle unterhalb von 50 % der geschätzten Bruchlast durch ein adhäsives Versagen an der Grenzfläche von Klebstoff und Beton (siehe Abbildung 37). Lediglich eine der nassgeklebten, vorgeschädigten Proben versagte im Holz. Dabei fielen die Lasten der trockengeklebten Varianten niedriger aus als die der nassgeklebten Varianten. Bei den trockengeklebten lagen die Bruchlasten zwischen ca. 72 und 122 kN und bei den nassgeklebten zwischen ca. 127 und 163 kN. Die Probekörper dieser Serien, die nicht sichtbar geschädigt waren, versagten bei wesentlich höheren Bruchlasten. Bei den nassgeklebten Probekörpern lag die mittlere Bruchlast bei 207 kN und bei den trockengeklebten bei 182 kN. Das Versagen fand bei den nassgeklebten mehrheitlich im Holz statt. Bei den trockengeklebten wurde weiterhin mehrheitlich ein adhäsives Versagen in der Grenzschicht zwischen Beton und Klebstoff beobachtet. Von der weiteren Betrachtung sind die Probekörper ausgeschlossen, die sowohl sichtbar geschädigt waren als auch adhäsiv versagten. Die Ursache für die beobachteten Schäden konnte nicht abschließend geklärt werden. Überlegungen zu möglichen Gründen finden sich im Anschluss an dieses Kapitel.

Da die Ursache für die Schäden nicht geklärt werden konnte, wurden weitere Probekörper dieser Serie hergestellt (SBB-TK-C3-FU Proben 7-9). Zusätzlich wurden drei weitere Probekörper hergestellt, bei denen die Betonoberfläche zusätzlich geprimert wurde (SBB-TK-C3-FP). Diese versagten mehrheitlich durch ein Versagen des Holzes. In den meisten Fällen trat dieses jedoch in Kombination mit Rissen an der Fuge auf, wobei unklar ist, ob es sich um ein Betonversagen oder ein Adhäsionsversagen oder eine Mischung von beidem handelt (siehe Abbildung 39). Einige Probekörper zeigten klare Zeichen von adhäsivem Versagen. Für die gültigen Versuche der Serie SBB-TK-C3-FU ergibt sich eine mittlere Bruchlast von 193 kN. Für die geprimerten Versuche ergibt sich eine mittlere Bruchlast von 207 kN. Auf eine Wiederholung der nassgeklebten Versuche mit dem Klebstoff C3 wurde aufgrund der bereits in Kapitel 5.5.3 thematisierten Ausblühungen an der Klebschicht (siehe Abbildung 40) verzichtet.

Aufgrund der weiterhin auftretenden Anzeichen von adhäsivem Versagen der trockengeklebten Versuche mit unbehandelter Oberfläche wurde eine weitere Serie mit geschliffener Betonoberfläche hergestellt. Zusätzlich wurde der Klebstoff E3 für die Nass- und die Trockenklebung dem Versuchsprogramm zugefügt, der eine bessere Verarbeitung besaß und somit das Einhalten der Topfzeit besser gewährleistete. Ebenso zeigten kleinere Vorversuche, dass bei der Nassklebung mit dem Klebstoff E3 keine Ausblühungen zwischen Klebstoff und Beton auftraten. Die Probekörper mit geschliffener Betonoberfläche versagten stets durch einen Bruch im

Holz parallel zur Fuge, unabhängig davon, ob Klebstoff E3 oder C3 verwendet wurde. Die mittleren Bruchlasten lagen für C3 bei 217 kN und für E3 bei 151 kN. Die mit Klebstoff E3 nassgeklebten Probekörper versagten ebenfalls in allen Fällen im Holz. Die mittlere Bruchlast beträgt hier 213 kN.

Abbildung 42 zeigt einen Vergleich der Bruchlasten der Probekörper unter Einbeziehung der Versagensmodi. Besonders auffällig sind die geringen Bruchlasten der Serie mit geschliffener Betonoberfläche und Klebstoff E3 (SBB-TK-E3-FG). Bei dieser Serie wurde nach dem Öffnen der Probekörper festgestellt, dass die Klebung trotz austretenden Klebstoffs nicht vollflächig war. Es wurde nur etwa ein Drittel der Fläche verklebt. Unter Anbetracht dieser Tatsache ist es durchaus schlüssig, dass die Bruchlast lediglich etwa 30% geringer ausfiel als die der vergleichbaren Serie mit Klebstoff C3 (SBB-TK-C3-FG). Da die Bruchflächen beider Serien im Holz verliefen, ist davon auszugehen, dass die geringere Klebfläche das frühe Versagen verursacht hat.

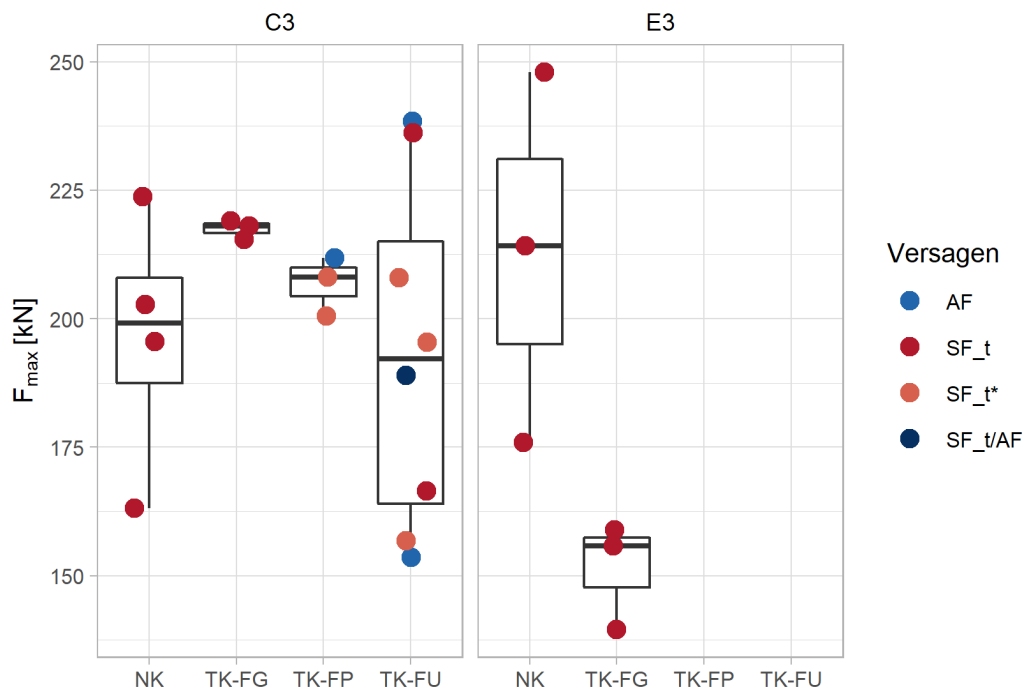


Abbildung 42 Vergleich der Bruchlasten der Schub-Biege-Versuche getrennt nach Klebstoff (C3, E3), Klebtechnik (NK=Nassklebung, TK=Trockenklebung) und Betonoberfläche (FG=geschliffen, FU=Filmschalung unbehandelt, FP=wie FU, mit Primer) unter Einbeziehung der Versagensmodi

#### 5.6.4 Überlegungen zu Vorschäden an Probekörpern

Als mögliche Gründe für die Schäden an den bei Brüninghoff gefertigten Probekörpern 1-6 der Serie SBB-TK-C3-FU wurden zunächst eine Überschreitung der Topfzeit oder ein ungünstiges Klima bei der Verklebung in Betracht gezogen. In Hinblick auf die Überschreitung der Topfzeit konnte im Nachhinein nicht mehr festgestellt werden, wie viel Zeit zwischen Mischen des Klebstoffs und Auflegen der Betonplatte verstrichen ist. Weiterhin ist die im Herstellerblatt angegebene Topfzeit stets auf eine definierte Menge des Klebstoffs und eine Umgebungstemperatur von 20°C bezogen. Eine größere Menge des Klebstoffs reagiert deutlich schneller, da durch die Reaktion entstehende Wärme schlechter abfließen kann. Durch die sich entwickelnde Wärme wird die weitere Reaktion des Klebstoffs beschleunigt. Eine bereits vorangeschrittene Reaktion des Klebstoffs wirkt sich negativ auf die Adhäsion aus. Besonders kritisch ist dieser Effekt, wenn eines der Füge-teile kalt ist, in diesem Fall das Betonfertigteile, da der erwärmte Klebstoff spontan abgekühlt wird und die Vernetzung der Moleküle abrupt abgebrochen wird [24]. Da die Fertigteile in der zweiten Oktoberhälfte gefertigt wurden und das Tor der Werkshalle des Öfteren geöffnet wurde, ist dies nicht auszuschließen. Des Weiteren können Zwangsbeanspruchungen in der Fuge, hervorgerufen durch Änderungen der Luftfeuchte und -temperatur, das Versagen begünstigen.

Zur Überprüfung dieser Hypothese wurden die Versuche unter Laborbedingungen und unter Einhaltung der Topfzeit wiederholt. An diesen Probekörpern wurde weiterhin ein adhäsives Versagen beobachtet, lediglich mit einem größeren Anteil von restlichen Betonanhaftungen und bei deutlichen höheren Bruchlasten. Ebenso versagte ein Teil der Probekörper durch ein Schubversagen im Holz. Es wird daher geschlossen, dass bei den ersten Versuchen möglicherweise eine leichte Überschreitung der Topfzeit vorgelegen hat, die jedoch nicht allein ursächlich für das adhäsive Versagen ist. Die ungeeignete Betonoberfläche war auf jeden Fall an dem adhäsiven Versagen beteiligt. Die Scherversuche in Kapitel 5.5 untermauern diese Hypothese.

### 5.6.5 Zwischenfazit

Aufgrund der negativen Ergebnisse mit der unbehandelten Filmschalungsoberfläche (FU) werden die weiteren Versuche an Trockenklebungen mit geschliffenen Oberflächen durchgeführt. Für die Trockenklebung kommen weiterhin der Klebstoff C3 und E3 zum Einsatz. Für die Nassklebungen wird trotz der positiven Ergebnisse sowohl mit Klebstoff C3 als auch mit E3 nur der Klebstoff E3 weiterverwendet. Die Verarbeitbarkeit des Klebstoffs ist günstiger, sodass eine Verklebung innerhalb der Topfzeit mit mehr Sicherheit gewährleistet werden kann. Weiterhin sind die Auswirkungen der hellen Ausblühungen an der Grenzschicht zwischen Klebstoff und Beton bei Verwendung des Klebstoffs C3 ungeklärt. Diese wurden bei dem Klebstoff E3 nicht beobachtet.

## 5.7 Biegeversuche

Die Biegeversuche dienen neben der Erprobung der Klebtechnologie im realen Maßstab der Ermittlung der Bauteilsteifigkeit und der Erforschung des Trag- und Bruchverhaltens unter realen Beanspruchungen. Sie werden als 4-Punkt-Biegeversuche in Anlehnung an DIN EN 408 [21] durchgeführt.

Die Spannweite von 8,1 m wurde gewählt, da diese Spannweite im Hochbau häufig Anwendung findet und hier die Klebtechnik gegenüber anderen Verbundmitteln deutliche Vorteile mit sich bringt. Die Dimensionen der Balken wurden durch eine Tragwerksbemessung für übliche Nutzlasten in Wohn- und Bürobauten auf 24x28 cm<sup>2</sup> festgelegt (siehe auch Kapitel 2.5). Die Dicke der Betonplatte wurde für die Trockenklebungen auf 12 cm festgelegt und für die Nassklebungen auf 10 cm. Im Verbundbauteil ist eine Betonplatte von 10 cm statisch ausreichend und auch für Schall (siehe Kapitel 7) und Schwingungen. Vor dem Fügen ist eine 10 cm dicke Betonplatte mit einer Spannweite von 8,10 m aber nur sehr schwer zu handhaben, sodass für die Trockenklebung eine 12 cm dicke Betonplatte verwendet wird. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 43 dargestellt. Einen Überblick über das komplette Versuchsprogramm zeigt Tabelle 16.

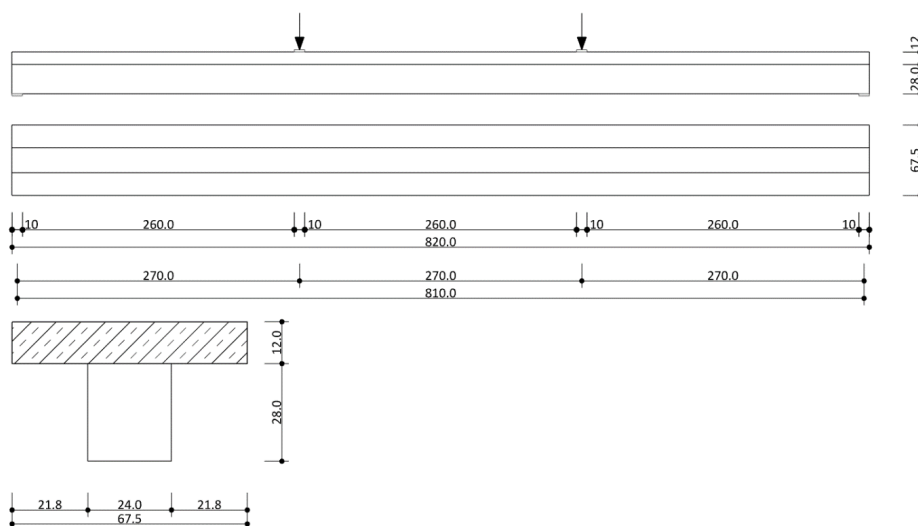


Abbildung 43 Aufbau der 4-Punkt-Biegeversuche



Tabelle 16 Prüfprogramm der Biegeversuche

Serie	Klebstoff	Methode	Betondicke [cm]	Betonoberfläche	Anzahl
B-TK-C3-FG	C3	Trockenklebung	12	Geschliffen	3
B-TK-E3-FG	E3	Trockenklebung	12	Geschliffen	3
B-NK-E3	E3	Nassklebung	10	-	3

### 5.7.1 Herstellung der Probekörper

Die Produktion der Fertigteile sowie der Abbund der Brettschichtholzträger erfolgte bei der Firma Brüninghoff. Die Klebung mit dem Klebstoff C3 fand im Werk von Brüninghoff statt. Die Nass- und die Trockenklebung mit Klebstoff E3 wurden an der TU Berlin in Zusammenarbeit mit Brüninghoff durchgeführt.

Für die Herstellung der Nassklebung wurden die Brettschichtholzbalken an der zu verklebenden Fläche 2 mm tief eingefräst, sodass ringsum ein erhabener Rand von etwa 5 mm Breite verblieb (siehe Abbildung 47). Diese Vertiefung erleichtert den Auftrag des Klebstoffes, da dieser so mit einer Traufel glatt abgezogen werden kann. Darauf wurde die Bewehrung mit einem Randabstand von 35 mm gelegt und der Beton in die Schalung gefüllt. Um ein Verdrängen des Klebstoffs durch den Beton gering zu halten, wurde der Beton mithilfe eines Silos aus einer Höhe von ca. 30 cm in die Schalung gefüllt. Dabei wurde der Klebstoff dennoch verdrängt (siehe Abbildung 45). Daher wurde der Klebstoff vorsichtig mithilfe einer Traufel mit Beton bedeckt und erst danach mit dem Silo aufgefüllt. Die Körper wurden nach drei Tagen ausgeschalt. Es wurden keine Schwindrisse beobachtet.

Bei den trockenverklebten Balken wurde der Klebstoff mithilfe eines Mörtelschlittens aufgetragen, der eine Zahnung von 8 mm besaß (Abbildung 46). Da der Klebstoff C3 sehr zäh ist, erwies sich der Auftrag als problematisch, da die Klebstoffraupen abrissen oder am Rand des Balkens herabfielen. Die Zeit zwischen Anmischen des Klebstoffs und Auflegen des Fertigteils betrug ca. 33 Minuten. Der Klebstoff E3 weist eine bessere Verarbeitbarkeit auf, sodass dieser Zeitraum auf 20 Minuten reduziert werden konnte.

An den Probekörpern der mit C3 verklebten Balken wurden nach dem Transport von Heiden nach Berlin Schäden in Form von Rissen im Beton an den Balkenenden oberhalb der Fuge beobachtet (siehe Abbildung 44). Ob der Transport oder Schwindprozesse ursächlich für diese Schäden sind kann nicht beurteilt werden.



Abbildung 44 Risse im Beton an den Probekörpern der Serie B-TK-C3-FG



Abbildung 45 Verschieben des Klebstoffs durch den Beton bei den Probekörpern der Serie B-NK-E3



Abbildung 46 Auftrag des Klebstoffs E3 für die Trockenklebung (Serie B-TK-E3-FG)



Abbildung 47 Vertiefungen in den Balken für den flächigen Auftrag des Klebstoffs für die Nassklebung (B-NK-E3)

### 5.7.2 Versuchsdurchführung und Messtechnik

Die Versuche fanden an der TU Berlin an einer Plattenbiegemaschine des Herstellers Form+Test Seidner (Baujahr 1983, max. 400 kN) statt (Abbildung 50). Die Belastung wurde weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,3 mm/s aufgebracht. Das Lastregime ist an DIN EN 26891 [22] angelehnt und in Abbildung 49 dargestellt und orientiert sich an einer geschätzten Bruchlast von 250 kN.

Neben der Durchbiegung in Feldmitte wurden die Durchbiegungen unter den Punkten der Lasteinleitung mit Drehpotentiometern gemessen. Ebenso wurde die Eindrückung des Holzes an den Auflagerpunkten mit vier Stabpotentiometern aufgezeichnet. Des Weiteren wurden je zwei induktive Wegaufnehmer (IWA) an beiden Balkenenden angeordnet, um die horizontale Verschiebung zwischen Holz und Beton aufzeichnen. An der Betonplatte wurden Dehnmessstreifen (DMS) angebracht, die Rückschlüsse über die Schubspannung in der Fuge zulassen. Weitere Dehnmessstreifen am Beton und am Holz in Feldmitte dienen der Abbildung des Spannungsverlaufs im Querschnitt in Feldmitte. Die DMS für den Beton bzw. das Holz hatten eine Messgitterlänge von 60 mm bzw. 20 mm. Eine vollständige Übersicht über die Messstellen zeigt Abbildung 48.

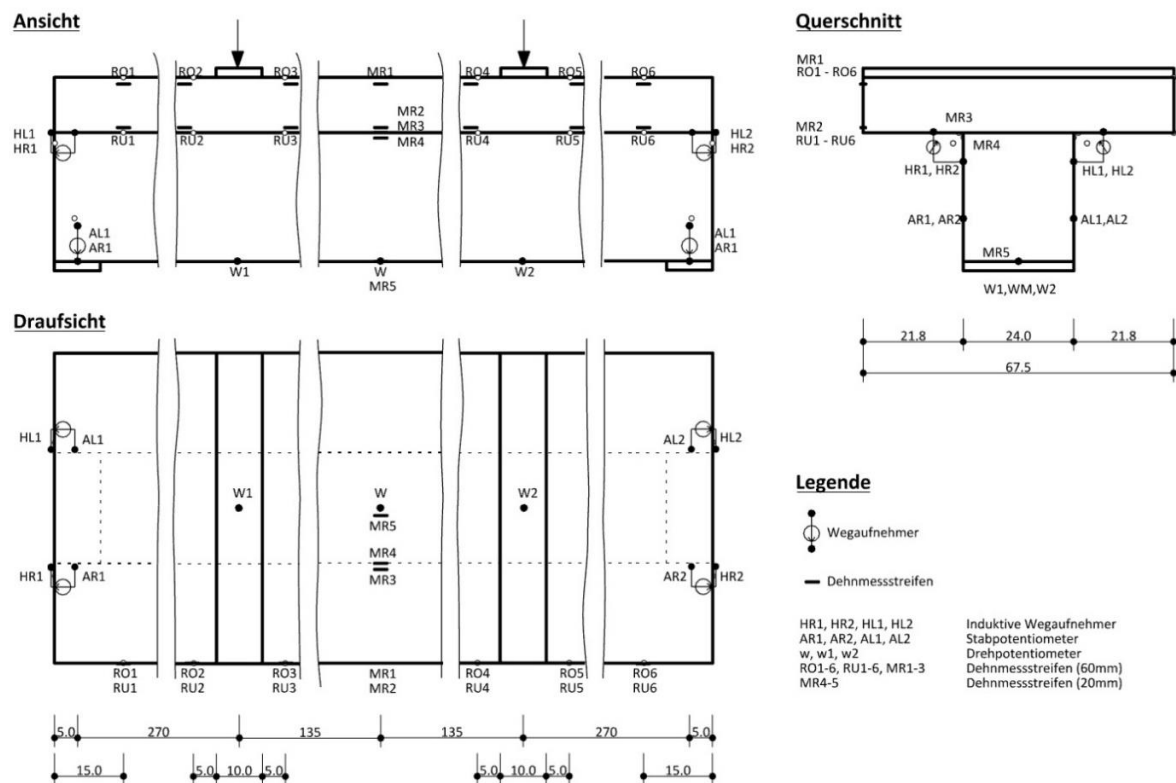


Abbildung 48 Übersicht über die Positionen der Messpunkte an den Biegeversuchsprobekörpern

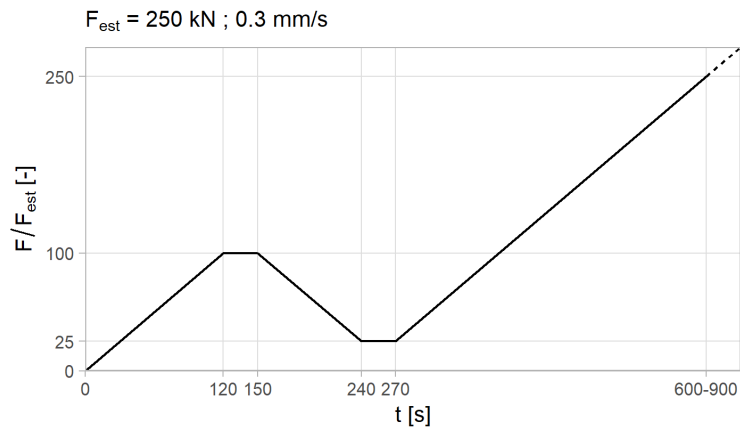


Abbildung 49 Lastregime der 4-Punkt-Biegeversuche



Abbildung 50 Biegeversuchskörper in der Prüfeinrichtung

### 5.7.3 Beobachtungen und Ergebnisse

Die Probekörper versagten stets durch ein Überschreiten der Biegezugfestigkeit an der Holzunterkante zwischen den Lasteinleitungen. Das Versagen ging entweder von Ästen oder Keilzinkenstößen in der untersten Lamelle des Brettschichtholzes aus. Typische Versagensbilder zeigen Abbildung 51 und Abbildung 52. Ein Versagen ausgehend von der Klebung blieb in allen Fällen aus. Lediglich im Fall eines Probekörpers wurde ein Öffnen der Fuge entdeckt (Abbildung 53). Allerdings trat dieses nach dem Biegezugversagen des Holzes in Feldmitte auf, wo rechnerisch keine Schubspannungen wirken. Es wird daher geschlossen, dass es sich um ein sekundäres Versagen handelt.



Abbildung 51 Biegeversuchskörper nach Biegezugversagen des Holzes



Abbildung 52 Typisches Versagensbild der Biegeversuchskörper: Biegezugversagen ausgehend von einer Keilzinkenverbindung an der untersten Lamelle



Abbildung 53 Probekörper B-TK-C3-FG-1 mit Biegezugrissen im Holz (Sekundärriss) und Öffnung der Fuge zwischen Holz und Beton

Die Bruchlasten der einzelnen Serien sind in Abbildung 54 links dargestellt und in Tabelle 17 aufgelistet. Die Serie B-NK-E3 mit einer 10 cm dicken Betonplatte weist mit etwa 130 kN die geringste mittlere Bruchlast auf. Die beiden trockengeklebten Serien B-TK-C3-FG und B-TK-E3-FG mit einer 12 cm dicken Betonplatte versagten im Mittel bei 149 kN bzw. 176 kN. Die Serien B-TK-C3-FG und B-TK-E3-FG besitzen die gleiche Probekörpergeometrie und erzielten Bruchlasten, die gemeinsam betrachtet, innerhalb des natürlichen Streubereichs der Festigkeit der versagenden Komponente, des Holzes, liegen. Die Serien werden daher zusammen ausgewertet. Die gemeinsame mittlere Bruchlast der beiden Serien beträgt 162 kN. Zwischen den trockengeklebten und den nassgeklebten Probekörpern besteht eine Abweichung der mittleren Bruchlasten von 33 kN. Dies zeigt auch der rechte Boxplot in Abbildung 54, auf dem die Bruchlasten nach Klebtechnik bzw. nach der Betonhöhe dargestellt sind. Die deutlich geringere mittlere Bruchlast der Serie B-NK-E3 ist zu großen Teilen der geringeren Betonhöhe geschuldet. Dies verdeutlichen die Ergebnisse der FE-Berechnungen. Anhand der FE-Modelle wurde für eine 12 cm dicke Betonplatte eine Bruchlast von 242 kN und für eine 10 cm dicke Betonplatte eine Bruchlast von 218 kN ermittelt. Somit ist eine Differenz der Bruchlasten infolge des Betondickenunterschieds von 23 kN zu erwarten.

Die Versuchsergebnisse liegen unter den erwarteten Bruchlasten. Diese wurden allerdings mit den Mittelwerten der Holzzugfestigkeit aus der Literatur errechnet. Diese Mittelwerte werden aber offensichtlich in den großen zugbeanspruchten Bereichen dieser weitspannenden Träger nicht erreicht. Die in den Versuchen erreichten Zugfestigkeiten liegen eher im Bereich der 5%-Quantile der Festigkeitsverteilung.

Um die Vergleichbarkeit der Versuche mit unterschiedlichen Betonplattendicken herzustellen, wurden die experimentellen Bruchlasten mit den erwarteten Bruchlasten skaliert, s. Gl. 16. Die skalierten Ergebnisse sind in Abbildung 55 dargestellt. Diese Betrachtung zeigt, dass die Bruchlasten aller Serien deutlich unterhalb der erwarteten Bruchlasten liegen. Die Serien B-TK-C3-FG und B-NK-E3 erreichen etwa 60 % der erwarteten Bruchlast und die Serie B-TK-E3-FG etwa 70 %, siehe auch Tabelle 17.

$$F_{\max}^* = \frac{F_{\max}}{F_{\text{est}}} \quad \text{Gl. 16}$$



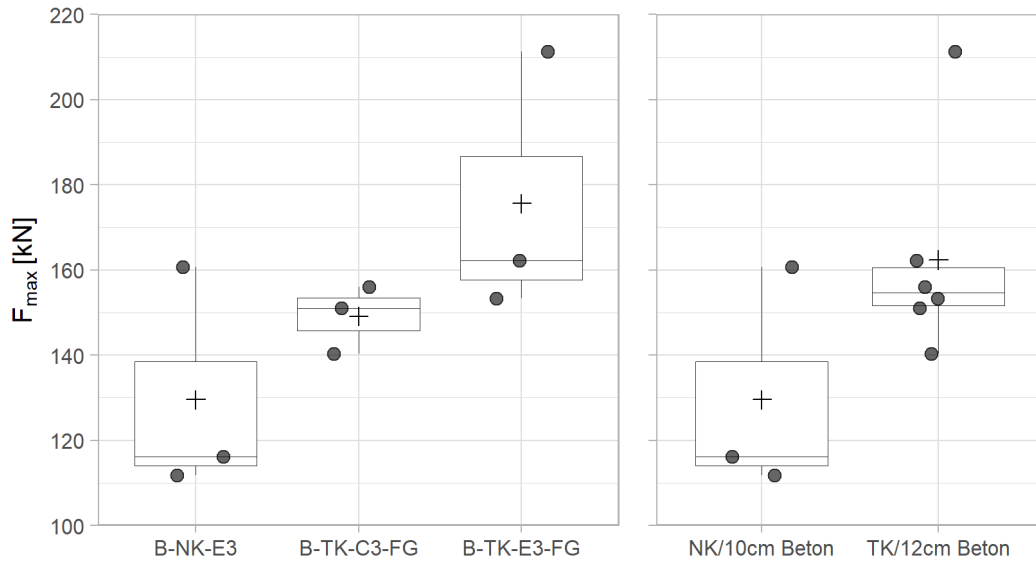


Abbildung 54 Bruchlasten der 4-Punkt-Biegeversuche, links zusammengefasst nach Serien, rechts nach Klebtechnik (bzw. Betonhöhe)

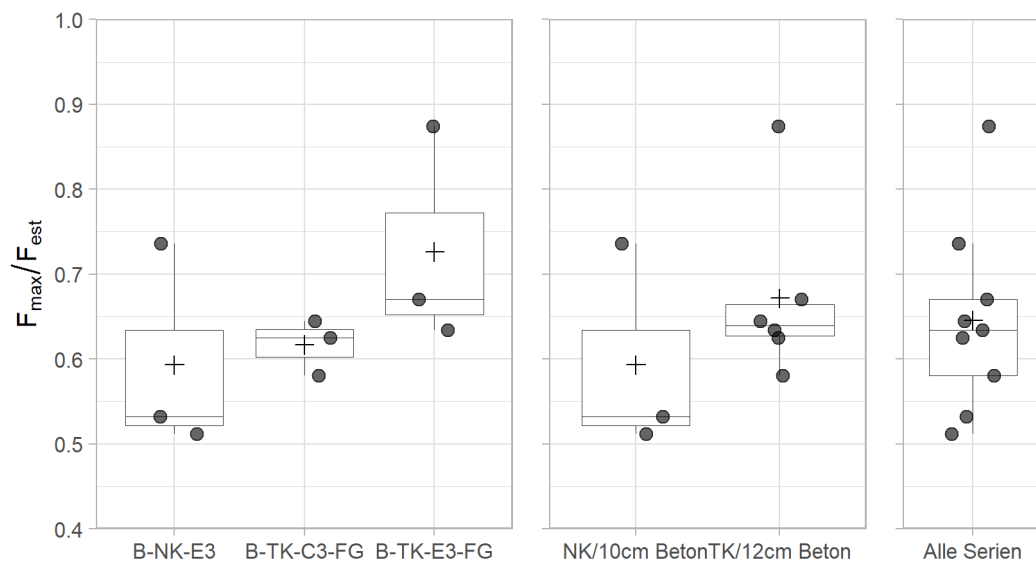


Abbildung 55 Vergleich der erreichten Bruchlasten mit den erwarteten Bruchlasten der Biegeversuche; links zusammengefasst nach Serien; mittig zusammengefasst nach Betonhöhen bzw. Klebtechnik, rechts für alle Serien

Tabelle 17 Bruchlasten der 4-Punkt-Biegeversuche (ohne Skalierung der Bruchlasten)

	<b>B-NK-E3</b>	<b>B-TK-C3-FG</b>	<b>B-TK-E3-FG</b>	<b>B-NK (h<sub>c</sub>=10cm)</b>	<b>B-TK (h<sub>c</sub>=12cm)</b>
Bruchlast 1 [kN]	116,2	156,0	153,3		
Bruchlast 3 [kN]	160,7	151,1	162,2		
Bruchlast 2 [kN]	111,8	140,4	211,3		
<b>Mittelwert [kN]</b>	<b>129,6</b>	<b>149,1</b>	<b>175,6</b>	<b>129,6</b>	<b>162,4</b>
<b>Standardabweichung [kN]</b>	<b>27,1</b>	<b>8,0</b>	<b>31,2</b>	<b>27,1</b>	<b>25,0</b>
<b>Variations-K. [%]</b>	<b>20,9</b>	<b>5,4</b>	<b>17,8</b>	<b>20,9</b>	<b>15,4</b>
Erwartete Bruchlast	218,4	241,8	241,8	218,4	241,8
F <sub>max</sub> /F <sub>est</sub> [%]	59,3	61,7	72,6	59,3	67,2

Abbildung 56 zeigt die Durchbiegung der Träger in Feldmitte zusammen mit den am FE-Modell ermittelten Verformungen. Die Durchbiegungen der Serie B-NK-E3 fallen bedingt durch die dünnere Betonplatte größer aus als die der beiden anderen Serien. Der Vergleich mit den Ergebnissen der FE-Berechnung zeigt, dass die Durchbiegungen für alle Probekörper unterschätzt wurden. Zum Vergleich der Steifigkeiten, wurden anhand der Gl. 17 die effektive Biegesteifigkeit der Träger berechnet. Diese wird gemäß DIN EN 408 [21] im Bereich zwischen 10 % und 40 % der geschätzten Bruchlast ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 18 dargestellt und zeigen, dass die tatsächliche Steifigkeit der Probekörper etwa 7-16 % unterschätzt wurden. Die größte Abweichung ergibt sich im Mittel für die Serie B-TK-E3-FG und die geringste Abweichung für die Serie B-TK-C3-FG. Es kann kein Zusammenhang zwischen den Abweichungen der Steifigkeiten und der Höhe der Bruchlasten abgeleitet werden.

$$EI = \frac{3 \cdot l_x^3 \cdot 0,5 \cdot (f_{04} - f_{01})}{76,8 \cdot (w_{04} - w_{01})} \cdot \left(1 - \frac{0,8}{3^2}\right) \tag{Gl. 17}$$

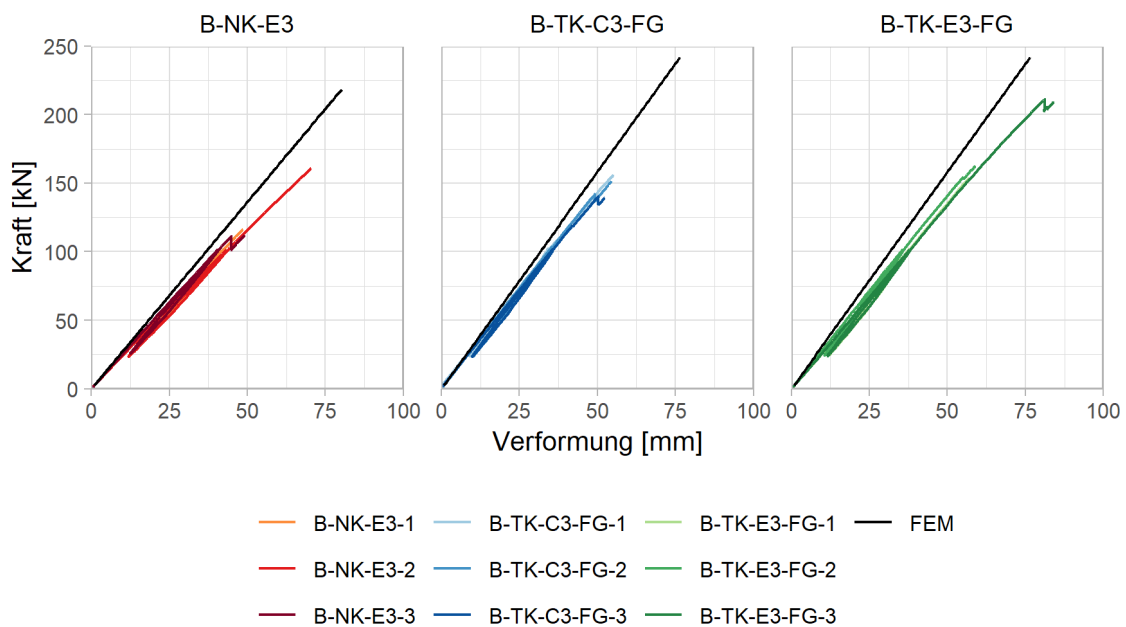


Abbildung 56 Vergleich der Kraft-Verformungsdiagramme der 4-Punkt-Biegeversuche mit den am FE-Modell ermittelten Verformungen

Tabelle 18 Effektive Biegesteifigkeiten der Biegeversuche

	El <sub>eff</sub> Experiment	El <sub>eff</sub> FE-Modell	El <sub>eff,exp</sub> /El <sub>eff,fe</sub>	Mittelwert (El <sub>eff,exp</sub> /El <sub>eff,fe</sub> )
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]
B-NK-E3-1	22373,91	25758,18	87	87
B-NK-E3-2	21593,97		84	
B-NK-E3-3	23375,09		91	
B-TK-E3-FG-1	25435,87	29908,44	85	86
B-TK-E3-FG-2	26414,13		88	
B-TK-E3-FG-3	25198,43		84	
B-TK-C3-FG-1	27770,71	29908,44	93	91
B-TK-C3-FG-2	27176,83		91	
B-TK-C3-F-3	26405,37		88	

Die horizontalen Verschiebungen zwischen den Bauteilkomponenten sind bei den Serien B-TK-E3-FG und B-NK-E3 etwa gleich. Bei Serie B-TK-C3-FG wurden deutlich größere Verschiebungen zwischen Holz und Beton verzeichnet. Es wird vermutet, dass diese durch die bereits vor dem Versuch vorhandenen Risse im Bereich der Fuge an den Enden der Balken hervorgerufen wurden (siehe Abbildung 57). Da für die Serie B-TK-C3-FG jedoch die größten Bauteilsteifigkeiten gemessen wurden und diese eine recht gute Übereinstimmung mit den FE-Berechnungen zeigen, ist die Auswirkung der Vorschäden als gering einzustufen. Während der Versuche wurde kein Aufweiten oder Wachsen der Risse beobachtet.

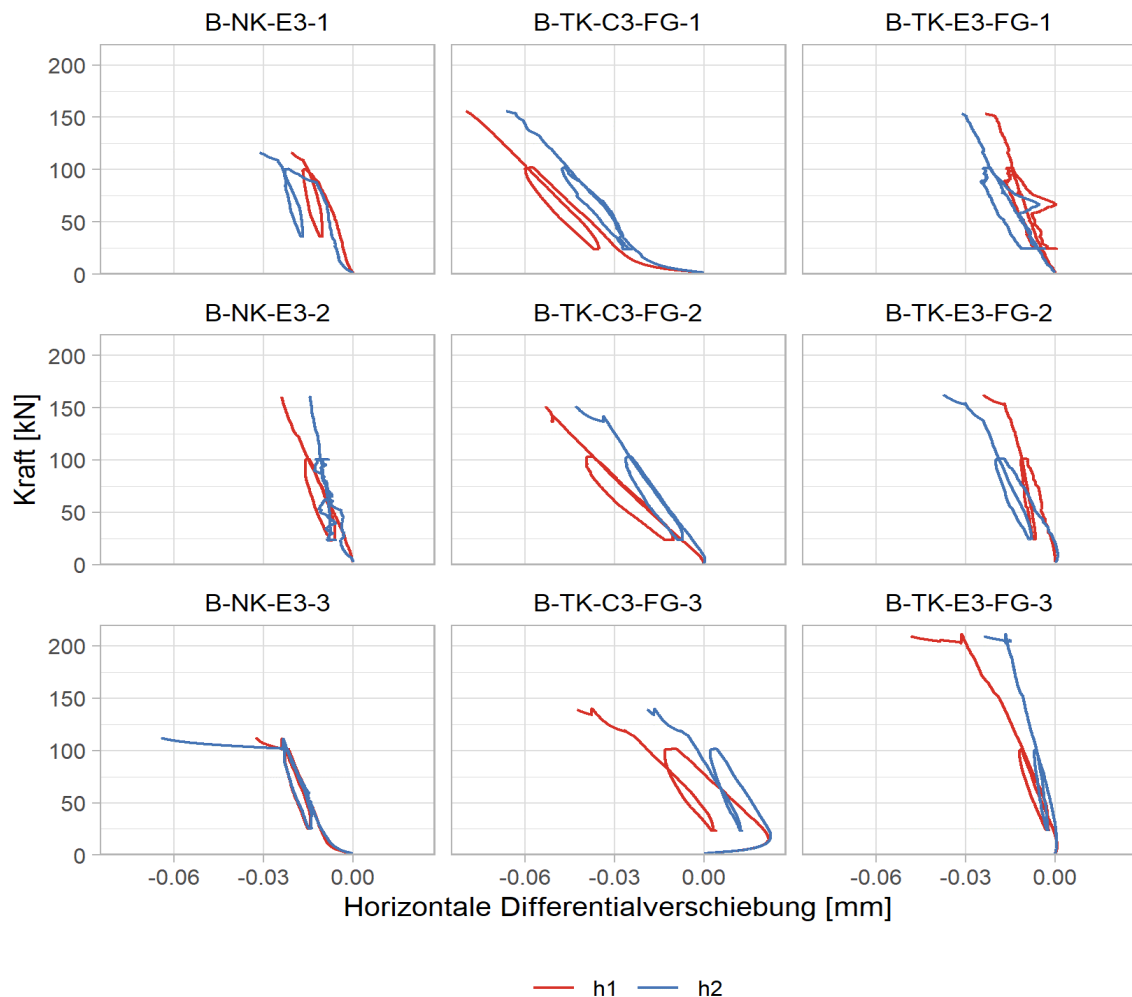


Abbildung 57 Horizontale Verschiebung zwischen Holz und Beton an beiden Trägerenden der Biegeversuchskörper

Die gemessenen Bruchlasten liegen für alle Serien deutlich unter dem erwarteten Niveau. Die geschätzte Bruchlast von 250 kN wurde anhand der Biegetheorie und dem  $\gamma$ -Verfahren sowie mithilfe eines FE-Modells ermittelt. Für die Materialsteifigkeiten wurden Mittelwerte nach [13] und [36] angenommen. Für die Festigkeiten wurden ebenfalls Mittelwerte angenommen. Diese wurden für das Holz aus den charakteristischen Werten nach [36] mit einem geschätzten Variationskoeffizient von 20 % berechnet. Die mittlere Betonfestigkeit wurde nach [13] ermittelt. Die angesetzten Festigkeiten und Steifigkeiten sind in Tabelle 19 gegeben.

Tabelle 19 Materialeigenschaften zur Modellierung und Bemessung

Eigenschaft	Holz	Beton
Mittlere Biegefestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	35,7	48 (Druckspannung)
Mittlerer E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	11500	35220

Die Schätzung des Variationskoeffizienten zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die nach Biegetheorie und am FE-Modell berechneten Spannungen an der Holzunterkante betragen bei der mittleren Bruchlast aller Serien etwa 22,2 N/mm<sup>2</sup> bzw. 24,9 N/mm<sup>2</sup> für die 10 cm bzw. die 12 cm starke Betondecke. Diese Festigkeit entspricht etwa der charakteristischen Festigkeit für Gl24h nach [36] und liegt somit deutlich unterhalb der geschätzten Bruchfestigkeit bei Ansatz der mittleren Festigkeitswerte.

Der Schubspannungsverlauf in der Fuge wurde anhand der Messergebnisse der Dehnmessstreifen näherungsweise nach dem folgenden Modell in Abbildung 58 berechnet. Dieser Berechnung liegt die Annahme zugrunde, dass die Spannung über den Betonquerschnitt linear verläuft. Ebenso wurde der mittlere Beton E-Modul aus Tabelle 19 angenommen. Da die Dehnmessstreifen nicht an der äußersten Faser des Querschnitts angebracht werden konnten, wurden die Spannungen an der Betonunter- und Betonoberkante extrapoliert. Die Berechnung der Schubspannung erfolgte nach Gl. 18 und Gl. 19. Die Variable  $\Delta x$  bezeichnet dabei den Abstand zwischen zwei Messpunkten entlang der Längsachse des Betons, an denen jeweils ein Dehnmessstreifenpaar angeordnet war. Die resultierenden Schubspannungsverläufe bei einem Lastniveau von 100 kN sind in Abbildung 59 den Schubspannungsverläufen aus dem FE-Modell gegenübergestellt. Dabei stammen nur die Spannungsplateaus zwischen den Lasteinleitungen aus der zuvor beschriebenen Berechnung. Die gestrichelt dargestellten Spannungssprünge werden bei der Messung und weiteren Berechnung schlecht abgebildet. Da die Distanz zwischen den Messpunkten an der Lasteinleitung recht klein ist und bei der Berechnung der Schubspannung durch diese geringe Distanz geteilt wird, werden Messungenauigkeiten verstärkt und verzerren das Bild. Es werden daher lediglich die Plateaus betrachtet. In einigen Fällen, bspw. B-TK-E3-FG-2 oder den B-NK-E3-1 bis B-NK-E3-3, zeigen die Messungen eine sehr gute Übereinstimmung mit den theoretisch ermittelten Spannungen. Andere Probekörper weisen starke Abweichungen auf, wie insbesondere B-TK-E3-FG-3 am ersten Plateau. Diese starke Abweichung lässt sich vermutlich auf einen fehlerhaft geklebten DMS erklären. Weniger erhebliche Abweichungen lassen sich unter anderem dadurch erklären, dass der Beton E-Modul lediglich geschätzt wurde. Weiterhin handelt es sich bei Beton um einen inhomogenen Werkstoff mit Luftporen und Gesteinsanteilen. Obwohl bei der Positionierung der DMS darauf geachtet wurde, größere Inhomogenitäten zu vermeiden, kann nicht ausgeschlossen werden, dass Inhomogenitäten das Messergebnis verfälscht haben. Die zum Teil leicht geänderte Position der DMS wurde bei der Extrapolation der Randspannungen sowie bei der Berechnung der Schubspannungen berücksichtigt. Durch die Extrapolation ist es jedoch möglich, dass Messfehler verstärkt werden.

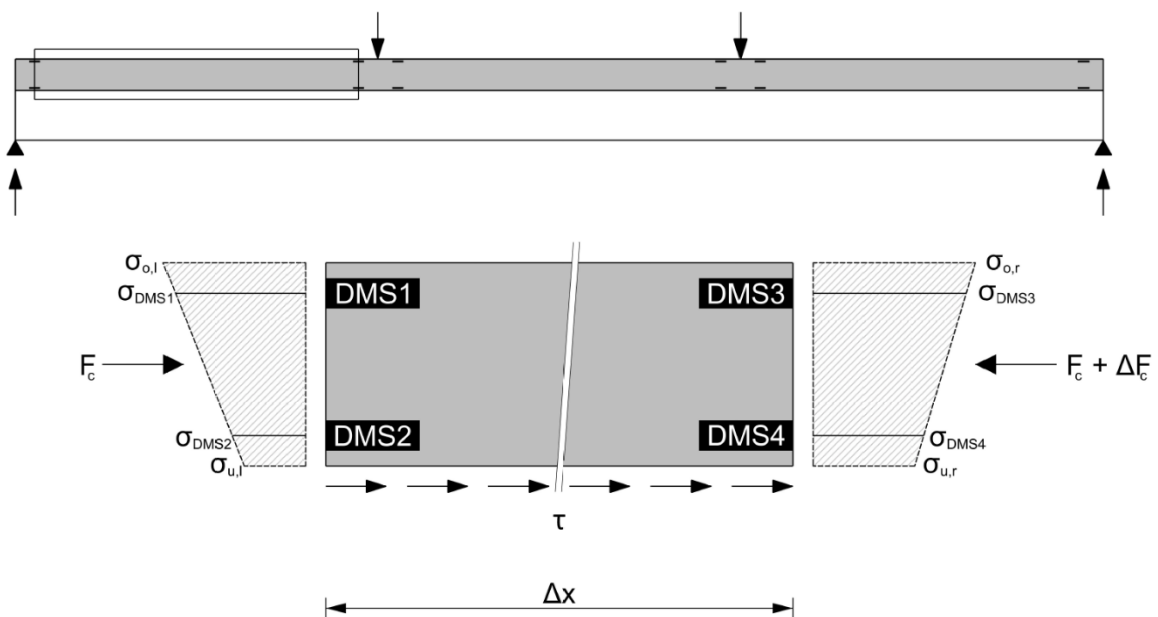


Abbildung 58 Modell zur Berechnung der Schubspannungen in der Fuge anhand von Dehnmessstreifen

$$F_c = A_c \cdot \frac{(\sigma_o - \sigma_u)}{2} \tag{Gl. 18}$$

$$\tau = \frac{\Delta F_c}{b \cdot \Delta x} \quad \text{Gl. 19}$$

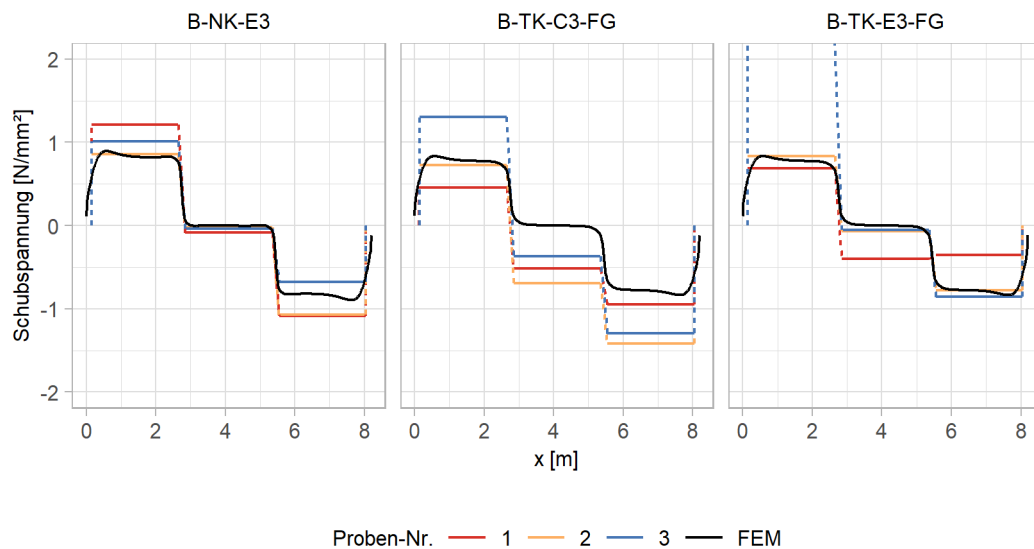


Abbildung 59 Gegenüberstellung des experimentell und des theoretisch ermittelten Schubspannungsverlauf in der Fuge der Biegeversuchsprobekörper bei einem Lastniveau von 100 kN

Die Messungen der in Feldmitte angeordneten Dehnmessstreifen ergeben die in Abbildung 60 dargestellten Normalspannungsverläufe über die Höhe des Verbundquerschnitts für ein Lastniveau von 100 kN. Wie zuvor wurden die Spannungen in den äußersten Randfasern extrapoliert. Die mithilfe der FE-Modelle ermittelten Spannungen an der Unterkante betragen 17,7 N/mm<sup>2</sup> bzw. 16,2 N/mm<sup>2</sup> für eine 10 cm bzw. 12 cm starke Betonplatte. Die gemessenen Spannungen liegen im Mittel um 12 % unter den errechneten Spannungen. In Anbetracht der Ungenauigkeit, die mit der Schätzung der E-Moduln einhergeht, zeigen die gemessenen und berechneten Spannungs- und Verformungsverläufe eine gute Überstimmung.

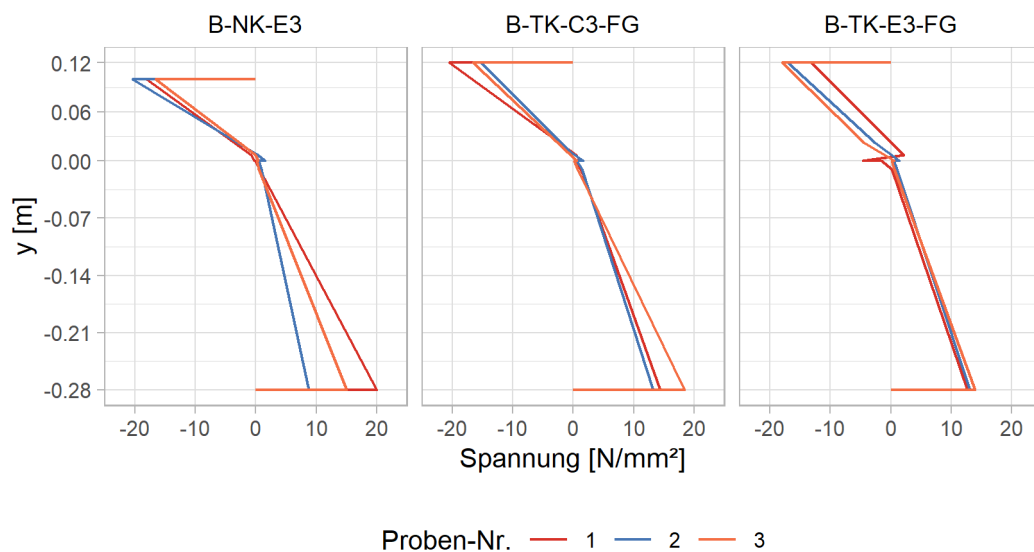


Abbildung 60 Messtechnisch ermittelte Normalspannungsverläufe über die Höhe des Verbundquerschnitts in Feldmitte bei einem Lastniveau von 100 kN

## 5.8 Forschung und Entwicklung zu einer abgesetzten Auflagerkonstruktion

Abgesetzte Auflagerkonstruktionen, wie in Abbildung 61 gezeigt, werden im Holz-Hybridbau häufig eingesetzt. Insbesondere bei höheren Gebäuden ist diese Detaillösung vorteilhaft, da die Druckfestigkeit des Holzes quer zur Faser nicht ausreichend ist, um Lasten aus den oberen Geschossen aufzunehmen. Stattdessen wird die Betonplatte auf den Stützen oder Unterzügen aufgelegt und Druckkräfte somit über den Beton von Geschoss zu Geschoss übertragen. Die Querkraft wird durch Schrauben von der Betonplatte in das Holz eingeleitet. Diese Detaillösung bietet großen Gestaltungsspielraum. Bisher wurde sie nur an mechanisch verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken ausgeführt. Aufgrund der an der Ausklinkung auftretenden Querkraftspannungen ist diese Lösung für geklebte Konstruktionen kritisch zu bewerten, da ein reiverschlussartiges Versagen der Fuge auftreten könnte.

Untersuchungen von Augustin und Zimmer [38] zu Ausklinkungen an geklebten BSH/BSP-Plattenbalken deuten darauf hin, dass eine Verstärkung mit Vollgewindeschrauben eine wirksame Sicherung gegen ein Aufreißen der Klebefuge darstellt. Auf dieser Grundlage wurden von Weddeling [39] Details zu einer äquivalenten Lösung für Holz-Beton-Verbunddecken ausgearbeitet. Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde dieses Detail zusätzlich untersucht.



Abbildung 61 Abgesetztes Auflager in einem hybriden Bürogebäude in Schöppingen (Quelle: Brüninghoff Group)

Als Grundlage für die Dimensionierung dient, wie bereits bei den Biegeversuchen in Kapitel 5.7, eine HBV-Rippendecke mit einer Spannweite von 8,1 m und einer Breite von 1,35 m. Die Lastannahmen und statischen Nachweise entsprechen denen der Biegeversuche. Obwohl für die statischen Nachweise eine 10 cm dicke Betondecke ausreichend ist, wurde eine Dicke von 12 cm gewählt, da das Detail nur so sinnvoll ausgeführt werden kann. Die Balken bestehen aus 24x28 cm<sup>2</sup> GL24h. Die Belastung am Auflager wird mit 38 kN für die maßgebende Lastfallkombination im GZT (mittlere Einwirkungsdauer) angesetzt. Zur Bemessung des Auflagerdetails dient das in Abbildung 62 dargestellte Stabwerkmodell. Die Betrachtung erfolgte zunächst für eine 10 cm Betonplatte, die statisch ausreichend ist, jedoch die geometrischen Randbedingungen nicht erfüllt. Aus diesem Grund wird im Folgenden eine 12 cm Platte untersucht.

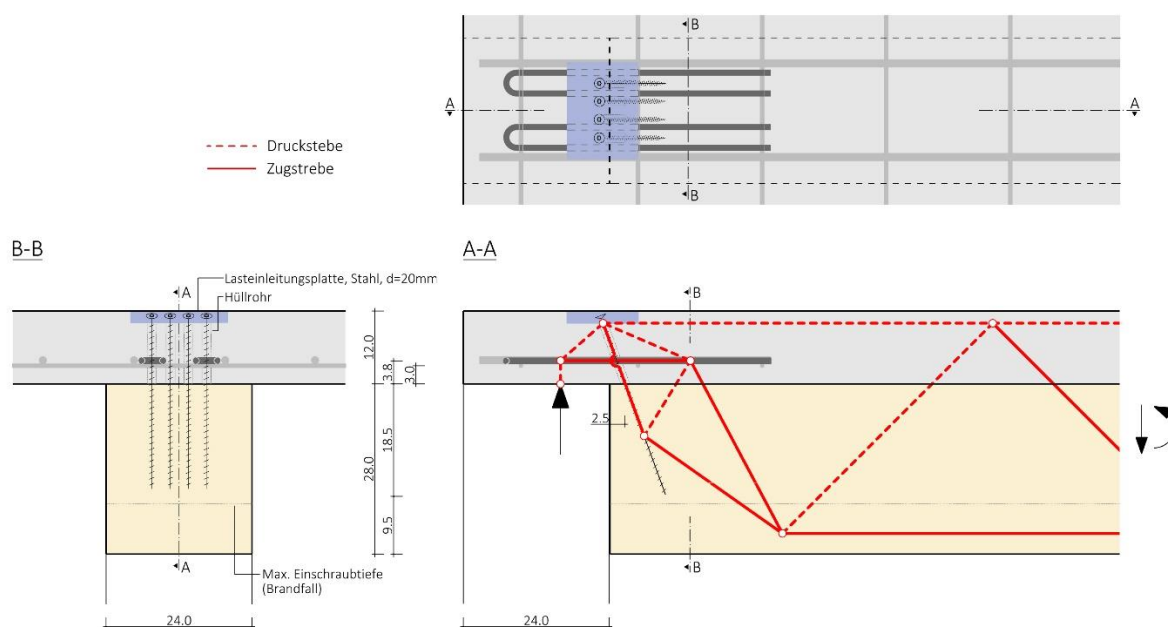


Abbildung 62 Abgesetzte Auflagerkonstruktion mit Stabwerkmodell (rot)

Zunächst wurde der Neigungswinkel der Schrauben gewählt: eine flachere Neigung der Schrauben ist in Hinblick auf den Winkel der Druckstrebe im Beton vorteilhaft, allerdings wirkt die Schraube nicht mehr ausschließlich in Richtung der zu übertragenden Querkraft. Die Effektivität der Schraube sinkt entsprechend. Gleichzeitig geht eine stärkere Neigung mit einer größeren Einbindetiefe einher. Die Schraube muss dafür entsprechend länger gewählt werden.

Es wurden verschiedene Neigungswinkel betrachtet. Dabei wurde darauf geachtet, dass nur verfügbare Schraubenlängen angesetzt wurden. An dieser Stelle flossen auch die zulässigen Randabstände zum unteren Rand des Holzes der Schrauben im Brandfall nach DIN EN 1995-1-2 [14] in die Überlegungen ein. Obwohl die Norm nur den Nachweis von Verbindungsmitteln für 60-minütige Beanspruchung vorsieht, wurden die Formeln dennoch für eine 90-minütige Beanspruchung angewendet. Zur zusätzlichen Absicherung wurden die Randabstände stets so gewählt, dass sie dem Abbrand zuzüglich der notwendigen Randabstände im Kaltzustand entsprechen.

Final wird ein Einschraubwinkel von 70° und eine Einschraublänge von 300 mm gewählt. Die in Achsrichtung der Schrauben wirkende Kraft beträgt 41,2 kN. Die Tabelle 20 zeigt die Tragfähigkeit verschiedener Schraubendurchmesser für eine Gruppe von vier Schrauben. Die Betrachtungen wurden für Schrauben ASSY PLUS VG der Firma Würth gemäß ETA-11/0190 [40] exemplarisch durchgeführt und lassen sich prinzipiell auf Vollgewindeschrauben anderer Hersteller übertragen. Es werden abschließend vier 10 mm Schrauben gewählt.

Tabelle 20 Bemessungstragfähigkeit von Assy PLUS VG Schrauben, eingeschraubt in einem Winkel von 70° bei einer Einschraublänge von 300 mm, berechnet nach ETA-11/0190 [40]

d	$F_{tens,k}$	$f_{ax,k}$	$F_{ax,k}$	$F_{tens,k}$	$F_{Rd,perm}$	$F_{Rd,medi}$
[mm]	[kN/Schraube]	[N/mm <sup>2</sup> /Schraube]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
8	22	11	58,9	79,2	27,2	36,3
10	33	11	73,6	118,8	34,0	45,3
12	45	10	80,3	162,0	37,1	49,4
14	62	10	93,7	223,2	43,3	57,7



Die untere Zugstrebe im Beton unmittelbar am Auflager ist nach DIN EN 1992-1-1 [7] 6.5.4 über die gesamte Knotenlänge zu verankern. Dazu sind zwei Bewehrungsschlaufen mit einem Durchmesser von 10 mm vorgesehen.

### 5.8.1 Versuchsaufbau

Die Prüfung des abgesetzten Auflagers wird als 3-Punkt-Biegeversuch durchgeführt. Da die errechneten Krümmungen am Auflager etwa denen am Auflager einer Decke einer Spannweite von 8,1 m unter Gleichlast entsprechen, wird der Versuchsaufbau als geeignet angesehen. Die Gesamtlänge der Probekörper beträgt 3,2 m. Für die Versuche wurde nur eines der Auflager ausgeklinkt, sodass das Versagen nur an einem Auflager auftreten konnte und zusätzlich die Anzahl der Messstellen reduziert werden konnte. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 63 dargestellt. Neben der geklebten Variante wurden Referenzversuche mit in der Praxis etablierten Kervenverbindungen durchgeführt. Das Versuchsprogramm zeigt Tabelle 21.

Die geschätzte Bruchlast wird über die Mittelwerte der Festigkeiten der einzelnen Komponenten ermittelt. Für die Ausziehfestigkeit wird ein Variationskoeffizient von 0,2 angenommen und für die Zugfestigkeit der Schrauben von 0,05. Daraus ergibt sich eine geschätzte Bruchlast von 200 kN.

Tabelle 21 Versuchsprogramm zu abgesetzten Auflagern

Serie	Anzahl	Verbindungsmitel	Klebstoff
A-KLB	3	Klebung	C3
A-KRV	3	Kerven	-

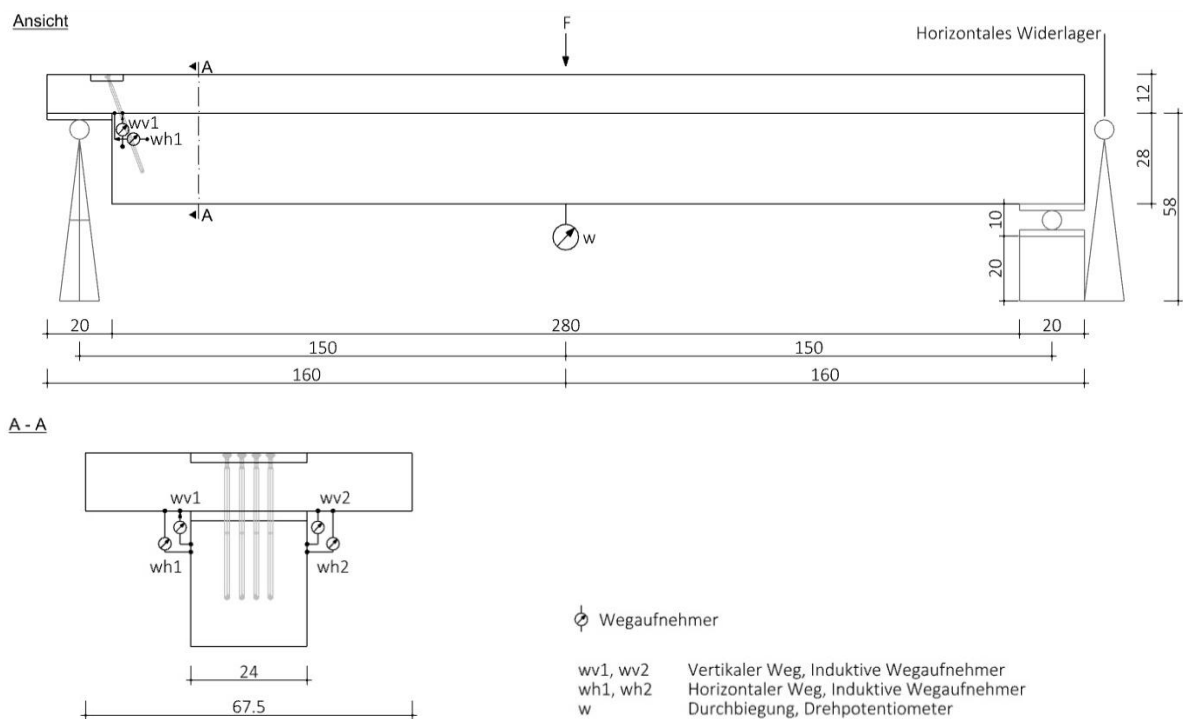


Abbildung 63 Aufbau und Messkonzept der Versuche an abgesetzten Auflagerkonstruktionen

### 5.8.2 Herstellung der Probekörper

Die Probekörper wurden bei der Firma Brüninghoff im Betonfertigteilwerk in Heiden hergestellt. Die Holzkomponente wurde aus GL24h hergestellt. Für die Klebung wurde der Klebstoff C3 verwendet und der Beton geschliffen. Die Kerven wurden in das Holz gefräst und der Beton direkt auf das Holz vergossen.

Die Schrauben wurden durch ein Hüllrohr im Beton geführt und in das Holz geschraubt. Eine 2 cm dicke Stahlplatte dient zur Lasteinleitung der Schraubenkraft in den Beton. Um eine gleichmäßige Lastverteilung auf die Schrauben zu gewährleisten, wurden die Schrauben erst nach dem Betonieren angezogen. Abbildung 64 zeigt die Auflagerkonstruktion vor der Betonage.

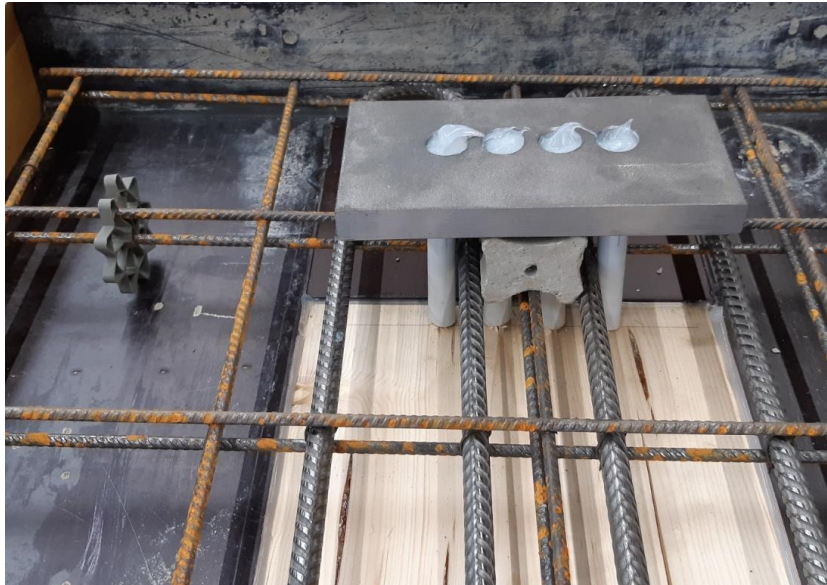


Abbildung 64 Herstellung des abgesetzten Auflagers an einem Probekörper mit Kerven

### 5.8.3 Versuchsdurchführung

Die Probekörper wurden an der Platenbiegemaschine des Herstellers Form+Test Seidner (Baujahr 1983, max. 400 kN) durchgeführt. Das Belastungsregime wurde an DIN EN 26891 [22] angelehnt und ist in Abbildung 65 dargestellt. Irrtümlich wurde das Lastregime für eine Bruchlast von 100 kN statt 200 kN ausgelegt. Da die ersten Versuchskörper bei einer Last von etwa 140 kN versagten, fiel der Fehler erst spät auf und es wurde beschlossen aus Gründen der Vergleichbarkeit das Lastregime beizubehalten. Die Last wurde weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,02 mm/s aufgebracht. Das Lastregime ist in Abbildung 65 abgebildet.

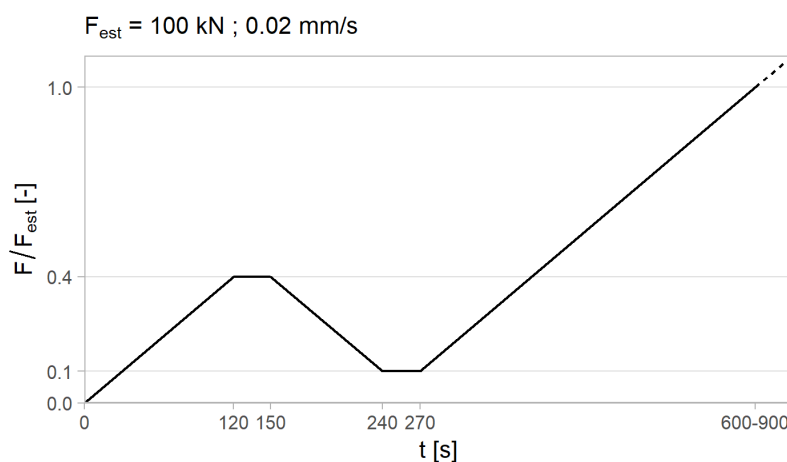


Abbildung 65 Belastungsschema der Versuche an abgesetzten Auflagern

### 5.8.4 Beobachtungen und Ergebnisse

Die Probekörper versagten stets durch einen Schubbruch im Holz unmittelbar am Balkenende. Die horizontale Bruchfläche verlief etwa mittig im Holz vom Balkenende bis nahezu Feldmitte. In den Rissen wurden die

Spitzen der Schrauben sichtbar. Eine Schädigung der Schrauben wurde nicht beobachtet. Die Abbildung 66 zeigt das typische Versagensbild.



Abbildung 66 Typisches Bruchbild der Versuche zu abgesetzten Auflagern

Die Traglasten der geklebten Balken überstiegen die der mit Kerfen verbundenen im Mittel um etwa 27 %. Dies verdeutlicht der Vergleich der Bruchlasten in Abbildung 67. Zu Versuchsende waren im Fall der geklebten Decken stets je zwei Risse an der Betonunterseite links und rechts vom Holzbalken sichtbar. Die Risse verliefen rechtwinklig zur Längsachse von den Holzbalken zu den Seitenflächen des Betons. Der erste Riss befand sich am Anfang des Holzbalkens, direkt an der Ausklinkung und der zweite etwa 10 cm versetzt dazu. Im Fall der Kerfen waren die Risse im Beton weniger ausgeprägt. Meist wurde nur der erste Riss ausgehend vom Balkenende aus sichtbar. Dies spricht dafür, dass die Risse sich zwischen 150 kN und 200 kN ausbilden.

Die horizontalen und vertikalen Verschiebungen am Auflager wurden mithilfe von Wegaufnehmer aufgezeichnet. Die Ergebnisse sind in Abbildung 69 dargestellt. An den Verschiebungsverläufen wird sichtbar, dass sowohl die horizontalen als auch die vertikalen Verschiebungen der Körper mit Kerfen schneller anwuchsen als die der geklebten. Das Aufreißen der Fuge wurde an den geklebten Probekörpern durch Risse im Beton oberhalb der Fuge sichtbar, die jedoch nur an den ersten ca. 30 cm des Balkens auftraten. Ein reiverschlussartiges Aufreißen wurde nicht beobachtet. Unter Gebrauchslastniveau (ca. 20 kN) fallen die vertikalen und horizontalen Verschiebungen mit maximal 0,25 mm sehr gering aus. Wie die Lastverformungskurve in Abbildung 68 zeigt, führt das leichte ffnen der Fuge am Auflager zu keinem Verlust der Steifigkeit der geklebten Körper. Die Durchbiegungen der geklebten Probekörper waren stets geringer als die der Variante mit Kerfen.

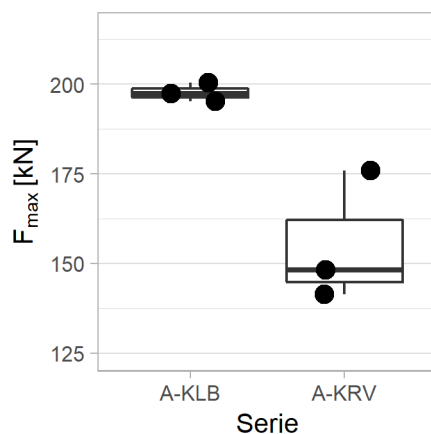


Abbildung 67 Bruchlasten der Auflagerversuche

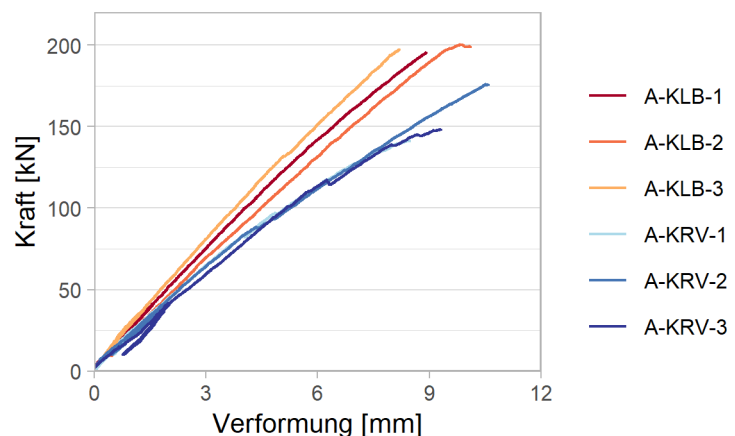


Abbildung 68 Last-Verformungs-Diagramm der Auflagerversuche

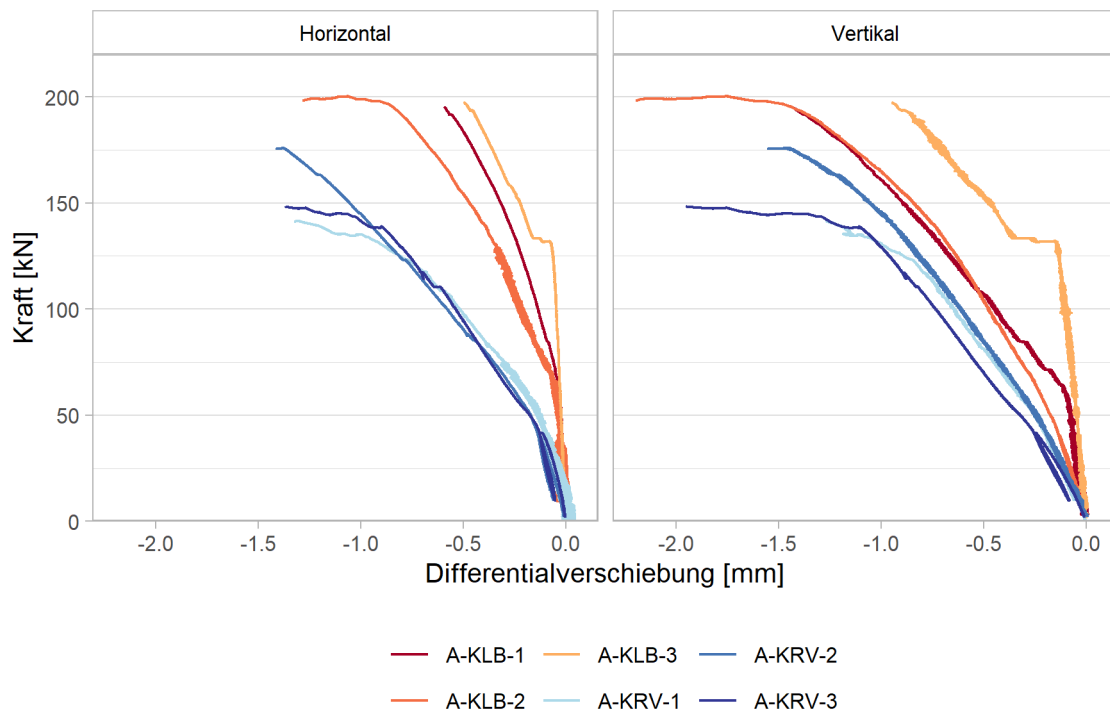


Abbildung 69 Vergleich der horizontalen und vertikalen Differentialverschiebungen zwischen Holz und Beton an den abgesetzten Auflagern

Tabelle 22 Bruchlasten der Versuche zu abgesetzten Auflagern

Serie	Bruchlast	Mittlere Bruchlast	Standardabweichung	Variationskoeffizient
	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
A-KLB-1	195,3	197,6	2,6	0,01
A-KLB-2	200,3			
A-KLB-3	197,3			
A-KRV-1	141,4	155,2	18,3	0,11
A-KRV-2	175,9			
A-KRV-3	148,3			

### 5.9 Fazit und Ausblick

Die Klebung von Holz-Beton-Verbundbauteilen, hier HBV-Decken, wurde innerhalb des Projekts erfolgreich durchgeführt. Die Versuche zeigen deutlich, dass die Beschaffenheit der Betonoberfläche einen entscheidenden Einfluss auf die Qualität der Verbindung hat. Durch ein vorheriges Anschleifen des Betons wurden große Bauteile erfolgreich geklebt. Ebenso konnten mit Betonfertigteilen, welche mit Trennmittel geschalt und nicht weiter vorbereitet wurden, positive Ergebnisse in Scherversuchen erzielt werden. Ohne Trennmittel geschalt Bauteile versagten zu großen Teilen adhäsiv oder zeigten zumindest einen hohen Anteil adhäsiver Bruchflächen. Mérono et al. [41] haben jedoch gegenteilige Beobachtungen gemacht. Dies lässt vermuten, dass Klebstoff und Trennmittel aufeinander abzustimmen sind oder zumindest nur bestimmte Trennmittel geeignet sind. Ferner bleiben Fragen offen, inwieweit die Auftragsmenge des Trennmittels einen Einfluss auf die Klebung hat und wie sich das Trennmittel auf die Dauerhaftigkeit der Fuge auswirkt.

Ebenso wichtig wie die Oberflächenbeschaffenheit ist die Wahl des passenden Klebstoffs. Mit dem Klebstoff Compono (Mischung C3) und dem speziell angefertigten Klebstoff von der Fa. Rampf (E3) konnten erfolgreich

Bauteile geklebt werden. Der Auftrag des Klebstoffs C3 mit dem Mörtelschlitten erwies sich jedoch als schwieriger als der des Klebstoffs E3, da die Konsistenz des Klebstoffs C3 etwas zu steif war. Eine gewisse Steifigkeit des Klebstoffs ist wichtig, damit dieser nicht vom Balken abläuft oder sogar komplett aus der Fuge gedrückt wird. Ein in Hinblick auf die Verarbeitungseigenschaften ungünstiger Klebstoff birgt trotz grundsätzlicher Eignung die Gefahren, dass einerseits durch schwierigen Auftrag die offene Zeit des Klebstoffs überschritten wird und andererseits die geplante Klebstoffmenge nicht aufgebracht werden kann. In beiden Fällen leidet die Qualität der Verklebung. Eine weitere Modifikation des Klebstoffs C3 könnte dieses Problem lösen. Der Klebstoff E3 war für die Zwecke der Trockenklebung optimal, wohingegen er für die Nassklebung etwas zu weich war. Bei der Betonage musste mit sehr viel Vorsicht vorgegangen werden, um ein Verschieben des Klebstoffs zu vermeiden. Dennoch konnte auch hier eine tragfähige Klebung erstellt werden.

In einigen Fällen wurden bei Bauteilen Schäden an der Fuge nach der Lieferung an die TU Berlin festgestellt. Zum Teil konnte nicht geklärt werden, wann genau die Schäden aufgetreten sind. Im Fall der Schub-Biege-Körper kann ein Transportschaden ausgeschlossen werden, da die Probekörper auf eine Palette gestapelt waren und beim Transport keinen Belastungen ausgesetzt waren. Im Fall der großformatigen Biegeversuchskörper sind die Probekörper Belastungen durch Hebeprozesse und Belastungen während des Transports ausgesetzt. Da die an der TU Berlin gefertigten Bauteile ebenfalls mit dem Kran verhooben wurden und keine derartigen Schäden beobachtet wurden, kann ein Transportschaden jedoch nahezu ausgeschlossen werden. Wesentlich wahrscheinlicher ist es daher, dass die Änderung der klimatischen Verhältnisse die Schäden verursacht haben. Sicher ist jedoch, dass in keinem Fall eine mechanische oder klimatische Belastung auf die Probekörper gewirkt hat, die nicht auch bei einem realen Bauvorhaben auftreten könnte. Die Schäden hatten jedoch lediglich bei den Prüfserien gravierende Auswirkungen, bei denen eine ungeschliffene Betonoberfläche verwendet wurde. Im Fall der geschliffenen Betonoberfläche zeigten die Risse im Beton oberhalb der Fuge keinen Einfluss auf die Steifigkeit oder Festigkeit des Verbundbauteils. Lediglich die geringfügig höheren horizontalen Differentialverschiebungen zwischen den Verbundpartnern wiesen auf die Schäden an der Fuge hin. Dennoch ist zu prüfen, ob durch stark wechselnde klimatische Verhältnisse Schäden durch Zwangsspannungen hervorgerufen werden, die einen deutlichen Einfluss auf die Bauteile haben.

Weiterhin ist das Verhalten bei Brandbeanspruchung zu untersuchen. Epoxidharze reagieren bei Temperatureinwirkungen oberhalb der Glasübergangstemperatur mit einem Steifigkeitsverlust. Auf sicherer Seite liegend können Verbundbauteile bei Brand ohne Verbund bemessen werden. Wie die Berechnungen in diesem Dokument zeigen, kann trotz dieser Vereinfachung eine wirtschaftliche Bemessung erzielt werden. Eine wichtige Voraussetzung ist dennoch, dass das Brandverhalten des Klebstoffs den Brandschutzanforderungen am Einsatzort entspricht. Ein Abtropfen des Klebstoffs ist auf jeden Fall zu unterbinden.

In Hinblick auf die Herstellungsmethode, Trocken- oder Nassklebung, erwiesen sich beide Methoden als geeignet. Die Trockenklebung ist jedoch aufgrund der Vorbereitung der Fuge und der zusätzlichen Hebeprozesse mit einem deutlichen Mehraufwand verbunden. Zusätzlich erschweren Bauteiltoleranzen das Herstellen einer vollflächigen Klebung. Zwar legen sich besonders schlanke Fertigteile weitgehend an, allerdings kann dies bei weniger schlanken Bauteilen nicht garantiert werden. Diese Aspekte entfallen bei einer Nassklebung gänzlich. Diese erfordert jedoch eine größere Vorsicht bei der Betonage und einen gut abgestimmten Herstellungsprozess, da nicht nur die Verarbeitungsdauer des Klebstoffs, sondern auch die des Betons einzuhalten ist. Ein weiterer Vorteil der Nassklebung ist, dass die Betonkomponente nie außerhalb des Verbundbauteils bewegt wird. Die Betonplatte kann daher schlanker ausgeführt werden als bei der Trockenklebung, da bei dieser das Fertigteil während der Fertigung unabhängig tragen muss.

Aufgrund der Forderung nach Nachhaltigkeit im Bauwesen rückt das Ende des Lebenszyklus immer weiter in den Fokus. Eine Wiederverwendung geklebter Verbundbauteile ist denkbar, solange sich die Planung an den aktuell üblichen Rastermaßen orientiert. Eine Trennung der Bauteile ist nicht ohne Restrückstände möglich. Die Erfahrung aus diesem Projekt hat gezeigt, dass eine Trennung am besten möglich ist, wenn eine Querkraft auf die Fuge wirkt, beispielsweise durch Einschlagen von Keilen zwischen Beton und Klebstoff. Dies führt zu einem Bruch des Betons oder Holzes knapp oberhalb der Fuge (siehe Abbildung 70). An einem

der Fügeteile verbleibt dann der Klebstoff sowie restliche Anhaftungen des jeweils anderen Werkstoffs. Tritt ein Versagen des Betons ein, kann das Holz knapp unterhalb der Klebschicht aufgetrennt werden, sodass die Bauteile weitestgehend sortenrein entsorgt werden. Wie praktikabel diese Art der Trennung ist und inwieweit sich das verbleibende Holz wiederverwenden lässt, ist Gegenstand für zukünftige Untersuchungen.



Abbildung 70 Mittels Spaltkeilen aufgetrennter Probekörper, der knapp oberhalb der Fuge im Beton getrennt wurde

## 6 Deckenscheiben

Neben den vertikalen Lasten tragen Decken horizontale Belastungen aus Wind, Imperfektionen und unter Umständen auch Erdbeben ab. Die Decken leiten die über die Außenhaut eingetragenen Lasten an die Kerne oder aussteifenden Wände weiter, von wo aus sie in das Fundament übertragen werden. Im Fall einer monolithischen Decke in Ortbetonbauweise ist eine solche Scheibenwirkung ohne weitere Maßnahmen gegeben. Fertigteildecken, wie die in diesem Projekt betrachteten HBV-Decken, müssen jedoch zunächst kraftschlüssig zu einer Scheibe verbunden werden. Die Verbindungen zwischen den HBV-Deckenelementen müssen die horizontale Kraftübertragung sicherstellen. Dabei treten Kräfte parallel und quer zur Fuge auf. Die parallel zur Fuge verlaufenden Kräfte sind über eine Verzahnung oder die Reibung in der Fuge zu übertragen, während Kräfte quer zur Fugenebene in einem Ringbalken aufgenommen werden können. Die Aufnahme der Kräfte parallel zur Fuge erfolgt über eine unbewehrte, vergossene Ausbildung der Fuge.

Um die statische Eignung der Verbindungsmittel für die in diesem Forschungsprojekt betrachteten Bauwerke zu beurteilen, werden die Verbindungen für ein Beispielgebäude ausgelegt. Dabei wird von einer Deckenscheibe mit 16,2 m Tiefe und 29,7 m Breite ausgegangen. An den Schmalseiten befinden sich in den Gebäudekernen Treppenhäuser. Die Distanz zwischen den Treppenhäusern entspricht etwa der maximal zulässigen Fluchtweglänge aus dem Brandschutzkonzept der betrachteten Gebäudeklasse 5 und stellt die Stützweite der Deckenscheibe dar. Insgesamt besteht die Decke somit aus 2x11 HBV-Deckenelementen mit einer Länge von je 8,1 m und einer Breite von je 2,7 m. Als Belastung wird überschlägig angenommen, dass ein Winddruck von  $0,8 \text{ kN/m}^2$  und ein Windsog von  $0,5 \text{ kN/m}^2$  wirkt. Die Geschosshöhe wird auf 3,5 m festgelegt. Daraus ergeben sich Linienlasten am Deckenrand in der Höhe von  $2,50 \text{ kN/m}$  (Druck) bzw.  $1,75 \text{ kN/m}$  (Sog). Abbildung 71 zeigt den vereinfachten Grundriss des Gebäudes und Abbildung 72 das FE-Modell der Deckenscheibe in der FE Software SofiSTik.



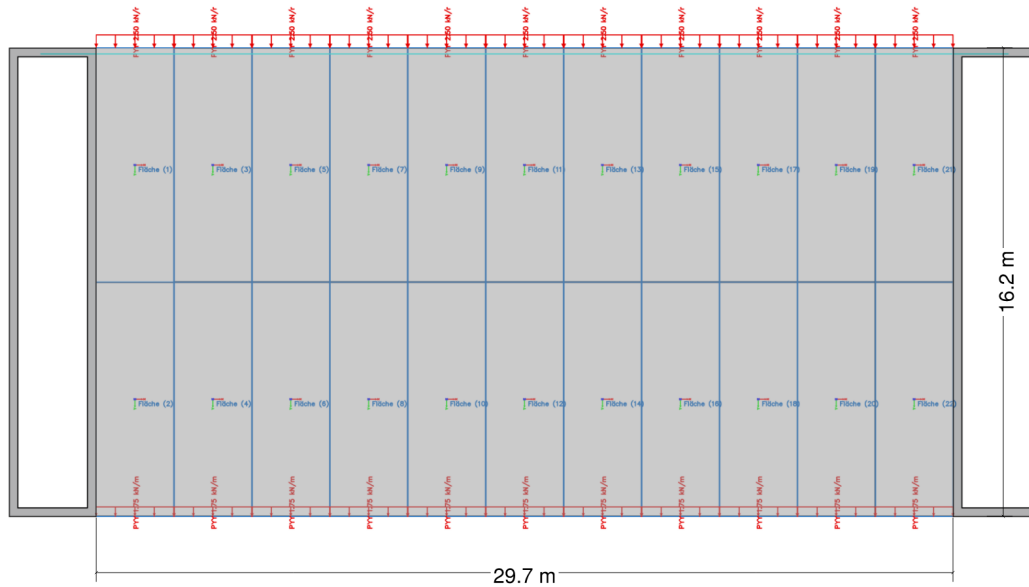


Abbildung 71 Vereinfachtes Gebäudemodell zur Ermittlung der Aussteifungskräfte

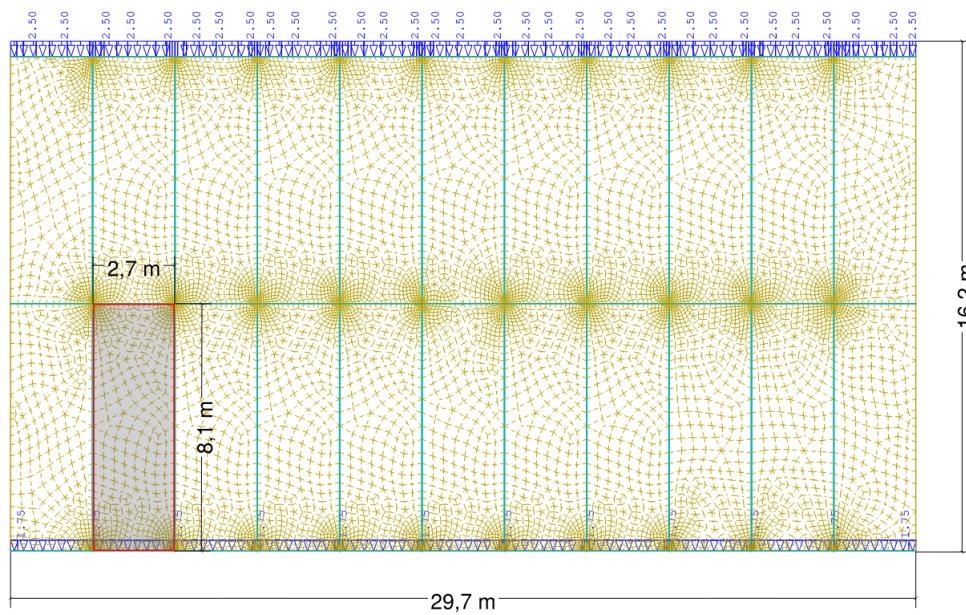


Abbildung 72 Referenzdecke zur Ermittlung der Koppelkräfte

### 6.1 Bemessung der Längsfugen

Die Längsfugen zwischen den Fertigteilplatten übertragen Schubkräfte parallel zu den Fugen. Sie sollen unbewehrt ausgeführt werden und müssen nach dem Verlegen der HBV-Elemente nur noch vergossen werden. Die Längsbewehrung ist an in den Längsseiten der Fertigteile ab Werk verlegt. Eine Verlegung der Bewehrung in den Fugen selbst erhöht den Aufwand auf der Baustelle und erlaubt weniger Gestaltungsfreiheit bei der Übertragung der Kräfte quer zur Fuge. Um unbewehrte Fugen auszubilden, sind diese „rau“ auszuführen. Der Nachweis ist nach DIN EN 1992-1-1 [7] und DIN EN 1992-1-1/NA 6.2.2 [42] zu führen. Die folgenden Gleichungen zeigen den Bemessungsablauf.

$$\eta_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{Gl. 20}$$



Mit

$v$	nach DIN EN 1992-1-1/NA, zu 6.2.2 (6) ist $v$ für eine raue Fuge	= 0,5
$c$	nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.5 (2) ist $c$ für eine raue Fuge	= 0,4
$\mu$	nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.5 (2) ist $\mu$ für eine raue Fuge	= 0,7
$f_{ctd}$	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1	
$f_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1	
$\sigma_n$	Spannung quer zur Fugenebene (kann auf sicherer Seite liegend zu $0 \text{ N/mm}^2$ gesetzt werden)	
$\rho$	Verhältnis der fugenkreuzenden Bewehrung zu der Fugenfläche (hier nicht vorhanden)	

Für eine Ausführung mit 10 cm Deckenplatte, der Betongüte C30/35 und einer Fugenlänge von 16,2 m können je Vergussfuge 729 kN übertragen werden (siehe Gl. 21 und Gl. 22). Die Fugenlänge entspricht hier der Länge von zwei Deckenplatten. Die am Referenzgebäude ermittelten Lasten betragen 94 kN im Lastfall GZT (siehe Abbildung 73). Eine Ausführung ohne Fugenbewehrung und mit rauher Fuge kann die auftretenden Lasten aufnehmen.

$$\eta_{Rdi} = 0,4 \cdot 1,13 = 0,45 \leq 0,5 \cdot 0,5 \cdot 17 = 4,25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Gl. 21}$$

$$V_{Rd,l\ddot{a}ngs} = 0,45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 16,2 \text{ m} = 0,729 \text{ MN} = 729 \text{ kN} \quad \text{Gl. 22}$$

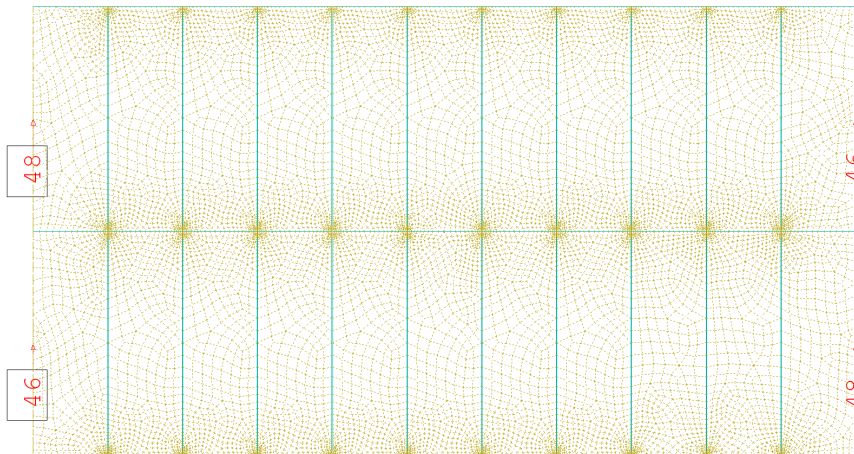


Abbildung 73 Auflagerreaktionen im Grenzzustand der Tragfähigkeit am Referenzmodell

## 6.2 Ausführung der Querfugen

Aus den oben angegebenen Lasten ergibt sich am Referenzmodell eine Koppelkraft zwischen den Deckenelementen von 43 kN (siehe Abbildung 74). Im Ringbalken fiel für diese Last eine Bewehrungsmenge von  $1 \text{ cm}^2$  an. Für die Aufnahme der Kräfte quer zur Fuge kommen verschiedene Lösungen in Frage. Diese werden in den folgenden Kapiteln vorgestellt und deren Vor- und Nachteile gegenübergestellt. In den jeweiligen Detailzeichnungen der Verbindungen finden sich teilweise höhere Bewehrungsmengen als in der Bemessung ermittelt, sodass auch höhere Lasten aufgenommen werden können. Die Bewehrungsmenge und die Ausnutzungsgrade sind jeweils angegeben.

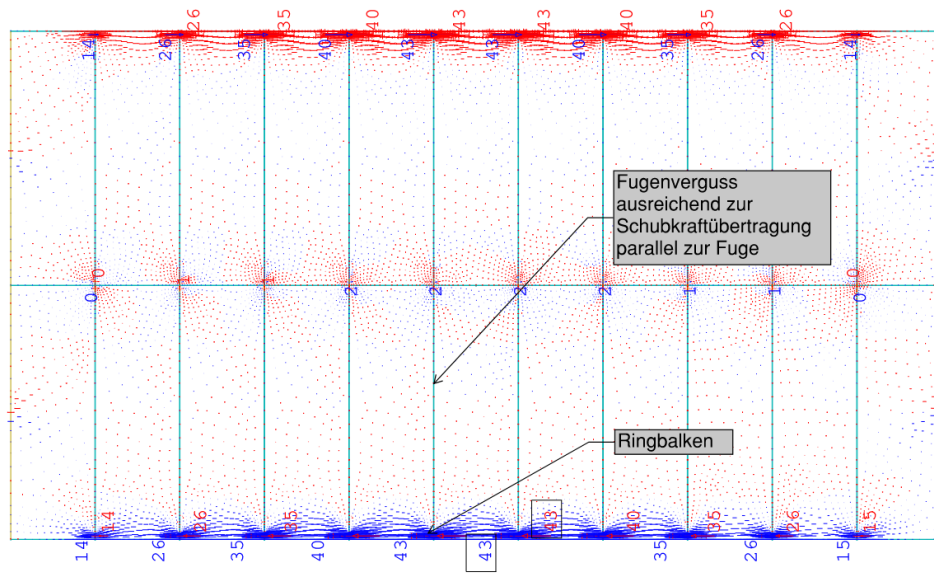


Abbildung 74 FE-Modell der Deckenscheibe mit Membrankräften und Koppelkräften an den Fugen

### 6.2.1 Ortbeton Ringbalken

Die Ausbildung eines Ringbalkens zur Aufnahme von Horizontalkräften ist eine sehr gängige Methode. Um, wie in diesem Fall, HBV-Deckenelemente zu koppeln, ragen an den Rändern der Elemente, an denen sich der Ringbalken befinden wird, Steckbügel heraus. Nach der Montage der Deckenplatten wird der Ringbalken eingeschalt und die Längsbewehrung durch die Steckbügel eingefädelt. Anschließend wird der Ringbalken mit Ortbeton vergossen. Der Ortbeton-Ringbalken ist in Abbildung 75 dargestellt.

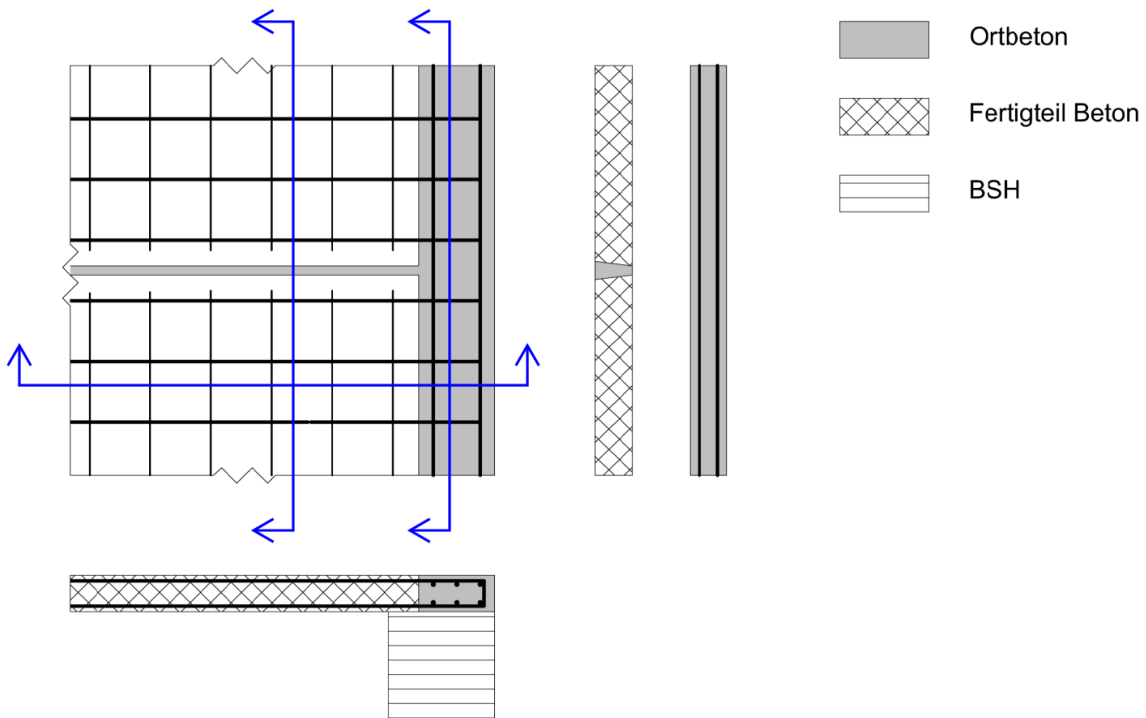


Abbildung 75 Grundriss und Schnitte: Kopplung der Deckenelemente durch Ortbeton-Ringbalken

Ringbalken aus Ortbeton sind günstig in der Herstellung, erlauben große Toleranzen und bieten ein hohes Maß an Flexibilität. So können mittels bestimmter Einbauteile, z.B. Q-Isokörbe (Fa. Schoeck), auch auskragende Balkone ausgeführt werden. Die einzige Voraussetzung ist, dass diese Einbauteile keine zusätzlichen Kräfte in

die Decke einleiten, da deren Verankerung im Fertigteil naturgemäß nicht möglich ist, es sei denn, es werden Vergusstaschen für die Bewehrung zur Einleitung der Kräfte vorgesehen.

Da die Stöße der Längsbewehrung im Ringbalken keinen großen Raum einnehmen, können Ortbeton Ringbalken hoch bewehrt werden und entsprechend große Normalkräfte aufnehmen. Die Stöße müssen dabei zum Teil versetzt ausgeführt werden. In dem abgebildeten Detail sind je  $3 \text{ } \varnothing 10$  (entspricht  $4,7 \text{ cm}^2$ ) Bewehrung oben und unten eingelegt. Dies ist mehr als die erforderliche Mindestbewehrung von  $1,0 \text{ cm}^2$  und entspricht einer Ausnutzung von etwa 20 %.

Ein Nachteil der Ortbeton Ringbalken besteht darin, dass die Rückbaumöglichkeiten eingeschränkt sind und ein Downcycling somit nicht zu vermeiden ist. Weiterhin ist die Herstellung langsam, da die Bewehrung durch die Steckbügel an den Rändern der Fertigteile gefädelt werden muss und der Ortbeton aushärten muss. Ebenso erfordert das Einfädeln der Bewehrung einen gewissen Raum rings um das Gebäude. Aus konstruktiver Sicht sind zusätzliche Schutzmaßnahmen vor Betonfeuchtigkeit für das Holz nicht erforderlich. Aus optischen Gründen wird empfohlen, ein Kompriband oder ähnliche Abdichtungen als Schutz vor Verschmutzungen des Randträgers einzusetzen.

### 6.2.2 Geschweißte Stahl-Verbindung

Eine Alternative zu den Ortbeton-Ringbalken stellt die in Abbildung 76 dargestellte Verbindungsvariante mit angeschweißten Stahlblechen dar. Bei dieser wird die Randbewehrung an den späteren Rändern der Deckenscheibe bereits im Werk in die Fertigteile mit eingelegt und an den Ecken Stahlbleche an die Randbewehrung angeschweißt. Die Eckbereiche mit den Stahlblechen werden dann bei der Betonage ausgespart, sodass diese offen und zugänglich bleiben. Nach der Montage der Deckenplatten werden nebeneinander liegende Platten durch Verschweißen der Stahlbleche verbunden, dabei schützt die Betonschicht unter den Platten die darunterliegende Holzkonstruktion vor direkter Beflammung. Die Aussparungen bzw. die darin liegende Stahlkonstruktion sind danach vor Brand zu schützen. Dazu können sie nachträglich mit Mörtel vergossen werden oder mit einer Brandschutzplatte bzw. einem Faserbetondeckel abgedeckt werden. Die Abdeckung mit einer Platte oder einem Deckel erleichtert Inspektionen oder eine spätere Demontage.

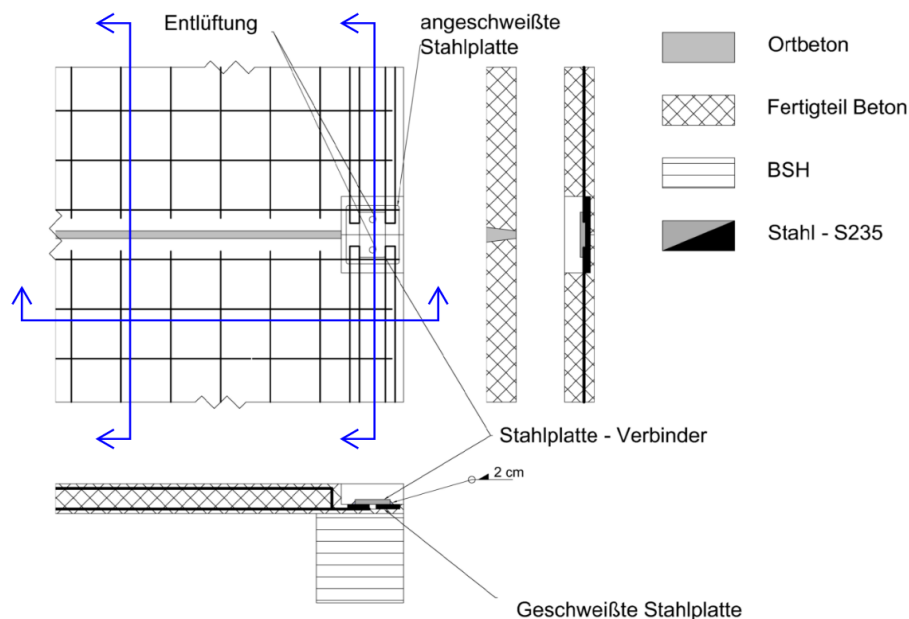


Abbildung 76 Grundriss und Schnitte: Stahlbauverbindung zur Kopplung der Fertigteile

Die Stahlblech-Verbindung erlaubt weniger Toleranzen als der Ortbeton-Ringbalken, sodass diese bei der Bemessung der Schweißnaht zu berücksichtigen sind. Auskragende Balkone sind nur ausführbar, wenn an den Fertigteilen entsprechende Aussparungen zum nachträglichen Einbau von Anschlusselementen vorgesehen

werden. Die Variante erlaubt einen schnelleren Bauablauf als die Variante mit Ortbeton Ringbalken, da das Stahlblech direkt nach dem Montieren verschweißt werden kann und danach die volle Tragfähigkeit erreicht ist. Das Schweißen auf der Baustelle ist aber dennoch mit großem Aufwand verbunden und stellt einen deutlichen Nachteil der Variante dar. Der Rückbau ist, solange die Aussparungen an den Plattenecken nicht vergossen wurden, durch ein Trennen der geschweißten Verbindung möglich. Der Aufwand dafür ist jedoch hoch.

Die Durchmesser der Randbewehrung sind auf  $\varnothing 12$  zu begrenzen. Die Bewehrungsmenge ist durch die Größe des Stahlblechs und den Platzbedarf der Schweißnähte limitiert. Die in Abbildung 76 dargestellte Bewehrung von  $4\varnothing 12$  entspricht einer Bewehrungsmenge von  $4,5 \text{ cm}^2$ . Die Mindestbewehrung beträgt  $1,0 \text{ cm}^2$ , sodass bei der gewählten Bewehrungsmenge lediglich eine Ausnutzung von etwa 20 % vorliegt. Die Bewehrungsstäbe sollen an den Enden, die auf die Stahlplatten geschweißt sind, jeweils eine Schlaufe bilden, um eine ausreichende Nahtlänge zu gewährleisten. Am Rand des Fertigteils ist eine Bewehrung mit Steckbügeln mit bis zu  $\varnothing 8$  möglich.

Neben der Schweißung am Fertigteilstoß ist es denkbar, die Stahlbleche stahlbaumäßig mit Schrauben zu verbinden. Die Toleranzen der Fertigung können durch Langlöcher ausgeglichen und über eine vorgespannte gleitfeste Verbindung angeschlossen werden. Die Raumforderung dieser Konstruktion ist größer und erst ab einer Plattenstärke von 12 cm zu realisieren. Der Rückbau ist hier günstiger als bei der geschweißten Variante.

### 6.2.3 Bewehrungsverbindung über Koppellelemente

Die dritte Variante besteht darin, die Fertigteile mit am Markt verfügbaren Bewehrungsanschlüssen zu koppeln (siehe Abbildung 77). Zwei Beispiele, das BGW-Bügel Schloss der BGW-Bohr GmbH [43] und der Halfen MBT Bewehrungsanschluss der Leviat AG [44], sind in Abbildung 78 bzw. Abbildung 79 dargestellt. Der Aufwand bei der Montage ist dabei sehr gering. Wie zuvor bei der Variante mit Stahlbelchen wird die Randbewehrung bereits im Werk einbetoniert. Auch hier werden bei der Betonage die Plattenecken ausgespart. Die Randbewehrung steht in den ausgesparten Eckbereich aus dem Beton vor. Je nach Wahl des Koppellelements ragen die Eisen als freies Stabende hervor oder sind zu einer Schlaufe gebogen. Bei schmalen Trägern oder ungeraden Stabanzahlen ist die Variante mit freien Stabenden zu bevorzugen. Benachbarte Fertigteile können im Bauwerk direkt nach dem Einheben gekoppelt werden. Wie bereits bei der Stahlblech-Variante ist die Aussparung vor Brand zu schützen, entweder durch Brandschutzplatten bzw. Faserbetondeckel oder durch Verguss.

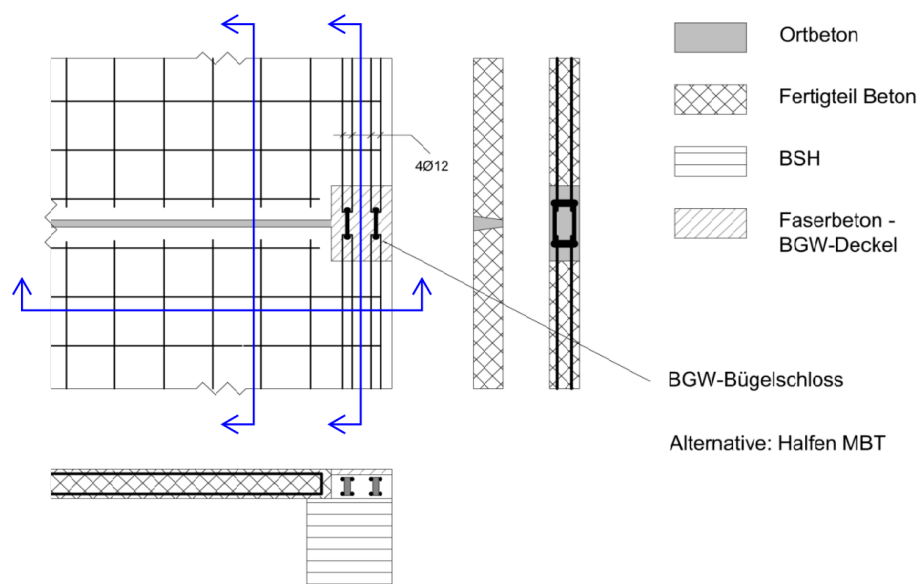


Abbildung 77 Grundriss und Schnitte: Kopplung der Deckenelemente durch Koppellelemente für die Bewehrung

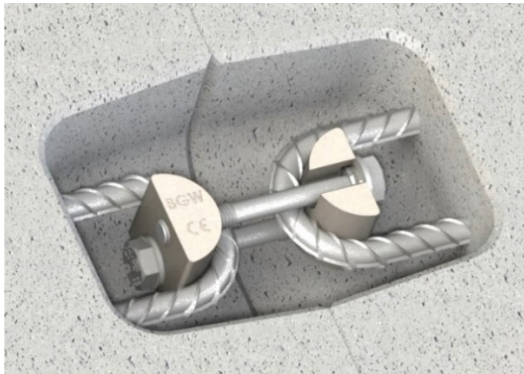


Abbildung 78 Kopplungselement BGW-Bügelchloss der BWH-Bohr GmbH [43]

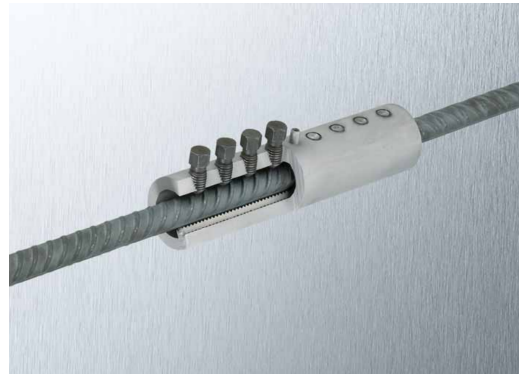


Abbildung 79 Bewehrungsanschluss Halfen MBT der Halen der Leviat AG [44]

Der Vorteil der Koppellelemente besteht in der einfachen und schnellen Montage. Die Verbindung ist sofort belastbar. Der Anschluss auskragender Balkone ist, wie zuvor bei der Variante mit Stahlblechen nicht ohne zusätzliche Aussparungen an den Fertigteilelementen möglich. Die Toleranzen sind geringer als bei der Ortbetonvariante und liegen ungefähr im Bereich der geschweißten Verbindung. Ein Nachteil der Elemente besteht in den recht hohen Kosten für die Verbinder. Die Kopplungselemente sind, solange die Fuge nicht vergossen wurde, einfach lösbar und ermöglichen einen vollständigen Rückbau.

Bei der Verwendung vom BGW-Bügelchloss ist die Randbewehrung auf  $4\phi 12$  ( $4,52 \text{ cm}^2$ ) bzw.  $2\phi 16$  ( $4,0 \text{ cm}^2$ ) begrenzt. Der HALFEN MBT ist auch für eine ungerade Stabanzahl geeignet.

### 6.3 Zusammenfassung und Fazit

Die unterschiedlichen Kopplungsvarianten übertragen alle ähnliche Maximalkräfte. Gegenüber den am Referenzmodell ermittelten Mindestlasten sind höhere Lasten aufnehmbar, so dass auch statisch anspruchsvollere Deckensysteme möglich sind, wie schmalere Deckenfelder oder horizontal auskragende Deckenscheiben. Da die Varianten in Hinblick auf die Tragfähigkeit keine Unterschiede aufweisen, erfolgt die Bewertung anhand folgender Kriterien.

- Wirtschaftlichkeit
- Zirkularität bzw. Rückbaubarkeit
- Baugeschwindigkeit bzw. Vorfertigung
- Toleranzanforderungen
- Anschluss von auskragenden Balkonen an die Decke bzw. Gestaltungsfreiraum

Da bei allen Varianten die Längsfugen zu vergießen sind, wird dies im folgenden Vergleich nicht weiter erwähnt. Der Verguss der Längsfugen erfolgt in allen Fällen mit Spezialmörtel, der nach 24 Stunden tragfähig ist.

Variante 1 mit dem Ortbetonringbalken ist besonders wirtschaftlich. Allerdings ist sie in der Herstellung langsamer als die beiden anderen Varianten, weil das Einfädeln der Bewehrung zeitaufwändig ist und der Ortbetonbalken aushärten muss. Ein Vorteil des Ortbeton-Ringbalkens ist der Ausgleich großer Toleranzen. Ebenso sind auskragende Balkone durch Einbauteile in den Ringbalken einfach auszuführen. Durch die monolithische Verbindung der Deckenelemente ist die Rückbaubarkeit dieser Variante als schlecht zu bewerten.

Die Variante 2 mit Stahlblechen, die durch eine Schweißung oder vorgespannte Verschraubung verbunden werden, ist schneller auszuführen als Ortbeton-Ringbalken. Allerdings bleibt die Montage durch das Verschweißen bzw. das Vorspannen der Schrauben aufwändig. Die Variante erlaubt nur geringe Toleranzen, sodass höhere Anforderungen an die Genauigkeit der Fertigteile gestellt werden. Die Rückbaubarkeit ist,

sofern die Aussparung für die Verbindung nicht vergossen wurde, möglich, jedoch weiterhin mit Aufwand für das Auftrennen bzw. Lösen der Verbindung verbunden.

Variante 3 mit Kopplungselementen erlaubt die schnellste Montage, ist aber teurer durch den Einsatz dieser Spezialverbinder. Da diese sich wieder öffnen lassen, ist die Rückbaubarkeit hier am günstigsten, vorausgesetzt, die Aussparung für die Koppelemente wurde nicht vergossen. Bei Varianten 2 und 3 ist der Anschluss auskragender Balkone nicht ohne zusätzliche Aussparungen in den Fertigteilen möglich.

Die Bewertung der Varianten ist in Tabelle 23 zusammengefasst.

Tabelle 23 Bewertung der Kopplungsmethoden

	<b>Ortbeton- Ringbalken</b>	<b>Stahlblech- Verbindung</b>	<b>Kopplungs- elemente</b>
Wirtschaftlichkeit	++	0	-
Zirkularität bzw. Rückbaubarkeit	-	+	++
Toleranzausgleich	+	0	0
Auskragende Balkone, Gestaltungsfreiraum	+	-	-
Montageaufwand, Bauzeit, Vorfertigung	+	0	+

Die Gewichtung der hier genannten Auswahlkriterien fällt für jedes Projekt unterschiedlich aus. Weiterhin beeinflussen die Präferenzen des Herstellers der HBV-Decke die Wahl der Bauweise. Aus diesen Gründen wird hier keine generelle Empfehlung getroffen.

## 7 Schallschutz

Holz-Beton-Verbunddecken können aus statischer Sicht mit sehr dünner Betonplatte ausgeführt werden. Bei einer Brandschutzdauer von 90 Minuten ist lediglich eine 10 cm starke Betondecke notwendig. Dies führt gegenüber reinen Stahlbetondecken zu einer deutlichen leichteren, und somit statisch effektiveren, Konstruktion. Reine Stahlbetondecken besitzen so viel akustische Masse, dass eine Untersuchung des Schallschutzes nicht erforderlich ist, oder nur sehr vereinfacht stattfinden kann. Bei HBV-Decken hingegen ist aufgrund des geringeren Gewichts eine genauere Betrachtung des Schallschutzes notwendig.

Im Folgenden werden die schalltechnischen Eigenschaften von fünf HBV-Decken mit verschiedenen Bodenaufbauten für verschiedene Betondicken rechnerisch ermittelt. Untersucht werden eine Decke mit Büronutzung und vier Decken mit Wohnnutzung. Die Deckentypen werden anhand der rechnerischen Ergebnisse und hinsichtlich konstruktiver Gesichtspunkte bewertet, mit dem Ziel den erforderlichen Schallschutz mit minimalem Materialeinsatz zu erreichen. Im Folgenden werden zunächst die verschiedenen Varianten vorgestellt. Anschließend wird das Berechnungsverfahren erläutert. Darauf folgt die Darstellung der Ergebnisse.

### 7.1 Untersuchte Varianten

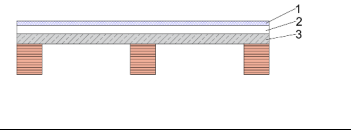
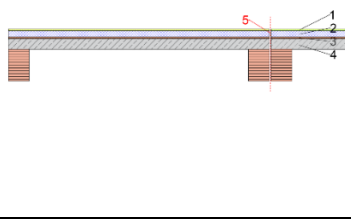
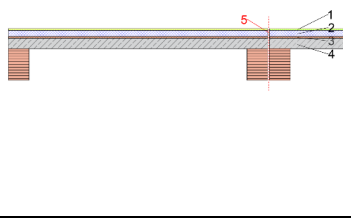
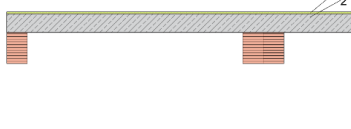
Die Rohdecke aller untersuchten HBV-Deckenvarianten besteht jeweils aus einer Stahlbetondecke, die schubfest mit den Holzträgern verbunden ist. Die Varianten unterscheiden sich neben der Art der Nutzung durch die Wahl der Bodenaufbauten. Diese Ausbaumaßnahmen bewirken eine Verbesserung bestimmter schalltechnischer Eigenschaften. In Abhängigkeit der Größe der Verbesserungen kann die Dicke der Betonplatte reduziert werden, um die geforderten Schallschutzziele zu erreichen.

Da die Fußbodenaufbauten nicht ausschließlich dem Schallschutz dienen, sondern auch konstruktiven, gestalterischen oder funktionalen Anforderungen genügen müssen, wird hier zwischen Bürodecken und Wohndecken unterschieden. In Bürogebäuden kann davon ausgegangen werden, dass ein Hohlraum- oder Doppelboden eingesetzt wird. Diese bestehen aus Stützenfüßen, auf denen Plattenwerkstoffe als Tragschicht für den Fußboden verlegt werden. Dadurch wird zwischen Rohdecke und Fußboden ein Hohlraum erzeugt, der als Installationsebene für die Strom- und Netzwerkversorgung des Büros dient. Unter den HBV-Decken sind in Büroräumen TGA-Panels vorgesehen. Diese können jedoch höchstens zur Verbesserung der Raumakustik beitragen, siehe Kapitel 8.

Im Fall der Decken in Wohngebäuden ergeben sich verschiedene Optionen. Die erste Variante W1 verfügt über einen Estrich, welcher als Heizestrich ausgeführt werden kann. Variante W2 stellt eine Variante mit minimalem Ausbauaufwand dar und verfügt über keinen Estrich, sodass der Schallschutz allein durch den Fußbodenaufbau gewährleistet wird. Weiterhin besteht die Option, eine akustisch wirksame Unterdecke unterhalb der HBV-Decke anzubringen. Da in Wohngebäuden keine TGA-Panels vorgesehen sind, ist diese Ausbaumaßnahme möglich.



Tabelle 24 Schallschutztechnisch untersuchte Deckenvarianten

	Nutzung	Deckenaufbau	Darstellung des Aufbaus	Erläuterung zur Darstellung
<b>B1</b>	Trenndecke zw. fremden Büroräumen	Durchlaufende Betondecke auf Holzträgern; mit aufgestelltem trittschalldämmendem Doppelboden		1: Doppelboden + Belag 2: Hohlraum 3: Stb.-Decke 10-15cm
<b>W1a</b>	Trenndecke zw. fremden Wohneinheiten	Betondecke auf Holzträgern; im Anschlussbereich zur fremden Wohneinheit unterbrochen und akustisch entkoppelt; mit Trockenestrich auf Trittschalldämmplatte		1: Teppichboden 2: Trockenestrich (ggf. beheizt) 3: Trittschalldämmung 4: Stb.-Decke 10-15cm 5: Akustische Fuge zw. Wohnungseinheiten
<b>W1b</b>	Trenndecke zw. fremden Wohneinheiten	Betondecke auf Holzträgern; im Anschlussbereich zur fremden Wohneinheit unterbrochen und akustisch entkoppelt; mit Nassestrich auf Trittschalldämmplatte		1: Teppichboden 2: Nassestrich (ggf. beheizt) 3: Trittschalldämmung 4: Stb.-Decke 10-15cm 5: Akustische Fuge zw. Wohnungseinheiten
<b>W2</b>	Trenndecke zw. fremden Wohneinheiten	Betondecke auf Holzträgern; mit im Anschlussbereich zur fremden Wohneinheit durchlaufender Betondecke; mit weichem trittschalldämmendem Teppichboden		1: Teppichboden mit trittschalldämmender Wirkung 2: Stb.-Decke 10-15cm



## 7.2 Anforderungen an den Schallschutz nach DIN EN 4109

Zur Einhaltung des Schallschutzes sind in DIN EN 4109-1 [1] Anforderungen an das bewertete Bau-Schalldämm-Maß  $R'_w$  und den bewerteten Norm-Trittschallpegel  $L'_{n,w}$  von Decken festgelegt. Die einzuhaltenden Grenzwerte dieser Größen für Trenndecken in Mehrfamilienhäusern, Bürogebäuden oder gemischt genutzten Gebäuden sind in Tabelle 2 der DIN 4109-1 [1] in Abhängigkeit von der Nutzung der angrenzenden Räume definiert. Die folgende Tabelle zeigt die für die untersuchten Deckenvarianten relevanten Grenzwerte.

Tabelle 25 Anforderungen an den Schallschutz nach DIN EN 4109-1 [1] Tab. 2

Bauteil	Betroffene Deckenvarianten	Anforderungen	
		$R'_w$	$L'_{n,w}$
Trenndecken zwischen fremden Wohneinheiten	W1, W2	$\geq 54$ dB	$\leq 50$ dB
Trenndecken zwischen fremden Arbeitsräumen	B1	$\geq 54$ dB	$\leq 53$ dB

## 7.3 Bemessung des Schallschutzes nach DIN EN 4109

In der Normgruppe DIN EN 4109 sind unter Anderem Anforderungen an den Schallschutz, die zugehörigen Nachweisformate sowie Methoden zur rechnerischen Ermittlung der schalldämmenden Eigenschaften von Bauteilen enthalten. Im Folgenden werden die für die folgenden Untersuchungen relevanten Nachweisformate und Berechnungsschritte erläutert. Dabei wird nur die direkte Schallübertragung betrachtet. Die Schallübertragung über flankierende Bauteile wird nicht behandelt.

Für den Nachweis der Schallschutzanforderungen erfolgt zunächst eine Prognoserechnung der schalldämmenden Eigenschaften des betrachteten Bauteils. Das Sicherheitskonzept nach DIN EN 4109-2 [45] sieht beim Nachweis die Berücksichtigung von Unsicherheiten dieser Berechnung durch einen Sicherheitsbeiwert  $u_{\text{prog}}$  vor. Die rechnerisch prognostizierten Werte sind um diesen Sicherheitsbeiwert  $u_{\text{prog}}$  zu korrigieren; im Fall des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes als Abschlag und im Fall des bewerteten Norm-Trittschallpegels als Zuschlag. Für den Nachweis der Luftschalldämmung gilt ein Sicherheitsbeiwert von 2 dB und für den der Trittschalldämmung ein Sicherheitsbeiwert von 3 dB. Die folgenden Gleichungen Gl. 23 und Gl. 24 zeigen die rechnerischen Nachweise für die Luftschalldämmung und die Trittschalldämmung unter Berücksichtigung dieser Sicherheitsbeiwerte.

$$R'_w - 2 \text{ dB} \geq \text{erf. } R'_w \quad \text{Gl. 23}$$

$$L'_{n,w} + 3 \text{ dB} \leq \text{zul. } L'_{n,w} \quad \text{Gl. 24}$$

Das bewertete Bau-Schalldämm-Maß  $R'_w$  bzw. der bewertete Norm-Trittschallpegel  $L'_{n,w}$  setzen sich aus dem Schalldämm-Maß bzw. dem Trittschallpegel der Rohdecke und verschiedenen Korrektur- und Verbesserungswerten zusammen. Die folgenden Gleichungen Gl. 25 und Gl. 26 zeigen nur die für die folgenden Untersuchungen notwendigen Anteile. Je nach Aufbau der Decken können noch weitere Zu- bzw. Abschläge hinzukommen.

$$R'_w = R_w - \Delta R_w - K_E \text{ [dB]} \quad \text{Gl. 25}$$

$$L'_{n,w} = L_{n,\text{eq},0,w} - \Delta L_w \text{ [dB]} \quad \text{Gl. 26}$$

Die schalltechnischen Eigenschaften der Rohdecke spiegeln sich im äquivalenten bewerteten Norm-Trittschallpegel  $L_{n,eq,0,w}$  und im bewerteten Schalldämm-Maß  $R_w$  wieder. Beide Werte werden anhand der flächenbezogenen Masse  $m'$  berechnet, welche maßgebenden Einfluss auf die schalltechnischen Eigenschaften des gesamten Deckensystems hat. Die Berechnung des äquivalenten bewerteten Norm-Trittschallpegel  $L_{n,eq,0,w}$  erfolgt nach DIN EN 4109-32 4.8.4.4 [46] (s. Gl. 27) und die des bewerteten Schalldämm-Maß  $R_w$  nach DIN EN 4109-32 4.1.4.2.2 [46] (s. Gl. 28 (gilt für Betondecken)). Die flächenbezogene Masse  $m'$  darf für bewehrte Bauteile zu  $2400 \text{ kg/m}^2$  angenommen werden.

$$L_{n,eq,0,w} = 164 - 35 \lg \left( \frac{m'}{1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} \right) \text{ [dB]} \quad \text{Gl. 27}$$

$$R_w = 30,9 \cdot \lg \left( \frac{m'}{1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} \right) - 22,2 \text{ [dB]} \quad \text{Gl. 28}$$

Der Einfluss von Bodenbelägen, Unterdecken und Doppelböden ist als Ab- oder Zuschlag, beschrieben durch die Verbesserungswerte  $\Delta L_w$  und  $\Delta R_w$ , rechnerisch zu ermitteln und zu berücksichtigen. Für Vorsatzkonstruktionen vor massiven Bauteilen erfolgt die Berechnung nach DIN EN 4109-34 [47]. In die Verbesserung der Luftschalldämmung fließt neben der flächenbezogenen Masse des Grundbauteils ( $m'_1$ ) und der Vorsatzkonstruktion ( $m'_2$ ) die Resonanzfrequenz  $f_0$  des zweischaligen Systems ein. Sofern zwischen Vorsatzkonstruktion und Grundbauteil eine Dämmschicht liegt, wie bspw. bei schwimmend verlegten Estrichen, wird die Resonanzfrequenz  $f_0$  nach Gl. 29 ermittelt. In diese Gleichung geht die dynamische Steifigkeit der Dämmschicht  $s'$  ein. Aus der Resonanzfrequenz  $f_0$  wird die Verbesserung der Luftschalldämmung  $\Delta R_w$  abgeleitet. Für einseitig angebrachte Vorsatzkonstruktionen gilt hierfür DIN EN 4109-34 Tab. 1 [47]. Liegt die Resonanzfrequenz zwischen 30 und 160 Hz berechnet sich die Verbesserung  $\Delta R_w$  nach Gl. 30. Bei höheren Resonanzfrequenzen wird  $\Delta R_w$  negativ, sodass eine Minderung der Luftschalldämmung vorliegt. Grund hierfür ist eine ungünstige Dimensionierung des Deckenaufbaus. Die Verbesserung der Trittschalldämmung ist hingegen unabhängig von der Resonanzfrequenz, sodass stets eine Verbesserung erzielt wird. Sie wird für schwimmend verlegte Mörtelstriche nach DIN EN 4109-34 4.5.4.2 [47] (s. Gl. 31) und für schwimmend verlegte Fertigteilestriche nach DIN EN 4109-34 4.5.2.2 [47] (s. Gl. 32) ermittelt. Für den Fall, dass zwei aufeinander liegende Dämmschichten verlegt werden, errechnet sich die dynamische Steifigkeit nach Gl. 33 [47].

$$f_0 = 160 \cdot \sqrt{s' \cdot \left( \frac{1}{m'_1} + \frac{1}{m'_2} \right)} \text{ [Hz]} \quad \text{Gl. 29}$$

$$\Delta R_w = \max \left\{ \begin{array}{l} 74,4 - 20 \cdot \lg(f_0) - 0,5 \cdot R_w \\ 0 \end{array} \right. \text{ [dB]} \quad \text{Gl. 30}$$

$$\Delta L_w = 13 \cdot \lg(m') - 14,2 \cdot \lg(s') + 20,8 \text{ [dB]} \quad \text{Gl. 31}$$

$$\Delta L_w = \left( -0,21 \frac{\text{m}'}{\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} - 5,45 \right) \cdot \lg \left( \frac{s'}{\frac{\text{MN}}{\text{m}^3}} \right) + 0,46 \cdot \frac{\text{m}'}{\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} + 23,8 \text{ [dB]} \quad \text{Gl. 32}$$

$$s' = \left( \sum_{i=1}^2 \frac{1}{s_i} \right) \quad \text{Gl. 33}$$

Zusätzlich ist bei der Berechnung des bewerteten Bauschalldämm-Maßes die Reduzierung der Direktdämmung durch elastisch entkoppelte Bauteilränder massiver, einschaliger Bauteile gegenüber

angrenzenden Bauteilen zu beachten. Diese Reduzierung wird durch den Korrekturwert  $K_E$  erfasst. Planungswerte für den Korrekturwert  $K_E$  sind in DIN EN 4109-32 Tabelle 1 [46] zu finden.

#### 7.4 Annahmen zum rechnerischen Variantenvergleich und konstruktive Hinweise

Die folgende Berechnung dient dazu die Dicke der Betonplatte der verschiedenen Deckenvarianten aus Kapitel 7.1 aus schalltechnischer Sicht zu dimensionieren. Da für den Nachweis des Schallschutzes bei HBV-Decken häufig die Einhaltung des Norm-Trittschallpegels maßgebend wird, wird zunächst dieses Kriterium für die Optimierung herangezogen. Anhand des oben beschriebenen Nachweisformats wird die Mindestdicke der Betonplatte zurückgerechnet, die zur Einhaltung des maximal zulässigen Trittschallpegels unter Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte erforderlich ist. Das Trittschallverbesserungsmaß  $\Delta L_w$ , welches durch den Bodenaufbau erreicht wird, wird zunächst als variabel angenommen und die Mindestdicken für verschiedene Verbesserungsmaße ermittelt. Daraufhin wird überprüft, ob für die ermittelten Mindestdicken der Nachweis der Luftschalldämmung eingehalten ist.

Bei Variante B1 wird die Wirkung des Doppelbodens als schalldämmende Vorsatzschale durch den Korrekturwert  $\Delta R_w$  mit 5 dB berücksichtigt. Diese Annahme deckt sich mit Angaben zur Luftschalldämmung von Hohlraumböden in [48]. Anschließend erfolgt eine Einschätzung, welche Bodenaufbauten die angenommene Verbesserung des Trittschallpegels gewährleisten können und welche Betondicke dafür vorliegend muss.

Bei Variante W1a bzw. W1b liegt ein schwimmend verlegter Trocken- bzw. Nassestrich vor. Dieser beeinflusst sowohl den bewerteten Norm-Trittschallpegel als auch das bewertete Bau-Schalldämm-Maß. Wie im vorangegangenen Kapitel 7.3 erläutert, erreichen zweischalige Konstruktionen bei ungünstiger Dimensionierung nicht immer eine Verbesserung der Luftschalldämmung. Um dies zu vermeiden, wird zunächst eine Resonanzfrequenz von 160 Hz angenommen, die gerade noch eine Verbesserung des Schalldämm-Maßes erzeugt. Höhere Werte führen stets zu einer negativen Auswirkung und Werte unter 160 Hz führen zu einer Steigerung des Verbesserungsmaßes. Mit der angenommenen Resonanzfrequenz wird die dafür erforderliche dynamische Steifigkeit der Trittschalldämmung ermittelt. Da von dieser jedoch auch das Trittschalldämmmaß  $\Delta L_w$  abhängig ist, wird zusätzlich berechnet, welche dynamische Steifigkeit zur Erreichung des angenommenen  $\Delta L_w$  erforderlich ist. Von diesen beiden Werten wurde der geringere und somit maßgebende Wert als dynamische Steifigkeit gewählt. Im untersuchten Bereich wird stets die Trittschalldämmung maßgebend für die dynamische Steifigkeit. Mit dieser wird anschließend die tatsächlich vorliegende Verbesserung des Bau-Schalldämm-Maßes ermittelt. Die Masse des Trockenestrichs wird bei dieser Betrachtung zu  $56,6 \text{ kg/m}^2$  angenommen. Dies entspricht der Masse zweier Gipsfaserplatten mit einer Dicke von je 23 mm. Als Nassestrich wird ein Zementestrich mit einer Stärke von 65 mm und einer flächenbezogenen Masse von  $136,5 \text{ kg/m}^2$  angenommen. Dieser Rechenablauf ist in Abbildung 80 dargestellt. Zusätzlich wird bei beiden Varianten die akustische Entkopplung der Decken zweier benachbarter Wohnungen durch den Korrekturwert  $K_E$  mit 6 dB erfasst. Im Anschluss an die Berechnung wird geprüft, ob die geforderten dynamischen Steifigkeiten durch am Markt verfügbare Produkte gewährleistet werden können. Daraus werden möglich Fußbodenaufbauten und die empfohlene Betondicke abgeleitet.

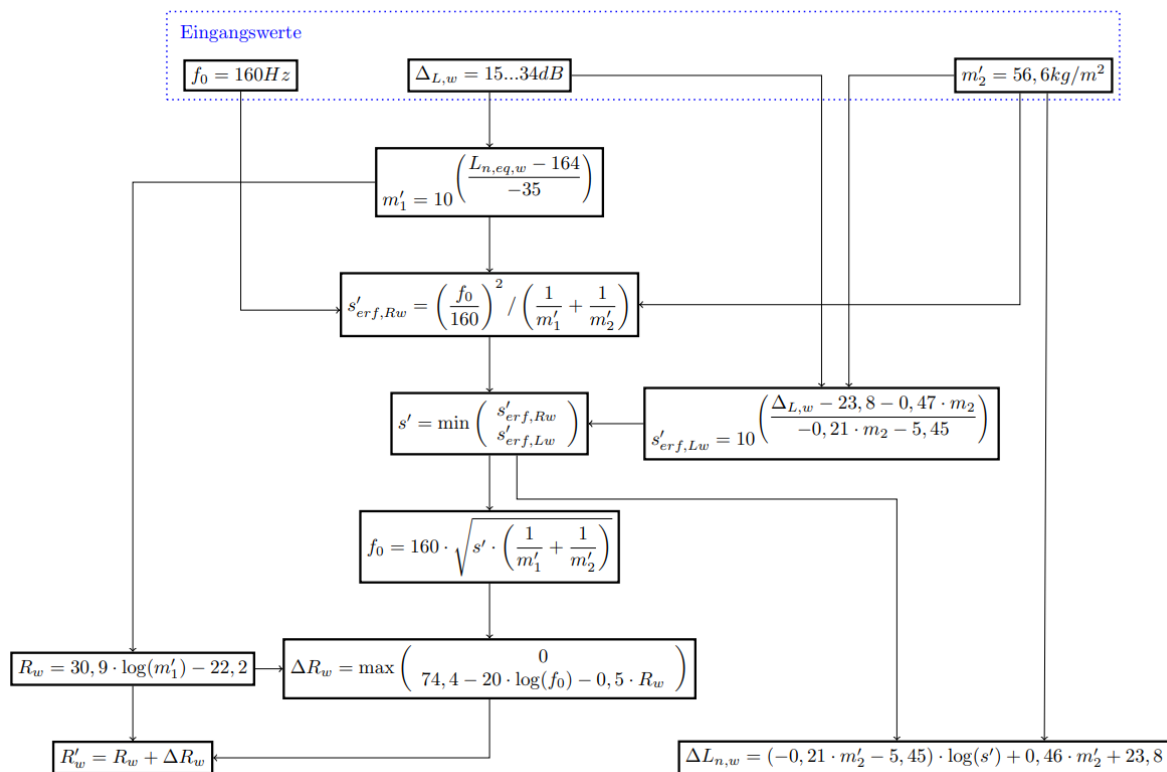


Abbildung 80 Berechnungsablauf zur schalltechnischen Dimensionierung der HBV-Decke W1 im Wohnbereich mit schwimmendem Trockenestrich

Bei der Wohnungsdecke W2 ohne Estrich verläuft die Rechnung analog zu der Berechnung der Bürodecke. Das Verbesserungsmaß der Luftschalldämmung entfällt, da der trittschalldämmende Belag keinen Beitrag zur Luftschalldämmung leistet. Bei Variante W2 ist keine Trennfuge zwischen den Wohnungen vorgesehen, sodass der Korrekturwert  $K_E$  zu 0 dB angenommen wird. Wie bei den anderen Varianten folgt eine Bewertung der Ergebnisse.

Die Berechnungen berücksichtigen nur die schalltechnischen Eigenschaften der Trenndecke selbst. Die Schallübertragung über flankierende Bauteile, wie Fassaden und Innenwände, kann zu einer Reduzierung der gesamten bewerteten Luft- und Trittschalldämmung führen. In der Regel sind angrenzende flankierende Bauteile vom Trennbauteil, durchlaufend vom Senderraum bis Empfangsraum, zu trennen. Alle flankierenden Bauteile sind vom Trennbauteil komplett zu unterbrechen und elastisch zu entkoppeln.

Der Nachweis der schalltechnischen Anforderungen muss unter Berücksichtigung der jeweiligen gesamten Einbausituation und der Prüfwerte der einzelnen Materialien bzw. Produkte durchgeführt werden. Die angegebenen Berechnungsergebnisse sind nur informativ und dienen der Orientierung. Eine pauschale Aussage zur Gewährleistung, dass alle erforderlichen schalltechnischen Eigenschaften erreicht werden, kann nicht erfolgen. Dies ist immer im Einzelfall zu prüfen.

### 7.5 Ergebnisse des rechnerischen Variantenvergleichs

Tabelle 26 zeigt die Ergebnisse der rechnerischen Bewertungen für die Varianten B1, W1 und W2. Die roten Werte in der Tabelle kennzeichnen, dass der Nachweis der Luftschalldämmung unter Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte für die entsprechende Betondicke nicht eingehalten wird. Da aus Sicht der Tragwerksplanung die Mindestdicke der Betonplatte 10 cm beträgt, wurden geringere Betonstärken nicht untersucht.

Tabelle 26 Berechnungsergebnisse für die Deckenaufbauten B1 (Bürodecke mit aufgeständertem Doppelboden), Typ W1 (Wohnungsdecke mit schwimmendem Estrich und schalldämmendem Fußbodenaufbau, mit Entkopplung der Kanten), und W2 (Wohnungsdecke ohne schwimmenden Estrich, mit schalldämmendem Fußbodenaufbau, ohne Entkopplung der Kanten)

Bewertung der Trittschalldämmung				Bewertung der Luftschalldämmung			
Erf. $\Delta L_w$ [dB]	Mindestdicke der Betonplatte [cm]			Bewertetes $R'_w$ bei Mindestdicke der Betonplatte [dB]			
	B1	W1a   b	W2	B1 $K_E = 0$ dB $\Delta R_w = 5$ dB	W1a $K_E = 6$ dB $\Delta R_w = \text{var.}$	W1b $K_E = 6$ dB $\Delta R_w = \text{var.}$	W2 $K_E = 0$ dB $\Delta R_w = 0$ dB
21	18,9	23,0		64,9	56,6	56,7	62,6
22	17,7	21,6		64,0	56,2	56,9	61,7
23	16,6	20,2		63,1	56,3	57,1	60,8
24	15,5	18,9		62,3	56,4	57,3	59,9
25	14,5	17,8		61,4	56,5	57,5	59,0
26	13,6	16,6		60,5	56,6	57,7	58,1
27	12,7	15,5		59,6	56,7	57,9	57,3
28	11,9	14,5		58,7	56,8	58,1	56,4
29	11,2	13,6		57,8	56,9	58,3	55,5
30	10,5	12,7		57,0	57,0	58,5	54,6
31	9,8	11,9		56,1	57,1	58,7	53,7
32	9,2	11,2		55,2	57,1	58,9	52,8
33	8,6	10,5		54,3	57,2	59,1	52,0
34	8,0	9,8		53,4	57,3	59,3	51,1

Bei der Bürodecke ist das angestrebte bewertete Bau-Schalldämm-Maß bei Deckenplatten, die dünner als 9,8 cm sind, nicht zu erreichen. Die Mindestdicke der Betonplatte beträgt somit für diese Variante 10 cm, vorausgesetzt, dass der Bodenaufbau eine Verbesserung des Norm-Trittschallpegels von 31 dB gewährleistet. Bei einer Betondicke von 12 cm ist eine Verbesserung um 28 dB erforderlich. Angaben aus der Fachliteratur [49] sowie von Herstellern verschiedener Hohlbodensysteme [50] zeigen, dass derartige Werte von Hohlboden- oder Doppelbodensystemen erreicht werden können, siehe Tabelle 30. Um eine Betondicke von 10 oder 12 cm zu erreichen, sind voraussichtlich Dämmplättchen unter den Stützfüßen anzubringen und ein weicher Teppichbelag zu verwenden.

Bei Variante W1a und W1b, den Varianten im Wohnbereich mit Trocken- bzw. Nassestrich auf einer Trittschalldämmung, ist das bewertete Bau-Schalldämm-Maß für alle Betondicken eingehalten, sodass die Betonplatte mit einer Dicke von mindestens 10 cm ausgeführt werden kann. Beim Trockenestrich ist die Voraussetzung hierfür, dass der Fußbodenaufbau eine Verbesserung des Trittschallpegels von 34 dB liefert bzw. die Trittschalldämmung eine dynamische Steifigkeit von  $8 \text{ MN/m}^3$  hat. Bei einer 12 cm dicken liegen diese Werte bei 31 dB bzw.  $12 \text{ MN/m}^3$ . Tabelle 28 zeigt einen Überblick über die Verbesserungsmaße des Trittschallpegels verschiedener Fußbodenaufbauten mit Trockenestrichen. In Tabelle 29 sind einige Trittschalldämmungen und ihre dynamischen Steifigkeiten aufgelistet. Aus den Werten wird ersichtlich, dass für einen Aufbau mit Trockenestrich ein mehrlagiger Aufbau der Trittschalldämmung erforderlich ist. Die dynamischen Steifigkeiten der verfügbaren Trittschalldämmungen allein sind nicht ausreichend. Bei Verlegung zweier Lagen reduziert sich gem. DIN EN 4109-34 jedoch die dynamische Gesamtsteifigkeit (s. Gl. 33 in Kapitel 7.2). Gemessen an diesen Werten, erscheint eine 12 cm dicke Betonplatte bei Verwendung eines Trockenestrichs empfehlenswert, wobei eine 10 cm dicke Platte nicht ausgeschlossen wird.

Bei der Variante W1b mit Nassestrich ist Einhaltung des Trittschallpegels einfacher zu gewährleisten, da die Masse des Nassestrichs höher ist und für Nassestriche Trittschalldämmungen mit geringeren dynamischen Steifigkeiten eingesetzt werden können. So ist für eine 10 cm starke Betondecke eine Verbesserung des Trittschallpegels von 34 dB oder eine dynamische Steifigkeit der Trittschalldämmung von  $10,6 \text{ MN/m}^3$  erforderlich. Für eine 12 cm dicke Platte hingegen sind ein Verbesserungsmaß von 31 dB oder eine dynamische Steifigkeit von  $17 \text{ MN/m}^3$ . Wie Tabelle 29 zeigt, werden derartige Werte auch bei einlagiger Anordnung erreicht, sodass sowohl die 12 cm als auch die 10 cm dicke Betonplatte ausgeführt werden können.

Für Variante W2, der Variante im Wohnbereich ohne Estrich und lediglich weichem Bodenbelag auf der Rohdecke, beträgt die Mindestbetondicke 15 cm, wobei eine Verbesserung des Norm-Trittschallpegels um 28 dB erforderlich ist. Im Gegensatz zu Variante W1 ist diese Verbesserung allein durch den Fußbodenbelag zu gewährleisten. Tabelle 27 zeigt, dass diese Werte von Teppichböden durchaus erreicht werden. Jedoch ist ein Ansatz leicht austauschbarer Beläge nach DIN EN 4109-1 [1] nicht vorgesehen.

Bei Variante W1 wurde eine Entkopplung der vier Deckenränder mitbetrachtet, die eine Abminderung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes um 6 dB nach sich zieht. Obwohl dies den ungünstigsten Fall darstellt, werden die Nachweise des bewerteten Bau-Schalldämm-Maße bis hin zu der aus statischer Sicht geringstmöglichen Deckenstärke eingehalten. Ohne Entkopplung der Deckenränder verbessert sich das bewertete Bau-Schalldämm-Maß. Dies führt jedoch zu keiner Verringerung der Deckenstärke mehr, da die statischen Nachweise und die Nachweise des bewerteten Norm-Trittschallpegels dies nicht weiter erlauben. Im Fall der Variante W2 wurde eine Entkopplung der Deckenränder nicht betrachtet, da bereits ohne die damit einhergehende Abminderung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes die Nachweise nur für Deckenstärken über 15 cm eingehalten werden. Da höhere Deckenstärken aus statischer Sicht für HBV-Decken nicht sinnvoll erscheinen, wird die Entkopplung der Deckenränder für diese Variante ausgeschlossen.

Tabelle 27 Trittschalldämmmaße verschiedener Teppichböden

Produktbezeichnung	Dicke [mm]	Trittschallverbesserung $\Delta L_w$ [db]
Anker Aera Structure (getuftet), Fliesenware	6,5	ca. 25*
Findeisen Nadelvlies Finett Vision	7,0	25**
Estillon Egalsoft Nadelfilz/Nadelvlies	6,5	27***
Vorwerk Superior 1028/1052 SL Sonic (getuftet)	9,3	25****
Vorwerk Superior 1012 SL Sonic (getuftet)	9,8	30*****

\* Herstellerangaben aus [51]

\*\* Herstellerangaben aus [52]

\*\*\* Herstellerangaben aus [53]

\*\*\*\* Herstellerangaben aus [54]

\*\*\*\*\* Herstellerangaben aus [55]

Tabelle 28 Trittschalldämmmaße verschiedener Fußbodenaufbauten bestehend aus Trockenestrichen auf Dämmschichten/Schüttungen

Fußbodenaufbau und Produkte	Gesamtdicke [mm]	Trittschallverbesserung $\Delta L_w$ [db]
2x23 mm Knauf Brio 23 Trockenestrich 20 mm Mineralwolle ( $s'=50 \text{ MN/m}^3$ )	66	28*
25 mm Lindner NORIT-TE 25 Trockenestrich 20 mm Mineralwolle ( $s'=90 \text{ MN/m}^3$ ) 20 mm Blähton-schüttung ( $m=450 \text{ kg/m}^3$ )	65	30**
2x12,5 mm fermacell Gipsfaser-Platten 20 mm Mineralwolle	45	27***

2x12,5 mm fermacell Gipsfaser-Platten 20 mm Mineralwolle 20 mm fermacell Ausgleichsschüttung	65	31***
--	----	-------

\* Herstellerangaben aus [56]

\*\* Herstellerangaben aus [57]

\*\*\* Herstellerangaben aus [58]

Tabelle 29 Dynamische Steifigkeiten von Trittschalldämmungen für Trocken- und Nassestriche

Trittschalldämmung	Geeignet für	Dicke [mm]	Dynamische Steifigkeit s' [MN/m <sup>2</sup> ]	
			Einlagig	Zweilagig
Rockwool Floorrock Acoustic CP3	Trocken- und Nassestrich	13	30,0**	15,0*
		30	19,0**	9,5*
		40	16,0**	8,0*
knauf insulation Trittschall-Dämmplatte TPE	Trocken- und Nassestrich	30	25,0***	12,5*
		40	20,0***	10,0*
knauf insulation Trittschall-Dämmplatte TPT 03	Nassestrich	20	12,0****	6,0*
		30	9,0****	4,5*
Knauf insulation Trittschall-Dämmplatte TPS	Nassestrich	20	25*****	12,5*
		30	20*****	10,0*
		50	15*****	7,5*
Rockwool Floorrock Acoustic CP5	Nassestrich	20	18,0*****	9,0*
		25	13,0*****	6,5*
		30	11,0*****	5,5*
		40	10,0*****	5,0*

\* Abgeleiteter Wert nach Gl. 33

\*\* Herstellerangaben aus [59]

\*\*\* Herstellerangaben aus [60]

\*\*\*\* Herstellerangaben aus [61]

\*\*\*\*\* Herstellerangaben aus [62]

\*\*\*\*\* Herstellerangaben aus [63]

Tabelle 30 Trittschalldämmmaße verschiedener Doppel- oder Hohlbodensysteme

Fußbodenaufbau und Produkte	Trittschallverbesserung $\Delta L_w$ [db]
<b>Einfacher Doppelboden ohne Belag (allgemein):</b> öffenbare Calciumsulfat- oder Gipsfaserplatten ohne Dämmplättchen unter den Füßen	10-15*
<b>Einfacher Doppelboden mit Belag (allgemein):</b> Weicher Fußbodenbelag (z.B. Nadelvlies oder Velours) öffenbare Calciumsulfat- oder Gipsfaserplatten ohne Dämmplättchen unter den Füßen	22-37*
<b>Hohlraumboden mit weichem Belag (allgemein):</b> Weicher Fußbodenbelag (z.B. Nadelvlies oder Velours) ggf. Fließestrich Trägerplatte (bspw. Gipsfaserplatten, ohne Fließestrich zweilagig) ohne Dämmplättchen unter den Füßen	20-37*
<b>Hohlraumboden mit hartem Belag (allgemein):</b> Harter Fußbodenbelag (z.B. Parkett oder Fliesen) ggf. Fließestrich Trägerplatte (bspw. Gipsfaserplatten, ohne Fließestrich zweilagig) ohne Dämmplättchen unter den Füßen	12-22*



<b>Lindner Cavopex ohne Belag:</b> 35mm Estrich 18mm Calciumsulfatplatte 147mm Hohlraum Mit Dämmplättchen unter den Füßen	21***
<b>Lindner Cavopex mit Belag:</b> 35mm Estrich 18mm Calciumsulfatplatte 147mm Hohlraum Mit Dämmplättchen unter den Füßen	27***
<b>Knauf GIFAfloor F181.de ohne Belag:</b> 25...38mm Knauf GIFAtec Gipsfaserwerkstoffplatte Hohlraum mit 5mm PGR-Dämmplättchen und PE-Auflagen	12-18**
<b>Knauf GIFAfloor F182.de ohne Belag:</b> 32   38 + 18 mm Knauf GIFAtec Gipsfaserwerkstoffplatte Hohlraum mit 5mm PGR-Dämmplättchen und PE-Auflagen	20-21**
<b>Knauf GIFAfloor F181.de mit Belag:</b> Fußbodenbelag mit 19-31 dB Trittschallverbesserungsmaß 25...38 mm Knauf GIFAtec Gipsfaserwerkstoffplatte Hohlraum mit 5mm PGR-Dämmplättchen und PE-Auflagen	22-30**
<b>Knauf GIFAfloor F182.de mit Belag:</b> Fußbodenbelag mit 19-31dB Trittschallverbesserungsmaß 32   38 + 18 mm Knauf GIFAtec Gipsfaserwerkstoffplatte Hohlraum mit 5mm PGR-Dämmplättchen und PE-Auflagen	23-35**

\* Angaben aus der Fachliteratur [49]

\*\* Herstellerangaben aus [50]

\*\*\* Angaben aus Projekten des Forschungspartners Arup

## 7.6 Akustisch wirksame Unterdecken

In Wohngebäuden ist die Anordnung von schalldämmenden Unterdecken zwischen den Balken möglich. Die Vorsatzschalenwirkung der Variante W1 ist theoretisch statt durch einen schwimmenden Estrich auch durch ein abgehängtes schalldämmendes Unterdeckensystem zu erzielen. Deckenvarianten, die nur mit einem weichen Bodenbelag zur Verbesserung der Trittschalldämmung versehen sind, könnten mit der Anordnung einer Unterdecke auch bei dünneren Deckenplatten die Anforderungen an die Luftschalldämmung einhalten.

Bei Bürodecken kommen die zwischen den Balken angeordneten TGA-Panels, siehe Kapitel 8, als Akustikmaßnahme nicht in Frage. Die Holzbalken müssen aufgrund von Brandschutzanforderungen exponiert sein, sodass die TGA-Panels mit umlaufender Fuge montiert werden. Somit ist ein Ansatz zur akustischen Verbesserung ausgeschlossen.

## 7.7 Projektbezogene Prüfung

Bei der projektbezogenen Prüfung handelt es sich um eine auf Messungen am Bau basierte bauakustische Güte- und Eignungsprüfung. Hierzu sind je zwei neben- bzw. übereinanderliegende Musterräume vorzusehen, wobei der eine als Empfangs- und der andere als Senderaum dient. Zwischen diesen kann dann die Luft- bzw. Trittschalldämmung der Wände, Decken ggf. auch der Türen gemäß DIN EN 4109 durch Messungen kontrolliert werden. Sowohl der Empfangsraum als auch der Senderaum müssen hierfür ein abgeschlossenes Raumvolumen haben. Um belastbare Ergebnisse zu erhalten, ist es wichtig, dass sämtliche

Bauteile und Bauteilanschlüsse der Messräume gemäß den Planungsdetails und -vorgaben ausgeführt sind. Auch ist die Schallübertragung über Schallnebenwege, Undichtigkeiten etc. auszuschließen.

Unter diesen Voraussetzungen liefert die projektbezogene Prüfung sehr zuverlässige Aussagen zur Einhaltung der akustischen Anforderungen unter den projektspezifischen Bedingungen. Es empfiehlt sich eine projektbezogene Prüfung möglichst frühzeitig durchzuführen, um eventuelle Ausführungsfehler vor der Serienfertigung zu korrigieren.

Die messtechnische Überprüfung erlaubt es, das in Herstellerangaben zur Trittschall- oder Luftschallverbesserung enthaltene Vorhaltemaß von 2 dB zu nutzen. Dieser Umstand ermöglicht eine Optimierung der Konstruktion, da die Akustik bei HBV-Decken häufig maßgebend für die Dimensionierung der Betonplatte ist. Obwohl die projektbezogene Prüfung zwar aufwändig und kostenintensiv ist, kann sie über das gesamte Bauvorhaben zu einer deutlichen Material- und Kosteneinsparung beitragen. Weiterhin lassen sich durch die projektbezogene Prüfung eventuelle Ausführungsfehler vor der Serienfertigung korrigieren.

In der Ausschreibung ist diese Form der Prüfung zu beschreiben und die Deckenkonstruktion wird dann mittels der akustischen Messungen abgenommen. Mittlerweile wird für Bauvorhaben häufig eine DGNB (Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen) Zertifizierung angestrebt, mit dem Ziel Gold oder Platin Status zu erreichen. Hierfür sind meistens höhere Anforderungen an den Schallschutz zu erfüllen, sodass vor dem Hintergrund der Zertifizierung eine messtechnische Überprüfung des Schallschutzes ohnehin sinnvoll ist.

## 7.8 Zusammenfassung

In den vorangegangenen Kapiteln wurden Möglichkeiten für die akustische Auslegung von HBV-Decken dargelegt und Deckentypen mit verschiedenen Bodenaufbauten und Nutzungen untersucht. Für die Varianten wurden mögliche Minstdicken der Betonplatten anhand der Schallschutznachweise nach DIN EN 4109 ermittelt. Dabei wurde eine Verbesserung des Norm-Trittschallpegels vorausgesetzt. Diese Verbesserung ist abhängig vom Fußbodenaufbau und den verwendeten Produkten. Es wurde daher überprüft, ob die zum Erreichen der Mindestbetondicke notwendige Verbesserung der Trittschalldämmung durch am Markt verfügbare Produkte geliefert werden können.

Da bei Bürodecken ohnehin für die Verlegung von Leitungen ein Doppelboden oder Hohlboden vorgesehen ist, wurde nur dieser Bodenaufbau betrachtet (Variante B1). Für Wohnungen wurde eine Variante mit schwimmendem Trocken- bzw. Nassestrich (Variante W1a bzw. W1b) sowie eine Variante ausschließlich mit schalldämmendem Bodenbelag (Variante W2) rechnerisch untersucht.

Für Bürodecken B1 wird eine Dicke der Betonplatte von 10 bis 12 cm empfohlen. Dafür muss das Hohlraum- oder Doppelbodensystem ein Trittschallverbesserungsmaß von 28 bis 31 dB leisten. Diese Werte werden von am Markt verfügbaren Produkten erreicht. Voraussichtlich sind Dämmplatten unter den Stützenfüßen sowie ein weicher Fußbodenbelag zu verwenden.

Für Wohnräume wird die Ausführung entsprechend W1a oder W1b mit einem schwimmend verlegten Estrich empfohlen, da die Beheizung der Räume voraussichtlich ohnehin über einen Heizestrich erfolgt. Untersucht wurde ein Trockenestrich aus zweilagig verlegten Gipsfaserplatten mit einer Gesamthöhe von 46 mm und ein nass eingebrachter Zementestrich mit einer Höhe von 65 mm. Die erforderliche Betonhöhe beträgt 10-12 cm für beide Varianten, wobei bei Verwendung eines Trockenestrichs voraussichtlich 10 cm Betonhöhe nur schwierig zu erreichen sind. Daher wird bei Trockenestrich eine Betonhöhe von 12 cm empfohlen. Als Trittschalldämmung ist unter dem Trockenestrich eine zweilagige Trittschalldämmung erforderlich, während bei Nassestrich eine Dämmschichtlage ausreichend ist. Bei Nassestrich sind jedoch der Eintrag von Feuchtigkeit in das Bauwerk und die Aushärtezeit ungünstiger als bei Trockenestrich.

Der minimale Fußbodenaufbau aus Variante W2 ohne Trittschalldämmung und Estrich erfüllt erst ab einer Betonhöhe von 15 cm den geforderten Schallschutz. Aus statischer Sicht ist diese Betonhöhe allerdings ungünstig, da der Beton zunehmend in die Zugzone des Querschnitts rückt, siehe auch Kapitel 2.5. Weiterhin

ist im Wohnbau der Ansatz von Teppichböden zur Berechnung des Trittschallschutzes, wie in der Bewertung von Variante W2 geschehen, nach DIN EN 4109-1 [1] ausgeschlossen. Vor dem Hintergrund der Forschung für den ressourcenschonenden und schnellen Bau von bezahlbarem Wohnraum wurde diese Regelung innerhalb dieser Untersuchung bewusst außer Acht gelassen. Voraussetzung für den Ansatz des Fußbodenbelags wäre in jedem Fall eine Aufklärung der Mieter über die Festlegung des Fußbodenbelags sowie eine entsprechende Ausbaubeschreibung in den Mietverträgen. Des Weiteren wäre eine messtechnische Abnahme im Rahmen einer projektspezifischen Prüfung in diesem Falle auf jeden Fall angebracht. Da die notwendigen Deckenstärken jedoch nicht mit den statischen Anforderungen in Einklang zu bringen sind, wird von dieser Variante abgesehen.

Insgesamt sind mit den auf dem Markt verfügbaren Produkten Deckenstärken von 10-12 cm ausführbar. Die aus statischer Sicht minimale Betonhöhe von 10 cm wird somit gar nicht oder nur um ein geringes Maß überschritten. Die erforderliche Deckenstärke ist im Bürobau und im Wohnbau gleich, sodass die gleiche Rohdecke für beide Nutzungen eingesetzt werden könnte.

## 8 Panels für die technische Gebäudeausrüstung

Insbesondere in Bürobauten dienen Decken häufig als Installationsebene für die technische Gebäudeausrüstung (TGA). Diese umfasst unter anderem die Heizung und Kühlung, Lüftung sowie die elektrische Versorgung.

Im Fall einer HBV-Rippendecke, dem Hauptgegenstand dieses Forschungsprojekts, wird die TGA zwischen den Holzrippen angeordnet, siehe Abbildung 81. Diese Stränge werden meist über einen zentralen TGA-Schacht in einem rechtwinklig zu den Rippen verlaufendem Flur bedient.

Die technische Erschließung von Gebäuden in vertikaler Richtung, also die Verteilung der Haustechnik über die Geschosse, erfolgt bereits häufig mit vorgefertigten Registern. Diese enthalten bereits alle benötigten Komponenten und müssen auf der Baustelle nur noch montiert und zusammengeschlossen werden. Horizontale Register sind bislang weniger gebräuchlich, ermöglichen jedoch einen schnelleren Bauablauf und Kosteneinsparungen. Die folgenden Kapitel fassen wichtige Überlegungen für die Konzipierung eines solchen Registers, im Weiteren als TGA-Panel bezeichnet, zusammen.

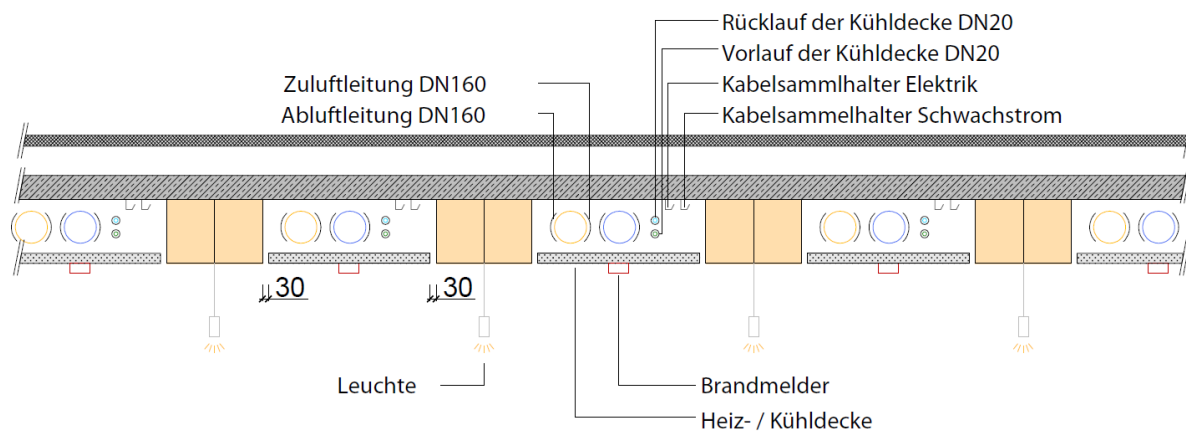


Abbildung 81 Vertikalschnitt durch eine HBV-Rippendecke mit TGA-Panels zwischen den Balken

### 8.1 Aufbau und Funktion der TGA-Panels

Die Anforderungen an die TGA sind in jedem Fall projektspezifisch und somit auch die Zusammensetzung der in den Panels verbauten Komponenten. Je nach Anforderung an die Ausstattung des Büros deckt die TGA folgende Funktionen ab:

- Heizen und Kühlen
- Lüften
- Brandmeldung
- Sprinkler (optional)
- Elektrische Versorgung (optional)
- Verbesserung der Raumakustik (optional)
- Messung der Raumluftqualität (optional)
- Beleuchtung (optional)

Die benötigten Komponenten der TGA werden in einer Kassetten- oder Rahmenkonstruktion zusammengefasst und können so in einem Stück eingebaut werden. Aus anderen Gewerken ergeben sich einige Anforderungen an die Konstruktion der Panels, welche im Folgenden erläutert werden.

Zum Heizen und Kühlen sollen Heiz- bzw. Kühlsegel eingesetzt werden, welche gleichzeitig den unteren Abschluss der Panels bilden. Diese sind von verschiedenen Herstellern in verschiedenen Ausführungen erhältlich. Ein Beispiel für ein solches Segel, das Plafotherm DS320 des Herstellers Lindner, zeigt Abbildung 82.

Für den Brandschutz ist es erforderlich, dass eine Luftumspülung dieser Heiz-/Kühldeckenelemente möglich ist. Die Abstände der TGA-Panels zu den Balken und der Panels untereinander müssen groß genug gewählt werden, damit die Feuerwehr im Brandfall eine visuelle Kontrolle durchführen kann. Durch diesen Spalt liegt keine geschlossene Unterdecke vor, sodass die TGA-Panels nicht zur Reduktion der Schallübertragung zwischen den Geschossen herangezogen werden können. Sie können jedoch zu einer Verbesserung der Raumakustik beitragen. Ein positiver Effekt des Spalts zwischen TGA-Panels und Balken ist, dass freihängende Heiz- bzw. Kühlsegel eine bessere Heiz- bzw. Kühlleistung erreichen, da die umspülte Oberfläche größer ist als bei einer geschlossenen Montage der Deckensegel.

Rohbauten werden in der Regel auf einen Lebenszyklus von mindestens 50 Jahren ausgelegt, während die TGA-Panels nach 15-20 Jahren ausgetauscht werden müssen. Daher ist bei der Konstruktion der Elemente auf flexible Montage und Demontage für die Wartung und den Austausch der Panels zu achten. Die vollständig bestückten Panels sollen durch zwei Monteure eingebaut, gewartet oder ausgetauscht werden können. Dafür sind sie in leicht handzuhabende Elemente mit einer Länge von bis zu 1,5 m zu konfektionieren. Weiterhin soll eine einfache Wartung der Panels gewährleistet sein. Die am Markt verfügbaren Heiz- und Kühlsegel lassen sich herunterklappen und ermöglichen so bequem Einsicht in das gesamte Panel.

Aufgrund des Lebenszyklus der technischen Gebäudeausrüstung ergibt sich eine Empfehlung für die Ausschreibung und damit auch für die Fertigung. Die HBV-Decken werden unabhängig von einem Holzbauunternehmen hergestellt und mit einer konstruktiven Vorrüstung zur Montage der Multifunktionsdecken versehen. Die TGA-Panels werden unabhängig gefertigt und erst auf der Baustelle oder im Gebäude montiert. Die Montageschritte sind beim ersten Einbau und bei Instandsetzung und Austausch der Komponenten immer die gleichen. Durch kleinteilige Herstellung können auch einzelne Komponenten ersetzt werden. Diese Vorgehensweise erlaubt es die Leistungen der technischen Ausrüstung „as a service“ vorzusehen, bei dem nur die Funktionen der TGA gebucht werden und die Installation und Wartung der haustechnischen Systeme dem Anbieter überlassen bleibt.



Abbildung 82 Heiz-/ Kühldeckensegel Plafotherm DS320 von Lindner mit einem zur Wartung heruntergeklapptem Panel [64]

## 8.2 Auslegung der TGA-Panels

Im Folgenden werden die Komponenten für Heizung und Kühlung sowie Lüftung überschlägig dimensioniert, um zu prüfen, ob das Raumvolumen bzw. die Flächen zwischen den Rippen der HBV-Decke ausreichend sind. Die Berechnungen erfolgen nach DIN EN 12831-1 [65] bzw. VDI 2078 [66].

In die Berechnungen fließen die Nutzung des Gebäudes, die Größe und Belegung der Räume sowie die Qualität der Fassade ein. Diese Faktoren sind projektspezifisch, sodass zum Zweck dieser Berechnung Annahmen getroffen werden. Dabei werden zwei Fälle, ein eng belegtes und ein normal belegtes Büro, unterschieden, die im folgenden Kapitel näher erläutert werden.

Für die Dimensionierung der Lüftungsleitungen werden überschlägig die benötigten Luftmengen sowie die daraus resultierende Heiz- und Kühlleistung der konditionierten Zuluft ermittelt. Um die genaue Heiz- und Kühllast der Räume zu ermitteln, muss eine spezifische Heiz- und Kühllastberechnung durchgeführt werden. In diese gehen sowohl innere wie auch äußere Lasten ein. Die inneren Lasten stammen von Personen und Geräten, wie Computern oder Leuchten. Die äußeren Lasten stammen aus der Sonneneinstrahlung auf die Gebäudehülle und sind stark von der Qualität der Fassade abhängig. Die inneren Lasten werden für die beiden betrachteten Fälle rechnerisch ermittelt. Die äußeren Lasten werden zunächst nicht berechnet. Stattdessen wird eine gewisse Heiz-bzw. Kühlleistung angenommen und überprüft, wie viel Leistung nach den inneren Lasten für die äußeren Lasten verbleibt und ob diese Leistung für übliche Fassaden ausreichend ist. Die angenommene Heiz- und Kühlleistung wird aus den Datenblättern eines Referenzprodukts, des in Abbildung 82 dargestellten Lindner Plafotherm DS320, entnommen [67].

### 8.2.1 Annahmen für die Berechnung

Wie zu Anfang des Kapitels erläutert, wird für die Auslegung der TGA zwischen zwei Varianten unterschieden. Es werden eine eng belegte Bürofläche (Variante A) und eine normal belegte Bürofläche (Variante B) betrachtet. Beide Varianten verfügen über vier Arbeitsplätze und, bis auf die Breite, über die gleichen Maße. Die inneren Lasten aus Bürogeräten und Personen sind somit in der eng belegten Variante bezogen auf die Raumgröße höher als bei der normal belegten. Die Raummaße sind so gewählt, dass sie mit der Arbeitsstättenrichtlinie (ASR) konform sind. Die minimale Raumhöhe nach ASR 1.2 „Raumabmessungen und Bewegungsflächen“ [68] ist abhängig von der Raumgröße und beträgt zwischen 2,5 m und 3,0 m. Es wird eine Raumhöhe von 3,0 m gewählt. Um eine einseitige Fensterlüftung zu ermöglichen, beträgt die maximale Raumtiefe nach ASR 3.6 [69] die 2,5-fache Raumhöhe, also hier 7,5 m. Gewählt wurde eine Raumtiefe von 5,4 m, damit bei der gewählten Raumhöhe noch von einer natürlichen Belichtung ausgegangen werden kann. Die Raumbreite der eng belegten Variante A beträgt 3,94 m und die der normal belegten Variante B 5,29 m. Die beiden Varianten sind in Abbildung 83 dargestellt und die Raummaße in Tabelle 31.

Tabelle 31 Übersicht über die untersuchten Varianten zur Auslegung der TGA-Panels

Variante	Raumbreite [m]	Raumhöhe [m]	Raumtiefe [m]	Raumfläche [m <sup>2</sup> ]
Variante A – eng belegt	3,94	3,0	5,4	21,3
Variante B – normal belegt	5,29			28,6

### 8.2.2 Berechnung und Ergebnisse

Die folgenden Tabellen zeigen die detaillierten Berechnungen zur Auslegung der Lüftung und der Heiz- bzw. Kühlsegel. In den Tabellen werden immer wieder Werte auf einen Raum oder auf eine Achse bezogen. Eine Achse besteht aus einer Panel-Reihe zwischen den Rippen der Decke. Variante A mit der geringeren Raumbreite und der engen Belegung fasst drei TGA-Achsen und Variante B mit der breiteren Raumbreite und der normalen Belegung fasst vier TGA-Achsen. In

Tabelle 32 sind nochmals die Abmessungen der Büros sowie die Belegung der Büros aufgestellt. In Tabelle 33 wird zunächst die benötigte Luftmenge berechnet. Einerseits wird die maximale Luftmenge und andererseits die Luftmenge nach DIN EN 12831-1 [65] berechnet. Für beide Luftmengen wird dann die benötigte Heiz- bzw. Kühlleistung im Winter bzw. Sommer ermittelt.

Für die Auslegung der Kühlsegel werden in Tabelle 34 bis Tabelle 36 die inneren Lasten durch Beleuchtung, Personen und Geräte in den Büros ermittelt. In Tabelle 38 wird die verfügbare Heiz- bzw. Kühlleistung durch die Deckensegel berechnet. Diese errechnet sich aus den Flächen der Segel und den Leistungen der Segel gem. den Angaben des Herstellers Lindner für das Referenzprodukt Lindner Plafotherm DS320 [67]. Dabei wird die verfügbare Leistung für die Werte der benötigten Unter- bzw. Übertemperatur aus einem Diagramm abgelesen, welches in Abbildung 84 dargestellt ist. Abschließend werden die durch die Lüftung und das Deckensegel zur Verfügung stehenden Kühl- bzw. Heizleistungen in Tabelle 39 bzw. Tabelle 40 zusammengefasst.

Eine Gegenüberstellung der verfügbaren Heiz- bzw. Kühlleistung mit den inneren Lasten ergibt, dass für die äußeren Lasten beim Kühlen für Variante A 936 W verbleiben und für Variante B 1415 W pro Raum. Im Fall Heizen verbleiben 1312 W bzw. 1738 W pro Raum. Erfahrungen mit vergleichbaren Projekten des Forschungspartners Arup haben ergeben, dass die äußeren Lasten üblicher Fassaden im Allgemeinen geringer ausfallen, sodass die Heiz- bzw. Kühlleistung der Kühlsegel als ausreichend angesehen wird.

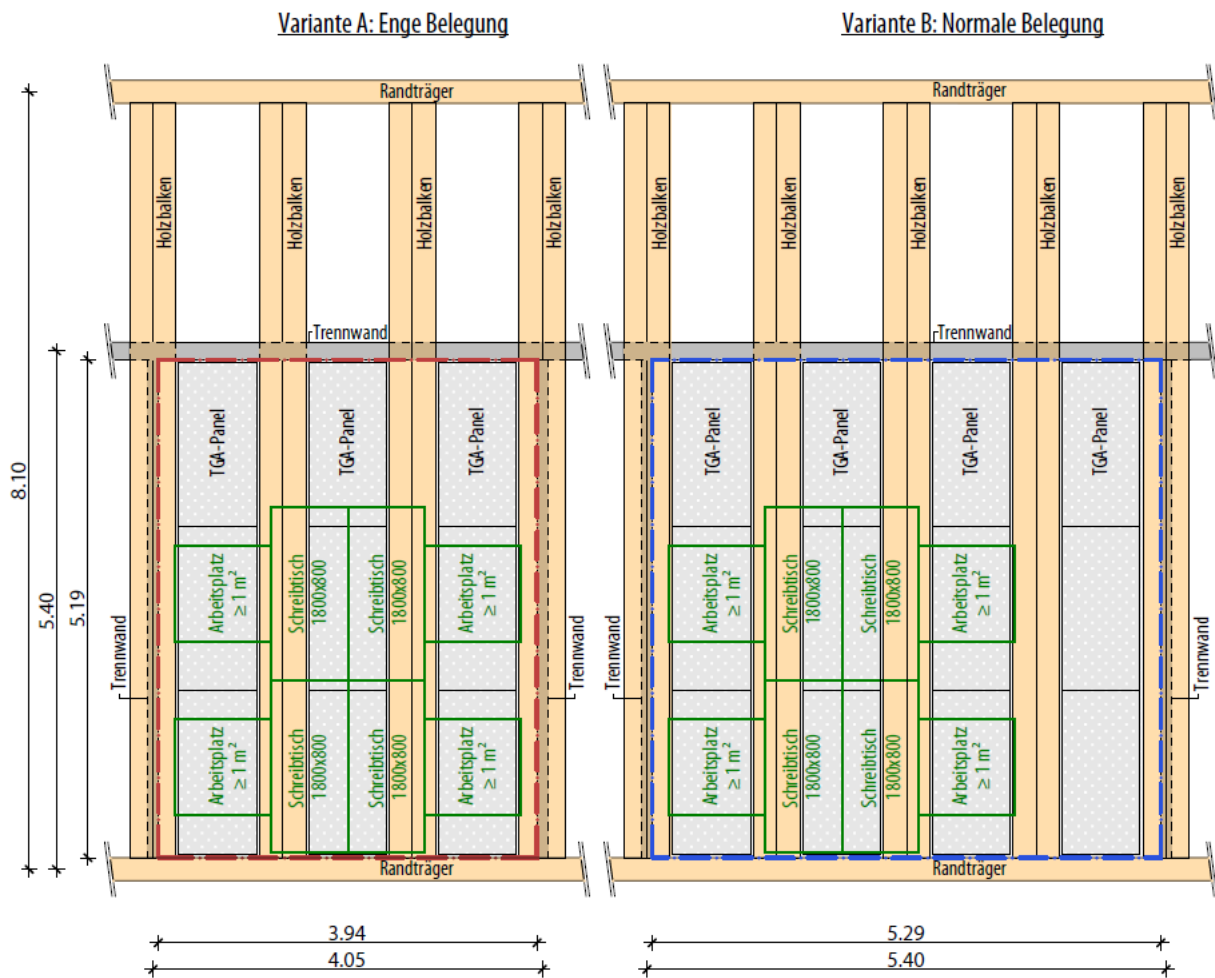


Abbildung 83 Grundrisse der zwei Varianten für die Auslegung der TGA-Panels mit Einteilung der Bewegungsflächen: Eng belegte Variante (links, rot) und normal belegte Variante (rechts, blau)

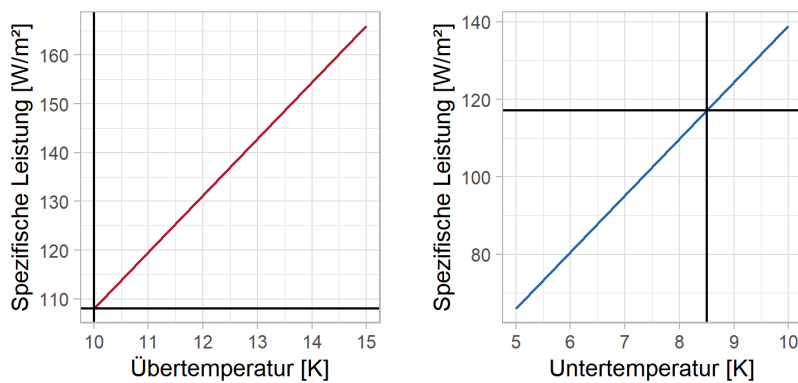


Abbildung 84 Spezifische Heizleistung (links) und Kühlleistung (rechts) der Deckensegel Lindner Plafotherm DS320 (nach Angaben vom Hersteller [67])



Tabelle 32 Abmessungen und Belegung der Büros

	Einheit	Variante A enge Belegung	Variante B normale Belegung
Büro Tiefe (Achismaß)	[m]	5,4	
Büro Tiefe (netto)	[m]	5,19	
Anzahl Achsen	[Stk]	3	4
Achsbreite	[m]	1,35	
Büro Breite (Achismaß)	[m]	4,05	5,40
Büro Breite (netto)	[m]	3,94	5,29
Büro Bodenfläche	[m <sup>2</sup> ]	20,40	27,50
Büro Belegung	[AP]	4	
Bürofläche je Arbeitsplatz	[m <sup>2</sup> /AP]	5,10	6,90

Tabelle 33 Luftmengen durch mechanische Lüftung sowie zugehörige Kühl- bzw. Heizleistung der Zuluft

	Einheit	Variante A enge Belegung	Variante B normale Belegung
Max. Luftmenge je Achse	[m <sup>3</sup> /h]	180	180
Max. Luftmenge Raum	[m <sup>3</sup> /h]	180	360
Büro Luftmenge je Arbeitsplatz nach DIN EN 12831-1	[m <sup>3</sup> /h AP]	38	43
Büro Luftmenge je Achse benötigt	[m <sup>3</sup> /h]	51	43
Büro Luftmenge Raum benötigt	[m <sup>3</sup> /h]	152	172
Büro Lufttemperatur Sommer	[°C]	26	26
Büro Zulufttemperatur Sommer	[°C]	16	16
Kühlleistung Raum bei Normluftmenge	[W]	546	617
Kühlleistung Raum bei Maximalluftmenge	[W]	646	1,292
Kühlleistung Raum auf Bodenfläche umgerechnet (nach DIN EN 12831-1)	[W/m <sup>2</sup> ]	27	22
Kühlleistung Raum auf Bodenfläche umgerechnet (maximal)	[W/m <sup>2</sup> ]	32	47
Büro Lufttemperatur Winter	[°C]	21	21
Büro Zulufttemperatur Winter	[°C]	22	22
Heizleistung Raum bei Normluftmenge	[W]	55	62
Heizleistung Raum bei Maximalluftmenge	[W]	65	129
Heizleistung Raum auf Bodenfläche umgerechnet (DIN EN 12831-1)	[W/m <sup>2</sup> ]	3	2
Heizleistung Raum auf Bodenfläche umgerechnet (maximal)	[W/m <sup>2</sup> ]	3	5

Tabelle 34 Innere Lasten durch die Beleuchtung in den Büros

	Einheit	Variante A enge Belegung	Variante B normale Belegung
Beleuchtung (LED)*	[W/m <sup>2</sup> ]	7,0	7,0
Beleuchtung (LED) Achse	[W]	48	48
Beleuchtung (LED) Raum	[W]	143	193

\* Dieser Wert kann sehr unterschiedlich ausfallen, etwa zwischen 5-12 W/m<sup>2</sup> Nettogrundfläche

Tabelle 35 Innere Lasten durch die Personen in den Büros

	Einheit	Variante A enge Belegung	Variante B normale Belegung
Person sitzend (trocken, da kein Kondensat im Raum)	[W/AP]	75	75
Personen Achse	[W]	100	75
Personen Raum	[W]	300	300

Tabelle 36 Innere Lasten durch Geräte in Büros

	Einheit	Variante A enge Belegung	Variante B normale Belegung
Notebook	[W/AP]	40	40
Display 1	[W/AP]	40	40
Display 2	[W/AP]	40	40
Telefon	[W/AP]	10	10
Ladegerät	[W/AP]	5	5
Innere Lasten Arbeitsplatz	[W/AP]	135	135
Innere Lasten Achse	[W]	180	135
Innere Lasten Raum	[W]	540	540

Tabelle 37 Zusammenfassung der inneren Lasten durch Beleuchtung, Personen und Geräte pro Achse bzw. Raum

	Einheit	Variante A enge Belegung	Variante B normale Belegung
Lasten durch Licht Achse	[W]	48	48
Lasten durch Personen Achse	[W]	100	75
Lasten durch Geräte Achse	[W]	180	135
<b>Lasten durch Summe Achse</b>	[W]	<b>328</b>	<b>258</b>
Lasten durch Licht Raum	[W]	143	193
Lasten durch Personen Raum	[W]	300	300
Lasten durch Geräte Raum	[W]	540	540
<b>Lasten durch Summe Raum</b>	[W]	<b>983</b>	<b>1,033</b>

Tabelle 38 Abmessungen und Leistungen der Heiz- bzw. Kühldecke für das Beispielprodukt Lindner Plafotherm DS320

	Einheit	Variante A enge Belegung	Variante B normale Belegung
Anzahl Module Kühl- und Heizdecke je Achse	[Stk]	3	3
Anzahl Module Kühl- und Heizdecke Raum	[Stk]	9	12
Länge je Modul	[m]	1,68	1,68
Breite je Modul	[m]	0,81	0,81
Fläche Modul Kühl- und Heizdecke	[m <sup>2</sup> ]	1,36	1,36
Passiver Anteil (Rahmen usw.)	[%]	5	5
Passive Fläche Modul Kühl- und Heizdecke	[m <sup>2</sup> ]	0,07	0,07
Aktive Fläche Modul Kühl- und Heizdecke	[m <sup>2</sup> ]	1,29	1,29
Aktive Fläche Achse Kühl- und Heizdecke	[m <sup>2</sup> ]	3,88	3,88
Aktive Fläche Raum Kühl- und Heizdecke	[m <sup>2</sup> ]	11.64	15.52

Belegte aktive Fläche zu Bodenfläche Raum	[%]	57	56
Vorlauftemperatur Kühlen	[°C]	16,0	16,0
Rücklauftemperatur Kühlen	[°C]	19,0	19,0
Mittlere Temperatur	[°C]	17,5	17,5
Untertemperatur zum Raum	[K]	8,5	8,5
Kühlleistung je Quadratmeter aktive Fläche*	[W/m <sup>2</sup> ]	118	118
Kühlleistung je Achse aktive Fläche	[W]	458	458
Kühlleistung je Raum aktive Fläche	[W]	1373	1831
Kühlleistung je Raum auf Bodenfläche umgerechnet	[W/m <sup>2</sup> ]	67	67
Vorlauftemperatur Heizen	[°C]	33,0	33,0
Rücklauftemperatur Heizen	[°C]	29,0	29,0
Mittlere Temperatur	[°C]	31,0	31,0
Übertemperatur zum Raum	[K]	10,0	10,0
Heizleistung je Quadratmeter aktive Fläche*	[W/m <sup>2</sup> ]	108	108
Heizleistung je Achse aktive Fläche	[W]	419	419
Heizleistung je Raum aktive Fläche	[W]	1257	1676
Heizleistung je Raum auf Bodenfläche umgerechnet	[W/m <sup>2</sup> ]	62	61

\* gem. Herstellerangaben für das Beispielprodukt Lindner Plafotherm DS320 [67], siehe auch Abbildung 82

Tabelle 39 Gesamte installierte Kühlleistung durch Lüftung und Kühldecke

	Einheit	Variante A enge Belegung	Variante B normale Belegung
Kühlung durch Lüftung Achse	[W]	182	154
Kühlung durch Kühldecke Achse	[W]	458	458
<b>Kühlung Summe Achse</b>	[W]	<b>640</b>	<b>612</b>
Kühlung durch Lüftung Raum	[W]	546	617
Kühlung durch Kühldecke Raum	[W]	1373	1831
<b>Kühlung Summe Raum</b>	[W]	<b>1919</b>	<b>2448</b>

Tabelle 40 Gesamte installierte Heizleistung durch Lüftung und Heizung

	Einheit	Variante A enge Belegung	Variante B normale Belegung
Heizen durch Lüftung Achse	[W]	18	16
Heizen durch Kühldecke Achse	[W]	419	419
<b>Heizen Summe Achse</b>	[W]	<b>437</b>	<b>435</b>
Heizen durch Lüftung Raum	[W]	55	62
Heizen durch Heizdecke Raum	[W]	1257	1676
<b>Heizen Summe Raum</b>	[W]	<b>1312</b>	<b>1738</b>

Tabelle 41 Gegenüberstellung der inneren Lasten mit der verfügbaren Leistung für Heizen und Kühlen

	Einheit	Variante A enge Belegung	Variante B normale Belegung
Innere Lasten Kühlen pro Raum	[W]	983	1033
Verfügbare Leistung Kühlen pro Raum	[W]	1919	2448
Differenz bzw. für die äußeren Lasten verbleibende Leistung pro Raum	[W]	936	1415
Innere Lasten Heizen pro Raum	[W]	-	-
Verfügbare Leistung Heizen pro Raum	[W]	1312	1738
Differenz bzw. für die äußeren Lasten verbleibende Leistung pro Raum	[W]	1312	1738

### 8.3 Zusammenfassung

Für die Unterbringung der TGA zwischen den Deckenbalken der HBV-Decke sind vorkonfektionierte TGA-Panels eine sinnvolle Ergänzung für die modulare Konstruktion der HBV-Decke. In den Panels ist die projektspezifisch benötigte TGA in einer Rahmenkonstruktion zusammengefasst. Den unteren Abschluss der Panels bilden am Markt erhältliche Kühl- und Heizsegel, die auch gleichzeitig als Raumabschluss dienen.

Aufgrund des Brandschutzes ist es notwendig, dass zwischen den Panels und den Deckenbalken ein Spalt existiert, der im Brandfall eine visuelle Kontrolle der Panels durch die Brandschützer ermöglicht. Durch diesen Spalt kann das Panel nicht zur Reduktion der Luft- und Trittschallübertragung herangezogen werden. Allerdings kann das Deckensegel zu einer Verbesserung der Raumakustik beitragen.

Eine Beispielrechnung hat gezeigt, dass die Heiz- und Kühlleistung von üblichen am Markt verfügbaren Deckensegeln für den hier vorgesehenen Einsatz ausreicht, sowohl bei eng als auch bei normal belegten Büroräumen. Ebenso ist der Raum zwischen den Deckenbalken ausreichend für die benötigten Rohre und Leitungen, auch bei hoch ausgestatteten Panels.

Durch den im Vergleich zum Rohbau kürzeren Lebenszyklus der TGA von etwa 20 Jahren ist ein Austausch der TGA-Panels über die Nutzungsdauer des Gebäudes notwendig. Umso wichtiger sind eine einfache Montage und Demontage der Elemente. Aus diesem Grund wird eine Elementierung der Panels in bis zu 1,5 m lange Elemente empfohlen. Die verfügbaren Heiz- und Kühlsegel lassen sich zur Wartung herunterklappen, sodass eine einfache Einsicht in die Panels gewährleistet ist.

Aus dem Lebenszyklus heraus wird empfohlen, die TGA-Panels separat zu vergeben und fertigen zu lassen. Die HBV-Decken erhalten Vorhaltungen, zum Beispiel Ankerschienen, zur Montage und der Panels. Durch die getrennte Fertigung und Montage können die Funktionen der technischen Gebäudeausrüstung als Dienstleistung vergeben werden, sodass die Wartungs- und Instandhaltungsmaßnahmen der TGA über den gesamten Nutzungszeitraum bzw. Lebenszyklus des Gebäudes sehr gut planbar wird.

## 9 Planungs- und Vergabeprozesse

Bezüglich der Vergabepaxis wurden relevante Vergabeverfahren ausgewählt und analysiert. Eine Vergleichsmatrix über die Verfahren sowie deren Vor- und Nachteile zeigt Tabelle 42. Die folgenden Erläuterungen bilden strategische Überlegungen zur Wahl der vorteilhaftesten Verfahren ab. Ihnen liegt die Annahme zugrunde, dass die Kostenschätzung der auszuschreibenden Leistungen über 5,35 Mio. € liegt und folglich das EU-Vergaberecht Anwendung findet.

### Offenes Verfahren

Das offene Verfahren hat gegenüber den anderen Verfahrensarten den großen Vorteil, dass die Verfahrensdauer verhältnismäßig kurz ist. Auf der anderen Seite raubt man sich mit der Anwendung des offenen Verfahrens aber auch der Möglichkeit, über den Inhalt der abgegebenen Angebote zu verhandeln. Dieses Verhandlungsverbot resultiert daraus, dass der Auftraggeber bei der Erstellung der Leistungsbeschreibung in der Lage war, die Leistungen erschöpfend zu beschreiben und genau wusste, wie die Beschaffenheit der Leistung ausgestaltet sein soll. Für diesen Fall hat der Gesetzgeber es als nicht notwendig empfunden, den Verfahrensparteien die Möglichkeit zu geben, dann doch noch über die Leistungsinhalte zu verhandeln. Zu bemerken ist jedoch auch, dass das offene Verfahren das „Regelverfahren“ darstellt. Die Anwendung des Verhandlungsverfahrens oder der Innovationspartnerschaft bedürfen gesonderter Begründungen, beispielsweise, dass der Leistungsinhalt eben noch nicht erschöpfend beschreibbar ist. Für das gegenständliche Forschungsprojekt bedeutet dies, dass, wenn der Auftraggeber in der Lage ist, die Leistungen erschöpfend zu beschreiben, nur das offene Verfahren Anwendung finden kann. Etwas Anderes könnte aber gegeben sein, wenn nur Teile der Leistungen erschöpfend beschrieben werden können. Dann spricht man von einer teilfunktionalen Leistungsbeschreibung. Dies wiederum würde den Weg zu den anderen Verfahrensarten eröffnen.

### Verhandlungsverfahren mit Teilnehmerwettbewerb

Sofern der Leistungsinhalt noch nicht gänzlich beschreibbar ist, könnten entsprechende Lösungen und Innovationen vom Markt gefordert sein. Dieser Umstand würde, vereinfacht gesagt, die Anwendung des Verhandlungsverfahrens begründbar machen. Wichtig ist aber hierbei, dass diese Herausforderungen zur Findung von Lösungen auch bei der Auswahl der Kriterien zur Zuschlagsentscheidung Berücksichtigung finden müssen. Dem Verhandlungsverfahren muss grundsätzlich ein Teilnahmewettbewerb vorangehen, in dem geeignete Bewerber gefunden werden, die zur Angebotsabgabe aufgefordert werden. Diese Zweistufigkeit des Verfahrens hat jedoch zur Folge, dass das Verfahren entsprechend lange dauert. Dafür bestünde die Möglichkeit über Inhalte der Angebote und des Leistungsinhaltes bis zu einem bestimmten Maße zu verhandeln.

### Innovationspartnerschaft

Der Verfahrensaufbau der Innovationspartnerschaft ähnelt dem des Verhandlungsverfahrens. Auch hier besteht eine Zweistufigkeit des Verfahrens. Einer der Unterschiede besteht darin, dass mit mehreren Partnern in eine Entwicklungsphase gegangen werden kann. Exemplarisch könnte dies bedeuten, dass man mit drei Auftragnehmern erste Planungsleistungen erarbeitet und sich dann für eine Variante eines Partners entscheidet, mit dem man dann in die Ausführungsphase geht. Dadurch entstünde jedoch die Verpflichtung des Auftraggebers für alle Partner in der Entwicklungsphase ein entsprechendes Honorar zu zahlen. Das wesentliche Merkmal der der Innovationspartnerschaft steht schon in ihrem Namen. Durch die Anwendung dieses Verfahrens sollen innovative Lösungen erarbeitet werden, die so auf dem Markt noch nicht verfügbar sind. Sie ist somit lediglich für Neuentwicklungen, nicht jedoch als generell anzuwendendes Vergabeverfahren, geeignet. Für die im Projekt zu entwickelnden Bauteile bietet sich dieses Verfahren somit nicht an.

Tabelle 42 Übersicht über die Vergabeverfahren

	<b>Offenes Verfahren</b>	<b>Verhandlungsverfahren mit TNW</b>	<b>Innovationspartnerschaft</b>
<b>Merkmale</b>	einstufiges Vergabeverfahren Abgabe von Angeboten mit gleichzeitigem Eignungsnachweis	zweistufiges Verfahren Teilnehmerwettbewerb (Eignungsprüfung) und darauffolgend Angebotsabgabe	zweistufiges Verfahren zur Entwicklung innovativer, noch nicht auf dem Markt verfügbarer Leistungen Teilnehmerwettbewerb und darauffolgend Verhandlungsphase über Erst- und Folgeangebote
<b>Anzahl der Teilnehmer</b>	Unbeschränkt (EU-weit)	Unbeschränkt (EU-weit)	Unbeschränkt (EU-weit)
<b>Leistungsbeschreibung</b>	Erschöpfende Leistungsbeschreibung	Funktionale Leistungsbeschreibung	Funktionale Leistungsbeschreibung (abschließende Auftragshandlung wird jedoch in Verhandlungen festgelegt; Art und Umfang der geforderten Lösung muss erkennbar sein)
<b>Möglichkeit zur Verhandlung</b>	keine Verhandlungen (insbesondere nicht über Änderungen der Angebote oder Preise)	Verhandlungen über Erst- und Folgeangebote, aber keine Verhandlungen über das endgültige Angebot, Zuschlagskriterien und Mindestanforderungen. Verbot der (einseitigen) Änderung der Mindestanforderungen im Laufe des Verfahrens	Möglich
<b>Teilnahmewettbewerb</b>	entfällt	30 Tage	30 Tage
<b>Angebotsfrist (bei eVergabe)</b>	mindestens 30 Tage, aber "angemessen"	mindestens 30 Tage, aber "angemessen"	Mindestens 30 Tage, aber "angemessen"
<b>Informations- und Wartefrist</b>	10 Tage	10 Tage	10 Tage
<b>Geschätzte Ddauer</b>	ca. 2,5 Monate	ca. 5,5 Monate	ca. 7 Monate
<b>Vorteile</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>› freier Wettbewerb</li> <li>› schnelle Verfahrensdauer</li> <li>› Preise sind transparent (Positionen mit Einheitspreisen)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>› Verhandlungen über Erstangebote</li> <li>› unbeschränkte Bewerberanzahl</li> <li>› Möglichkeit für innovative Konzepte</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>› Entstehen von innovativen Leistungen</li> <li>› Langfristige Partnerschaft</li> <li>› Festlegung von Zwischenzielen</li> <li>› Basierend auf Zwischenzielen auch Beendigung der Partnerschaft möglich</li> </ul>
<b>Nachteile</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>› mehr Aufwand durch gleichzeitige Eignungsprüfung und Angebotsauswertung</li> <li>› Nachverhandlungsverbot</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>› erhöhter Aufwand durch TNW</li> <li>› lange Verfahrensdauer</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>› entwickelte Leistung darf noch nicht auf dem Markt verfügbar sein</li> <li>› Kostenschätzung darf in Bezug auf die für die Entwicklung erforderlichen Investitionen nicht unverhältnismäßig sein</li> <li>› hoher Beratungsbedarf von Externen erforderlich (Rechtsberatung, technische Beratung)</li> <li>› lange Verfahrensdauer</li> </ul>

---

## Mitwirkende

### **Autorinnen und Autoren**

M. Sc. Marie Breidenbach

Dipl.-Ing. Stefan Behring

Prof. Dr.-Ing. Volker Schmid

Dr. Jan L. Wenker

Dipl.-Ing. Carsten Hein

Dipl.-Ing. Florian Meyer

M. A. Acoustics Albert Dwan

Karl Karbe

### **Weitere Mitwirkende**

Benjamin Lindner

Dipl.-Wirt.-Ing. Frank Steffens

André Hassmann

Christoph Kurch

Corinna Krischker

Wilfried Walkowiak

Ralf Lagerstein

### **Projektpartner und weitere Fördermittelgeber**

Technische Universität Berlin

Brüninghoff GmbH & Co. KG

Arup Deutschland GmbH

Berlinovo Immobilien Gesellschaft mbH

### **Fachliche Betreuung**

Guido Hagel

Referat WB 3 - Forschung und Innovation im Bauwesen, Gebäudemanagement



## Kurzbiographien



### **M. Sc. Marie Breidenbach**

Marie Breidenbach hat an der Bauhaus Universität Weimar und an der Technischen Universität Berlin Bauingenieurwesen studiert. Nach ihrem Abschluss war sie von 2019 bis 2021 an der Technischen Universität als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Verbundstrukturen tätig, wo sie auf dem Gebiet der Holz-Beton-Verbundkonstruktionen forschte.



### **Prof. Dr.-Ing. Volker Schmid**

Volker Schmid hat an der Technischen Universität München Bauingenieurwesen studiert und an der Universität Stuttgart promoviert. Als Projektleiter war er an der Realisierung zahlreicher ausgezeichnete Bauten involviert. Seit 2007 ist er Professor am Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Verbundstrukturen der Technischen Universität Berlin und forscht zu den Themen Holz und hybride Konstruktionen.



### **Dr. Jan L. Wenker**

Dr. Jan L. Wenker ist gelernter Tischler und studierte anschließend Holzwirtschaft an der Universität Hamburg. Nach der Promotion an der Technischen Universität München ist er seit 2017 als Projektleiter für F&E bei Brüninghoff tätig. Er befasst sich hier mit Systemen für den intelligenten Hybridbau sowie der Entwicklung und Umsetzung von Konzepten für nachhaltige Gebäude und Bauprozesse.



### **Dipl.-Wirt.-Ing. Frank Steffens**

Frank Steffens ist seit fast 10 Jahren in geschäftsführender Funktion für unterschiedliche Unternehmen mit den Schwerpunkten Planung, Produktion und Bauausführung der Brüninghoff-Gruppe tätig und ist fokussiert auf die strategische Weiterentwicklung der mittelständischen Unternehmensgruppe zum Material-, Energie- und Digitalisierungsspezialisten.



### **Dipl.-Ing. Stefan Behring**

Stefan Behring ist gelernter Tischler und studierte an der Technischen Universität Berlin Bauingenieurwesen und Lehramt für berufliche Schulen. Von 2012 bis 2018 bearbeitete er als wissenschaftlicher Mitarbeiter verschiedene Forschungsprojekte am Fachgebiet Verbundstrukturen an der Technischen Universität Berlin. Seit 2019 ist er bei Brüninghoff in der F&E mit Schwerpunkt Holz-Beton-Verbunddecke tätig.

**Dipl.-Ing. Carsten Hein**

Carsten Hein begann seine berufliche Laufbahn als Tragwerksplaner 1989 und ist seit 1996 für Arup tätig. Während seiner langjährigen Tätigkeit sammelte er bei verschiedensten Bauwerken umfangreiche Erfahrungen in der Planung und Berechnung. Seit 2010 liegt sein Fokus im Bereich der Holz- und Holzhybridkonstruktionen. Das multidisziplinäre Arbeiten in vielen Projekten schulte sein Verständnis für die Belange der technischen Ausrüstung, des Brandschutzes, der Akustik und der Bauphysik. Die integrative Planung gehört heute zu seinen Hauptaufgaben.

**M. A. Acoustics Albert Dwan**

Albert Dwan ist seit 2019 als Akustikingenieur und -berater sowie Designer von Kommunikationsanlagen bei Arup in Berlin beschäftigt. Er besitzt durch seine 9-jährige Karriere in den USA umfassende Erfahrung in Raum- und Bauakustik, Audiovisual-Systemdesign, Projektmanagement, und experimenteller akustischer Forschung. Er betrachtet die akustischen Eigenschaften unserer gebauten Umwelt als wesentlich für unsere Gesundheit, Kommunikationsfähigkeit und Gesellschaft.

**Dipl.-Ing. Florian Meyer**

Florian Meyer arbeitet als beratender Ingenieur für technische Gebäudeausrüstung bei Arup; er leitet z.Z. Projekte für die Haustechnik-Abteilung unserer Niederlassung in Berlin. Florian Meyer ist erfahren in der Abwicklung multidisziplinärer Projekte, sowohl in Deutschland wie auch international und kann dabei seine Kenntnisse in der thermischen Simulation anwenden.

**Karl Karbe**

Karl Karbe hat Rechtswissenschaften an der Ernst-Moritz-Arndt Universität Greifswald studiert und ist seit über 10 Jahren im Bereich des Vergaberechts tätig. In seiner Funktion als Rechtsanwalt für Vergaberecht bei KPMG Law und in seiner vorherigen Tätigkeit als Leiter der Vergabestelle der Berlinovo Grundstücksentwicklungs GmbH begleitet er komplexe Beschaffungsvorgänge innovativer Bau- und Planungsleistungen.

## Verzeichnisse

### Literaturverzeichnis

- [1] „DIN 4109-01:2018-01, Schallschutz im Hochbau - Teil 1: Mindestanforderungen,“ Beuth Verlag, Berlin, 2018.
- [2] A. Dias, M. Fragiacomio, R. Harris, P. Kuklik, V. Rajcic und J. Schänzlin, „TS TCC OCT-2018,“ 2018.
- [3] M. Grosse, R. Hartnack, S. Lehmann und K. Rautenstrauch, „Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Teil 1: Kurzzeittragverhalten,“ *Bautechnik*, Bd. 80, pp. 534-541, 2003.
- [4] „DIN EN 1995-1-1:2010-12, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau,“ Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [5] B. C. Michelfelder, Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken, U. Kuhlmann, Hrsg., Stuttgart: Institut für Konstruktion und Entwurf, 2006.
- [6] J. Schänzlin, G. Bosch und P. Hamm, „Ausblick auf die zukünftige Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken,“ 2017.
- [7] „DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,“ Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [8] „DIN EN 1991-1-1:2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke- Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau,“ Beuth Verlag, 2010, 2010.
- [9] P. Hamm, „Schwingungen im Holzbau – Personeninduzierte Schwingungen bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen,“ *HOLZBAU AKTUELL*, 2018.
- [10] M. Schäfers, Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultrahochfesten Betonen Experimentelle und theoretische Untersuchungen, Kassel : kassel university press GmbH, 2010.
- [11] P. Hamm, „Schwingungen im Holzbau,“ *Holzbau Aktuell 2018*, 2018.
- [12] K. Kudla, Kerne als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken, Stuttgart, 2017.
- [13] „DIN EN 1992-1-2:2010-12, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall,“ Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [14] „DIN EN 1995-1-2:2010-12, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall,“ Beuth Verlag, 2010, 2010.
- [15] L. Marchi, R. Scotta und L. Pozza, „Experimental and theoretical evaluation of TCC connections with inclined self-tapping screws,“ *Materials and Structures*, 2017.
- [16] D. I. f. Bautechnik, „Europäische Technische Bewertung ETA-13/0029 vom 11/07/2017,“ Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2017.
- [17] I. Bejtka, Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben, Karlsruhe: universitätsverlag karlsruhe, 2005.

- [18] D. Fleck, Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten eines getrennt vorgefertigten Holz-Beton-Verbunddeckensystems, Innsbruck, 2013.
- [19] M. Breidenbach, „Kerven in Holz-Beton-Verbund-Systemen mit nachträglichem Polymerbetonverguss: Experimentelle und theoretische Grundlagen,“ 2019.
- [20] rothoblaas, „KOP Schlüsselschraube DIN571,“ 05 2019. [Online]. [Zugriff am 11 2019].
- [21] „DIN EN 408:2012-10, Holzbauwerke, Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften,“ Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [22] „DIN EN 26891:1991-07, Holzbauwerke, Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln, Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983),“ Beuth Verlag, Berlin, 1991.
- [23] M. Brunner, M. Romer und M. Schnüriger, „Timber-concrete-composite with an adhesive connector (wet on wet process),“ *Materials and Structures*, pp. 119-126, 2007.
- [24] G. Habenicht, Kleben Grundlagen, Technologien, Anwendungen 6. Auflage, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2009.
- [25] J. H. J. de Oliveira Negrao, C. A. L. de Oliveira, F. M. M. de Oliveira und P. B. Cachim, „Glued Composite Timber-Concrete Beams I: Interlayer Connection Specimen Tests,“ *Journal of Structural Engineering ASCE*, pp. 1236-1245, October 2010.
- [26] „DIN 68364:2003-05, Kennwerte von Holzarten, Rohdichte, Elastizitätsmodul und Festigkeiten,“ Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [27] J. H. J. de Oliveira Negrao, C. A. L. de Oliveira, F. M. M. de Oliveira und P. B. Cachim, „Glued Composite Timber-Concrete Beams II: Analysis and Tests of Beam Specimens,“ *Journal of Structural Engineering ASCE*, pp. 1246-1254, Oktober 2010.
- [28] L. Eisenhut, Geklebter Verbund aus Holz und hochfestem Beton - Untersuchungen zum Langzeitverhalten, Kassel: kassl university press GmbH, 2015.
- [29] D. Zauft, Untersuchungen an geklebten Verbundkonstruktionen aus Holz und Leichtbeton, Berlin, 2014.
- [30] M. Mérono, C. Link, G. Wisner, E. Stammen, K. Dilger, J. Frohnmüller und W. Seim, „Innovative Heißklebung von tragenden Holz-Beton-Verbundelementen,“ *adhäsion*, pp. 30-34, Dezember 2019.
- [31] L. Eisenhut, „Langzeitverhalten geklebter Bauteile aus Holz und hochfestem Beton bei natürlichem Klima,“ *Bautechnik* 93, 11 2016.
- [32] J. Kligen, Fügetechnologie Kleben, Weinheim: Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, 2019.
- [33] „EN ISO 10365:1995,“ Beuth Verlag, Berlin, 1995.
- [34] „DIN EN 14358:2016-11, Holzbauwerke - Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte,“ Beuth Verlag, Berlin, 2016.
- [35] „DIN EN 1990:2010-12, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung,“ Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [36] „DIN EN 14080:2013-09, Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen,“ Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2013.
- [37] „DIN EN 338:2016-07, Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen,“ Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2016.

- [38] M. Augustin und S. Zimmer, „Untersuchung und Nachweisführung auflagernah ausgeklinkter BSH/BSP Plattenbalkenquerschnitte,“ 2. Klagenfurter Holzbau-Fachtagung, 2016.
- [39] H. Weddeling, „Wand-Decken-Interaktion der Holz-Beton-Verbundbauweise in den Gebäudeklassen 5 und 5,“ Münster, 2020.
- [40] D. I. f. Bautechnik, „Europäische Technische Bewertung ETA-11/0190 vom. 23. Juli 2018,“ Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2018.
- [41] M. Merono, C. Link, G. Wisner, E. Stammen, K. Dilger, J. Frohn Müller und W. Seim, „Innovative Heißklebung von tragenden Holz-Beton-Verbundelementen,“ *adhäsion*, pp. 30-34, 12 2019.
- [42] „DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,“ Beuth Verlag, Berlin, 2013.
- [43] „bgw-bohr.de,“ 10 2021. [Online]. Available: <http://bgw-bohr.de/pdf/bgw-buegelschloss.pdf>. [Zugriff am 11 03 2022].
- [44] „halfen.com,“ 2020. [Online]. Available: [https://www.halfen.com/PDF-Dateien/Druckschriften/Technische%20Produktinformationen/MBT\\_Leviat\\_16.pdf](https://www.halfen.com/PDF-Dateien/Druckschriften/Technische%20Produktinformationen/MBT_Leviat_16.pdf). [Zugriff am 11 03 2022].
- [45] „DIN 4109-2:2016-07, Schallschutz im Hochbau - Teil 2: Rechnerische Nachweise der Erfüllung der Anforderungen,“ Beuth Verlag, Berlin, 2016.
- [46] „DIN 4109-32:2016-07, Schallschutz im Hochbau - Teil 32: Daten für die rechnerischen Nachweise des Schallschutzes (Bauteilkatalog) - Massivbau,“ Beuth Verlag, Berlin, 2016.
- [47] „DIN 4109-34:2016-07, Schallschutz im Hochbau - Teil 34: Daten für die rechnerischen Nachweise des Schallschutzes (Bauteilkatalog) - Vorsatzkonstruktionen vor massiven Bauteilen,“ Beuth Verlag, Berlin, 2016.
- [48] E. Sälzer und H. Freimuth, „Schallschutz mit Hohlraumböden, Teil 1: Entwicklungsstand und Flankenpegeldifferenz,“ *Bauphysik*, Bd. 26, Nr. Heft 1, 2004.
- [49] E. Sälzer, „Schallschutz mit Doppel- und Hohlraumböden,“ in *Bauphysik-Kalender 2009*, N. A. Fouad, Hrsg., Berlin, Ernst & Sohn, 2009, pp. 709-732.
- [50] Knauf Integral KG, „Knauf GIFAfloor Flächenhohlboden,“ 11 2019. [Online]. Available: <https://www.knauf.de/wmv/?id=3079>. [Zugriff am 22 08 2022].
- [51] ANKER Gebr. Schoeller GmbH + Co. KG, „Produktbeschreibung auf Basis EN 1307 Aera Structure System,“ 19 10 2021. [Online]. Available: [https://anker.eu/fileadmin/user\\_upload/\\_TechnischeDaten\\_21/Aera\\_Structure\\_System\\_TD.pdf](https://anker.eu/fileadmin/user_upload/_TechnischeDaten_21/Aera_Structure_System_TD.pdf). [Zugriff am 25 09 2022].
- [52] FINDEISEN GmbH, „Produktdatenblatt Technische Daten FINETT VISION,“ 04 2021. [Online]. Available: [https://nadelvlies.de/qr/td/td\\_vision\\_color.pdf](https://nadelvlies.de/qr/td/td_vision_color.pdf). [Zugriff am 25 09 2022].
- [53] Estillon B.V., „Egalsoft 6,5mm,“ 11 06 2018. [Online]. Available: <https://www.estillon.com/wp-content/uploads/2022/09/tds-egalsoft-6-5mm-dui-68240.pdf>. [Zugriff am 25 09 2022].

- [54] Vorwerk & Co. Teppichwerke GmbH & Co. GK, „Superior 102 SL Sonic Nox,“ 09 09 2020. [Online]. Available: [https://vorwerk-flooring.de/fileadmin/media/Technische\\_Datenblaetter/Superior\\_Line/Superior\\_1052\\_SL\\_Sonic\\_Nox.pdf](https://vorwerk-flooring.de/fileadmin/media/Technische_Datenblaetter/Superior_Line/Superior_1052_SL_Sonic_Nox.pdf). [Zugriff am 25 09 2022].
- [55] Vorwerk & Co. Teppichwerke GmbH & Co. KG, „Superior 1012 SL Sonic Frisea,“ 08 09 2020. [Online]. Available: [https://vorwerk-flooring.de/fileadmin/media/Technische\\_Datenblaetter/Superior\\_Line/Superior\\_1012\\_SL\\_Sonic\\_Frisea.pdf](https://vorwerk-flooring.de/fileadmin/media/Technische_Datenblaetter/Superior_Line/Superior_1012_SL_Sonic_Frisea.pdf). [Zugriff am 25 09 2022].
- [56] Knauf Gips KG, „Knauf Fertigteilestrich,“ 08 2022. [Online]. Available: <https://www.knauf.de/wmv/?id=1017>. [Zugriff am 25 09 2022].
- [57] Lindner GFT GmbH, „Trockenestrich NORIT-TE 20-25,“ [Online]. Available: [https://www.lindner-norit.com/fileadmin/norit/produkte/trockenestrich/norit\\_db\\_te--de.pdf](https://www.lindner-norit.com/fileadmin/norit/produkte/trockenestrich/norit_db_te--de.pdf). [Zugriff am 25 09 2022].
- [58] James Hardie Europe GmbH, „fermacell und Hardie Konstruktionen,“ 06 2022. [Online]. Available: <https://www.fermacell.de/fermacellapi/downloads/file/de-DE/0690J000004BxRhQAK>. [Zugriff am 25 09 2022].
- [59] Deutsche Rockwool GmbH & Co. KG, „Trittschalldämmplatte Floorrock Acoustic CP3, Technisches Datenblatt,“ 07 2022. [Online]. Available: <https://www.rockwool.com/sysassets/rwd/datenblatter/boden/db-floorrock-acoustic-cp3-rockwool.pdf>. [Zugriff am 29 09 2022].
- [60] Knauf Insulation GmbH, „knauf insulation Trittschall-Dämmplatte TPE, Technische Daten,“ 07 2022. [Online]. Available: <https://pim.knaufinsulation.com/files/download/knauf-insulation-trittschall-daemmplatte-tpe.pdf>. [Zugriff am 29 09 2022].
- [61] Knauf Insulation GmbH, „knauf insulation Trittschall-Dämmplatte TPT 03, Technische Daten,“ 07 2022. [Online]. Available: [https://pim.knaufinsulation.com/files/download/knauf\\_insulation\\_trittschalldammplatte\\_tpt\\_03\\_5b2272291bb6d.pdf](https://pim.knaufinsulation.com/files/download/knauf_insulation_trittschalldammplatte_tpt_03_5b2272291bb6d.pdf). [Zugriff am 29 09 2022].
- [62] Knauf Insulation GmbH, „knauf insulation Trittschall-Dämmplatte TPS, Technische Daten,“ 05 2021. [Online]. Available: [https://pim.knaufinsulation.com/files/download/knauf\\_insulation\\_trittschalld\\_D1\\_82\\_D0\\_A4\\_D0\\_AC\\_E2\\_94\\_9C\\_E2\\_96\\_92mmplatte\\_tps\\_0.pdf](https://pim.knaufinsulation.com/files/download/knauf_insulation_trittschalld_D1_82_D0_A4_D0_AC_E2_94_9C_E2_96_92mmplatte_tps_0.pdf). [Zugriff am 29 09 2022].
- [63] Deutsche Rockwool GmbH & Co. KG, „Trittschalldämmplatte Floorrock Acoustic CP5, Technisches Datenblatt,“ 07 2022. [Online]. Available: <https://www.rockwool.com/sysassets/rwd/datenblatter/boden/db-floorrock-acoustic-cp5-rockwool.pdf>. [Zugriff am 29 09 2022].
- [64] Lindner Group KG, „Lindner,“ [Online]. Available: [https://www.lindner-group.com/fileadmin/lindner-group/ausbauprodukte/heizen-kuehlen/heiz-kuehldeckensegel/produktdetails/heizen\\_kuehlen\\_deckensegel\\_plafotherm\\_ds\\_320\\_anwendung\\_2.jpg](https://www.lindner-group.com/fileadmin/lindner-group/ausbauprodukte/heizen-kuehlen/heiz-kuehldeckensegel/produktdetails/heizen_kuehlen_deckensegel_plafotherm_ds_320_anwendung_2.jpg). [Zugriff am 24 08 2022].
- [65] „DIN EN 12831-1:2017-09, Energetische Bewertung von Gebäuden - Verfahren zur Berechnung der Norm-Heizlast - Teil 1: Raumheizlast, Modul M3-3,“ Beuth Verlag, Berlin, 2017.
- [66] „VDI 2078, Berechnung der thermischen Lasten und Raumtemperaturen (Auslegung Kühllast und Jahressimulation),“ Beuth Verlag, Berlin, 2015.
- [67] Lindner Group KG, „Lindner,“ [Online]. Available: [https://www.lindner-group.com/fileadmin/user\\_upload/intranet/dienste/marketing/techn\\_broschueren/hkt/decke\\_br\\_heiz\\_und\\_kuehldecken--de.pdf](https://www.lindner-group.com/fileadmin/user_upload/intranet/dienste/marketing/techn_broschueren/hkt/decke_br_heiz_und_kuehldecken--de.pdf). [Zugriff am 25 08 2022].

- [68] Ausschuss für Arbeitsstätten, „Technische Regeln für Arbeitsstätten ASR A1.2 Raumabmessungen und Bewegungsflächen,“ 2022. [Online]. Available: <https://www.baua.de/DE/Angebote/Rechtstexte-und-Technische-Regeln/Regelwerk/ASR/pdf/ASR-A1-2.pdf>. [Zugriff am 23 08 2022].
- [69] Ausschuss für Arbeitsstätten, „Technische Regeln für Arbeitsstätten ASR 3.6 Lüftung,“ 2018. [Online]. Available: <https://www.baua.de/DE/Angebote/Rechtstexte-und-Technische-Regeln/Regelwerk/ASR/pdf/ASR-A3-6.pdf>. [Zugriff am 23 08 2022].
- [70] K. Zilch und G. Zehetmaier, *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, Springer Verlag, 2010.
- [71] T. Tannert, H. M. Bitar, M. Shahnewaz, M. M. Ebadi und A. Gerber, „Long-term performance of timber concrete composite floors,“ *WCTE2018*, August 2018.
- [72] M. Schäfers und W. Seim, „Geklebte Verbundbauteile aus Holz und hoch- bzw. ultrahochfesten Betonen,“ *Bautechnik* 88, 3 2011.
- [73] G. Rehm und L. Franke, *Kleben im konstruktiven Betonbau*, Bd. 331, D. A. f. S. (DAfStb), Hrsg., Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1982.
- [74] C. Oberst und M. Voigtländer, „IW-PREIG Büroimmobilien-Monitor 2022,“ 05 2022. [Online]. Available: <https://www.iwkoeln.de/studien/christian-oberst-michael-voigtlaender-iw-preig-bueroimmobilien-monitor-2022.html>. [Zugriff am 31 10 2022].
- [75] P. Niemz und W. Sonderegger, *Holzphysik Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*, Carl Hanser Verlag München, 2017.
- [76] R. Henger und M. Voigtländer, „Weiterhin hohe Wohnungsbedarf - vor allem in Großstädten,“ 11 2021. [Online]. Available: <https://www.iwkoeln.de/studien/ralph-henger-michael-voigtlaender-weiterhin-hohe-wohnungsbedarfe-vor-allem-in-den-grossstaedten.html>. [Zugriff am 31 10 2022].
- [77] P. Hamm, „Schwingungen bei Holzdecken - Konstruktionsregeln für die Praxis,“ *Internationales Holzbauforum Beaune 2012*, 2012.
- [78] C. Hackspiel, „Verklebung als Verbund für Holz-Beton-Deckensysteme,“ *1. Holzbau Kongress DHK Berlin 2020*, März 2020.
- [79] C. Hackspiel, „Neue Wege im Holz-Beton-Verbund aufgezeigt,“ *Holz-Zentralblatt*, p. 715, 16 August 2019.
- [80] M. Grosse, R. Hartnack und K. Rautenstrauch, „Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken Teil 2: Langzeitverhalten,“ *Bautechnik* 80, 10 2003.
- [81] A. Ginz und W. Seim, „Moisture-induced internal stress within adhesive-bonded timber-concrete composites,“ *WCTE 2018*, August 2018.
- [82] J. Frohmüller und W. Seim, „Geklebter Holz-Beton-Verbund auf schalglatten Betonoberflächen,“ *Doktoranden Kolloquium Holzbau Forschung + Praxis*, pp. 35-44, März 2020.
- [83] J. Feix, D. Fleck, G. Meixner und T. Thaler, „Entwicklung eines getrennt vorgefertigten Holz-Beton-Verbund-Deckensystems,“ *Bauingenieur*, Bd. 85, April 2010.
- [84] A. Dias und J. Schänzlin, „Outlook on the future design of timber-concrete-composite structures in the Eurocode,“ *24. Internationales Holzbau-Forum IHF 2018*, 2018.
- [85] A. Dias, J. Schänzlin und P. Dietsch, „Design of timber-concrete composite structures,“ Shaker Verlag, 2018.



- 
- [86] E. S. f. d. B. D. Datenreport 2021, 2021. [Online]. Available: [https://www.destatis.de/DE/Service/Statistik-Campus/Datenreport/Downloads/datenreport-2021.pdf;jsessionid=5B806D27B7E4E0F5B7EB2C8C42447F58.live711?\\_\\_blob=publicationFile](https://www.destatis.de/DE/Service/Statistik-Campus/Datenreport/Downloads/datenreport-2021.pdf;jsessionid=5B806D27B7E4E0F5B7EB2C8C42447F58.live711?__blob=publicationFile). [Zugriff am 10.31.2022].
- [87] „Long-term performance of adhesively bonded timber-concrete composites,“ *International Journal of Adhesion and Adhesives* 72, pp. 51-61, 2017.

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1 Stabwerkmodell zur Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen am Beispiel einer Decke mit Kerfen (in Anlehnung an [3])	15
Abbildung 2 Verhältnis der Auslastungen des Holzes im Anfangs- oder Endzustand zu der Auslastung zum Zeitpunkt $t=3-7$ a für verschiedene Deckentypen [6]	16
Abbildung 3 Bemessungsablauf der Parameterstudie	20
Abbildung 4 Beispiel für eine HBV-Rippendecke mit einer Elementbreite von 2,7 m mit engem und weitem Balkenabstand; die linke Trägerhälfte beispielhaft mit Kerfen und die rechte mit Schrauben	21
Abbildung 5 Ergebnisse der Voruntersuchung zur Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen: Maße und Festigkeiten von Holzbalken, die die Nachweise im Brandfall erfüllen	23
Abbildung 6 Übersicht über mögliche Konfigurationen bei einer Lasteinzugsbreite von 0,675 m	25
Abbildung 7 Übersicht über mögliche Konfigurationen bei einer Lasteinzugsbreite von 1,35 m	25
Abbildung 8 Schraubverbindung mit dem FT-Verbinder von Würth (Quelle: eshop.wuerth.de)	28
Abbildung 9 Herstellungsschema des Schraubverbunds mit lokalem Verguss (eigene Abbildung)	28
Abbildung 10 Prüfkörpergeometrie der geschraubten Scherversuchskörper	31
Abbildung 11 Scherversuchskörper mit FT-Verbindern von Würth vor der Betonage	32
Abbildung 12 Prüfkörper in der Prüfeinrichtung	32
Abbildung 13 Vergleich der Bruchlasten der Scherversuche an Schraubverbindungen; Angabe pro Schraube und pro mm Durchmesser	33
Abbildung 14 Vergleich der Verschiebungsmoduln aus den Scherversuchen an Schraubverbindungen; Angabe des Verschiebungsmoduls pro Schraube pro mm Einbindelänge im Holz	33
Abbildung 15 Verschiebung zwischen Holz und Beton durch Herausziehen der Schrauben	33
Abbildung 16 In der Verbundfuge gerissene Schrauben	33
Abbildung 17 Schematische Abbildung des Push-Out-Versuchs und des Lastabtrags	35
Abbildung 18 Aufbau der Scherversuche aus Schäfers [10]	36
Abbildung 19 Arbeitsschritte bei der Herstellung einer geklebten Holz-Beton-Verbunddecke in Abhängigkeit der Fertigungsmethode	39
Abbildung 20 Abmessungen der Scherprüfkörper (links) sowie Prüfkörper in der Prüfeinrichtung (rechts)	44
Abbildung 21 Auftrag des PU Klebstoffs auf das Holz mit Schaumstoffband gegen Ablaufen des Klebstoffs und als Abstandshalter	45
Abbildung 22 Herstellung von Probekörpern für die Scherversuche mit dem Klebstoff C1	45
Abbildung 23 Typisches Versagensbild bei Holzversagen	46
Abbildung 24 Gemischtes Versagen mit Anteilen von Holz- und Beton ( $SF_t > 20-80$ %   $SF_c > 20-80$ %   $AF < 10$ %)	46
Abbildung 25 Typisches Versagensbild bei vorwiegendem Betonversagen ( $SF_c > 80$ %   $AF < 10$ %)	46
Abbildung 26 Gemischtes Versagen mit Anteilen von Holz-, Beton- und adhäsivem Versagen ( $SF_t < 90$ %   $SF_c < 90$ %   $AF 10-50$ %)	46
Abbildung 27 Typisches Versagensbild bei vorwiegendem Adhäsionsversagen ( $AF > 50$ )	47

---

Abbildung 28 Ausblühungen an der Grenzschicht der zwischen Klebstoff C3 und Beton bei der Nassklebung	47
Abbildung 29 Nassklebung von Klebstoff E3 ohne Ausblühungen	47
Abbildung 30 Bruchspannungen der Scherversuche nach Oberflächenbehandlung, Klebtechnik und Versagensmodus getrennt (NK = Nassklebung, TK= Trockenklebung, FG=geschliffen, FM= Matrizenschalung, FP = Filmschalung mit Primer, FU= Filmschalung unbehandelt, LU = Luftseite unbehandelt, S1 = Schalöl, S2 = Schalölemulsion)	48
Abbildung 31 Aufbau der Schub-Biege-Versuche sowie Übersicht über die Messstellen	54
Abbildung 32 Holzbalken mit Klebstoff vor Auflegen des Betonfertigteils (hier Prüfsreihe SBB-TK-E3-FG)	55
Abbildung 33 Betonage bei der Nassklebung (hier SBB-NK-E3)	55
Abbildung 34 Belastungsschema der Schub-Biege-Balken	56
Abbildung 35 Schub-Biege-Balken in der Prüfeinrichtung	56
Abbildung 36 Adhäsives Versagen einer Nassklebung mit Klebstoff C3 (Serie SBB-NK-C3)	56
Abbildung 37 Adhäsives Verhalten mit leichten Restanhaftungen von Beton bei einer Trockenklebung mit C3 (Serie SBB-TK-C3-FU)	56
Abbildung 38 Bruchbild bei Holzversagen (hier am Beispiel einer Probe aus der Serie SBB-NK-C3)	56
Abbildung 39 Versagen von Holz und anfängliche Risse im Beton (hier am Beispiel einer Probe aus der Serie SBB-TK-C3-FP)	56
Abbildung 40 Weiße Ausblühungen an mit C3 nassgeklebten Probekörpern	57
Abbildung 41 Oberflächennahes Fügeiteilveragen im Beton mit Anteilen von Adhäsionsversagen (am Beispiel einer Probe aus Serie SBB-TK-C3-FP)	57
Abbildung 42 Vergleich der Bruchlasten der Schub-Biege-Versuche getrennt nach Klebstoff (C3, E3), Klebtechnik (NK=Nassklebung, TK=Trockenklebung) und Betonoberfläche (FG=geschliffen, FU=Filmschalung unbehandelt, FP=wie FU, mit Primer) unter Einbeziehung der Versagensmodi	58
Abbildung 43 Aufbau der 4-Punkt-Biegeversuche	59
Abbildung 44 Risse im Beton an den Probekörpern der Serie B-TK-C3-FG	60
Abbildung 45 Verschieben des Klebstoffs durch den Beton bei den Prüfkörpern der Serie B-NK-E3	60
Abbildung 46 Auftrag des Klebstoffs E3 für die Trockenklebung (Serie B-TK-E3-FG)	61
Abbildung 47 Vertiefungen in den Balken für den flächigen Auftrag des Klebstoffs für die Nassklebung (B-NK-E3)	61
Abbildung 48 Übersicht über die Positionen der Messpunkte an den Biegeversuchsprobekörpern	61
Abbildung 49 Lastregime der 4-Punkt-Biegeversuche	62
Abbildung 50 Biegeversuchskörper in der Prüfeinrichtung	62
Abbildung 51 Biegeversuchskörper nach Biegezugversagen des Holzes	62
Abbildung 52 Typisches Versagensbild der Biegeversuchskörper: Biegezugversagen ausgehend von einer Keilzinkenverbindung an der untersten Lamelle	63
Abbildung 53 Probekörper B-TK-C3-FG-1 mit Biegezugrissen im Holz (Sekundärriss) und Öffnung der Fuge zwischen Holz und Beton	63

---

Abbildung 54 Bruchlasten der 4-Punkt-Biegeversuche, links zusammengefasst nach Serien, rechts nach Klebtechnik (bzw. Betonhöhe)	64
Abbildung 55 Vergleich der erreichten Bruchlasten mit den erwarteten Bruchlasten der Biegeversuche; links zusammengefasst nach Serien; mittig zusammengefasst nach Betonhöhen bzw. Klebtechnik, rechts für alle Serien	64
Abbildung 56 Vergleich der Kraft-Verformungsdiagramme der 4-Punkt-Biegeversuche mit den am FE-Model ermittelten Verformungen	65
Abbildung 57 Horizontale Verschiebung zwischen Holz und Beton an beiden Trägerenden der Biegeversuchskörper	66
Abbildung 58 Modell zur Berechnung der Schubspannungen in der Fuge anhand von Dehnmessstreifen	67
Abbildung 59 Gegenüberstellung des experimentell und des theoretisch ermittelten Schubspannungsverlauf in der Fuge der Biegeversuchspröbekörper bei einem Lastniveau von 100 kN	68
Abbildung 60 Messtechnisch ermittelte Normalspannungsverläufe über die Höhe des Verbundquerschnitts in Feldmitte bei einem Lastniveau von 100 kN	68
Abbildung 61 Abgesetztes Auflager in einem hybriden Bürogebäude in Schöppingen (Quelle: Brüninghoff Group)	69
Abbildung 62 Abgesetzte Auflagerkonstruktion mit Stabwerkmodell (rot)	70
Abbildung 63 Aufbau und Messkonzept der Versuche an abgesetzten Auflagerkonstruktionen	71
Abbildung 64 Herstellung des abgesetzten Auflagers an einem Probekörper mit Kerfen	72
Abbildung 65 Belastungsschema der Versuche an abgesetzten Auflagern	72
Abbildung 66 Typisches Bruchbild der Versuche zu abgesetzten Auflagern	73
Abbildung 67 Bruchlasten der Auflagerversuche	73
Abbildung 68 Last-Verformungs-Diagramm der Auflagerversuche	73
Abbildung 69 Vergleich der horizontalen und vertikalen Differentialverschiebungen zwischen Holz und Beton an den abgesetzten Auflagern	74
Abbildung 70 Mittels Spaltkeilen aufgetrennter Probekörper, der knapp oberhalb der Fuge im Beton getrennt wurde	76
Abbildung 71 Vereinfachtes Gebäudemodell zur Ermittlung der Aussteifungskräfte	77
Abbildung 72 Referenzdecke zur Ermittlung der Koppelkräfte	77
Abbildung 73 Auflagerreaktionen im Grenzzustand der Tragfähigkeit am Referenzmodell	78
Abbildung 74 FE-Modell der Deckenscheibe mit Membrankräften und Koppelkräften an den Fugen	79
Abbildung 75 Grundriss und Schnitte: Kopplung der Deckenelemente durch Ortbeton-Ringbalken	79
Abbildung 76 Grundriss und Schnitte: Stahlbauverbindung zur Kopplung der Fertigteile	80
Abbildung 77 Grundriss und Schnitte: Kopplung der Deckenelemente durch Kopplungselemente für die Bewehrung	81
Abbildung 78 Kopplungselement BGW-Bügelschloss der BWH-Bohr GmbH [43]	82
Abbildung 79 Bewehrungsanschluss Halfen MBT der Halen der Leviaf AG [44]	82

---

Abbildung 80 Berechnungsablauf zur schalltechnischen Dimensionierung der HBV-Decke W1 im Wohnbereich mit schwimmendem Trockenestrich	89
Abbildung 81 Vertikalschnitt durch eine HBV-Rippendecke mit TGA-Panels zwischen den Balken	96
Abbildung 82 Heiz-/ Kühldeckensegel Plafotherm DS320 von Lindner mit einem zur Wartung heruntergeklapptem Panel [64]	97
Abbildung 83 Grundrisse der zwei Varianten für die Auslegung der TGA-Panels mit Einteilung der Bewegungsflächen: Eng belegte Variante (links, rot) und normal belegte Variante (rechts, blau)	99
Abbildung 84 Spezifische Heizleistung (links) und Kühlleistung (rechts) der Deckensegel Lindner Plafotherm DS320 (nach Angaben vom Hersteller [67])	99

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1 Verbundkriechzahlen für Holz, Beton und Verbundmittel in Abhängigkeit der Nutzungsklasse, der Endkriechzahl des Betons und der Verbundsteifigkeit $\gamma_1$ nach [2]	16
Tabelle 2 Grenzwerte für Eigenfrequenz und Durchbiegung bei den Schwingungsnachweise von Decken nach [11]	18
Tabelle 3 Benötigte Rechenmodelle zur Berücksichtigung aller Bemessungszustände und Bemessungszeitpunkte	18
Tabelle 4 Lastfallkombinationen für die Bemessung der Holz-Beton-Verbundkonstruktion innerhalb der Parameterstudie	19
Tabelle 5 Parameter und Stufen für die brandschutztechnische Vorbemessung der Holzbalken	21
Tabelle 6 Parameter der Kerfen für die parametrische Untersuchung	22
Tabelle 7 Parameter der Schrauben für die parametrische Untersuchung	22
Tabelle 8 Übersicht über das Versuchsprogramm nach Antrag und das ausgeführte Versuchsprogramm (durchgeführt / beantragt)	27
Tabelle 9 Übersicht über die Schraubenversuche (je drei Probekörper pro Serie)	30
Tabelle 10 Übersicht über die untersuchten Klebstoffe	42
Tabelle 11 Überblick über das gesamte Versuchsprogramm zu geklebtem Holz-Beton-Verbund (ausgenommen Auflagerversuche)	43
Tabelle 12 Gesamtes Versuchsprogramm: Scherversuche	45
Tabelle 13 Bruchspannungen nach Versagensmodus sowie entsprechende theoretische Materialfestigkeiten	48
Tabelle 14 Ergebnisse der Scherversuche: Bruchspannungen, Versagensmodi (SF_t = Holzversagen, SF_c = Betonversagen, AF = Adhäsionsversagen (>80 %), CSF_c = Betonversagen in der obersten Zementschicht des Betons, M1 = gemischtes Versagen mit max. 30% Adhäsionsversagen, M2 = gemischtes Versagen mit mehr als 30% Adhäsionsversagen) sowie Angaben zu den Materialien (TU=TU Berlin, BR = Brüninghoff)	50
Tabelle 15 Übersicht über das Versuchsprogramm Schub-Biege-Versuche	54
Tabelle 16 Prüfprogramm der Biegeversuche	60
Tabelle 17 Bruchlasten der 4-Punkt-Biegeversuche (ohne Skalierung der Bruchlasten)	64
Tabelle 18 Effektive Biegesteifigkeiten der Biegeversuche	65
Tabelle 19 Materialeigenschaften zur Modellierung und Bemessung	66
Tabelle 20 Bemessungstragfähigkeit von Assy PLUS VG Schrauben, eingeschraubt in einem Winkel von 70° bei einer Einschraublänge von 300 mm, berechnet nach ETA-11/0190 [40]	70
Tabelle 21 Versuchsprogramm zu abgesetzten Auflagern	71
Tabelle 22 Bruchlasten der Versuche zu abgesetzten Auflagern	74
Tabelle 23 Bewertung der Kopplungsmethoden	83
Tabelle 24 Schallschutztechnisch untersuchte Deckenvarianten	85
Tabelle 25 Anforderungen an den Schallschutz nach DIN EN 4109-1 [1] Tab. 2	86

---

Tabelle 26 Berechnungsergebnisse für die Deckenaufbauten B1 (Bürodecke mit aufgeständertem Doppelboden), Typ W1 (Wohnungsdecke mit schwimmendem Estrich und schalldämmendem Fußbodenaufbau, mit Entkopplung der Kanten), und W2 (Wohnungsdecke ohne schwimmenden Estrich, mit schalldämmendem Fußbodenaufbau, ohne Entkopplung der Kanten)	90
Tabelle 27 Trittschalldämmmaße verschiedener Teppichböden	91
Tabelle 28 Trittschalldämmmaße verschiedener Fußbodenaufbauten bestehend aus Trockenestrichen auf Dämmschichten/Schüttungen	91
Tabelle 29 Dynamische Steifigkeiten von Trittschalldämmungen für Trocken- und Nassestriche	92
Tabelle 30 Trittschalldämmmaße verschiedener Doppel- oder Hohlbodensysteme	92
Tabelle 31 Übersicht über die untersuchten Varianten zur Auslegung der TGA-Panels	98
Tabelle 32 Abmessungen und Belegung der Büros	100
Tabelle 33 Luftmengen durch mechanische Lüftung sowie zugehörige Kühl- bzw. Heizleistung der Zuluft	100
Tabelle 34 Innere Lasten durch die Beleuchtung in den Büros	100
Tabelle 35 Innere Lasten durch die Personen in den Büros	101
Tabelle 36 Innere Lasten durch Geräte in Büros	101
Tabelle 37 Zusammenfassung der inneren Lasten durch Beleuchtung, Personen und Geräte pro Achse bzw. Raum	101
Tabelle 38 Abmessungen und Leistungen der Heiz- bzw. Kühldecke für das Beispielprodukt Lindner Plafotherm DS320	101
Tabelle 39 Gesamte installierte Kühlleistung durch Lüftung und Kühldecke	102
Tabelle 40 Gesamte installierte Heizleistung durch Lüftung und Heizung	102
Tabelle 41 Gegenüberstellung der inneren Lasten mit der verfügbaren Leistung für Heizen und Kühlen	103
Tabelle 42 Übersicht über die Vergabeverfahren	105



# Abkürzungen und Formelzeichen

## Abkürzungen

2K	Zwei-Komponenten
ASR	Arbeitsstättenrichtlinie
BSH	Brettschichtholz
BSP	Brettsperrholz
DMS	Dehnmessstreifen
DP	Drehpotentiometer
FE	Finite-Elemente
FT	Fertigteil
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HBV	Holz-Beton-Verbund
IWA	Induktiver Wegaufnehmer
SP	Stabpotentiometer
Stb	Stahlbeton
TCC	Timber-Concrete-Composite (engl. für Holz-Beton-Verbund)
TGA	Technische Gebäudeausrüstung
w/z	Wasser-Zement-Wert

## Formelzeichen: Großbuchstaben

A	Fläche, Querschnittsfläche
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft, Festigkeit
$F_{ax}$	Tragfähigkeit einer Schraube auf Herausziehen
$F_{ax,\alpha}$	Tragfähigkeit einer Schraube auf Herausziehen unter einem Winkel zur Holzfaserrichtung
$F_{est}$	Geschätzte Bruchlast
$F_{max}$	Bruchlast
$F_{tens}$	Schraubenzugfestigkeit
I	Flächenträgheitsmoment
K	Korrekturwert zur Flankenübertragung Trittschall Massivbau nach DIN 4109-2
$K_E$	Korrekturwert zur Korrektur des Schalldämm-Maßes einschaliger, entkoppelter Bauteile nach DIN 4109-32
$K_{ser}$	Verschiebungsmodul
$K_s$	Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$K_u$	Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$L'_n$	Norm-Trittschallpegel
$L_{n,eq,0,w}$	Äquivalenter bewerteter Norm-Trittschallpegel einer Rohdecke

$L'_{n,w}$	Bewerteter Norm-Trittschallpegel
$M$	Moment
$N$	Normalkraft
$R$	Widerstand
$R$	Schalldämm-Maß
$R'$	Bau-Schalldämm-Maß
$R'_w$	Bewertetes Bau-Schalldämm-Maß
$V$	Querkraft
$\Delta L_w$	Bewertete Trittschallminderung
$\Delta R_w$	Bewertete Verbesserung des Schalldämm-Maßes durch eine Vorsatzkonstruktion

### Formelzeichen: Kleinbuchstaben

$a$	Abstand
$b$	Breite
$c$	Beiwert für Rauigkeit der Fuge nach DIN EN 1992-1-1 6.2.5
$d$	Dicke oder Durchmesser
$f$	Festigkeit (allgemein)
$f_0$	Resonanzfrequenz
$f_{ax}$	Widerstand
$f_c$	Druckfestigkeit
$f_t$	Zugfestigkeit
$f_v$	Scherfestigkeit
$f_y$	Festigkeit der Bewehrung
$g$	Ständige Flächen- oder Linienlast
$h$	Höhe
$k_{def}$	Verformungsbeiwert nach DIN EN 1995-1-1
$k_{mod}$	Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt nach DIN EN 1995-1-1
$l$	Länge
$l_{ef}$	Effektive Länge, Einbindelänge
$m$	Masse
$m'$	Flächenbezogene Masse
$q$	Veränderliche Flächen- oder Linienlast
$s$	Schwindeinwirkung (aus Betonschwinden)
$s'$	Dynamische Steifigkeit
$t$	Zeit
$t$	Dicke
$t_n$	Kervertiefe
$U_{prog}$	Sicherheitsbeiwert Schall nach DIN 4109-1
$w$	Durchbiegung

$z$	Innerer Hebelarm
$\alpha$	Winkel zwischen Kraft- und Holzfaserrichtung, Einschraubwinkel
$\varepsilon$	Dehnung
$\gamma_1$	Verbundsteifigkeit
$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert
$\gamma_G$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen im GZT nach DIN EN 1990
$\gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen im GZT nach DIN EN 1990
$\gamma_{SH}$	Teilsicherheitsbeiwert für Betonschwinden
$\mu$	Reibungsbeiwert
$\mu$	Beiwert für Rauigkeit der Fuge nach DIN EN 1992-1-1 6.2.5
$\eta$	Ausnutzungsgrad
$\theta$	Neigung der Betondruckstrebe zur Bauteillängsachse
$\nu$	Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von gerissenem Beton nach DIN EN 1992-1-1 6.2.2
$\rho_a$	Bezugsrohddichte
$\rho_k$	Charakteristische Rohddichte
$\rho_{mean}$	Mittlere Rohddichte
$\rho$	Bewehrungsgrad
$\sigma$	Längsspannung
$\tau$	Schubspannung
$\varphi$	Betonkriechzahl nach DIN EN 1992-1-1
$\psi$	Verbundkriechfaktor
$\psi_{0 1 2}$	Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990

### Formelzeichen: Tiefgestellte Buchstaben

$a_x$	Bezogen auf die Axialrichtung
$d$	Bemessungswert einer Festigkeit, eines Widerstands oder einer Einwirkung
$ef$	Effektiv
$fin$	Bezogen auf den Endzustand
$inst$	Bezogen auf den Anfangszustand
$k$	Charakteristischer Wert einer Festigkeit, eines Widerstands oder einer Einwirkung
$o$	Bezogen auf die Bauteiloberkante
$lat$	Bezogen auf die Lateralrichtung
$perm$	Bezogen auf eine quasi-ständige Einwirkung
$shor$	Bezogen auf eine kurze Einwirkung
$u$	Bezogen auf die Bauteilunterkante

### Formelzeichen: Hochgestellte Buchstaben

$c$	Bezogen auf die Betonkomponente
$t$	Bezogen auf die Holzkomponente