

**Timber-concrete composite structures |
Design according to ONR CEN/TS 19103:2021 with a
focus on long-term deformation**

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

DIPLOMARBEIT

**Holz-Beton-Verbundkonstruktionen |
Bemessung nach ONR CEN/TS 19103:2021 mit Fokus
auf die Langzeitverformung**

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

von

Thomas Zawila

Matr.Nr.: 01226079

unter der Anleitung von

Associate Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Alireza Fadai**Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Alex Müllner**

Institut für Architekturwissenschaften
Forschungsbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/E259-2, A-1040 Wien



Ich habe zur Kenntnis genommen, dass ich zur Drucklegung meiner Arbeit unter der Bezeichnung

DIPLOMARBEIT

nur mit Bewilligung der Prüfungskommission berechtigt bin.

Ich erkläre weiters an Eides statt, dass ich meine Diplomarbeit nach den anerkannten Grundsätzen für wissenschaftliche Abhandlungen selbständig ausgeführt habe und alle verwendeten Hilfsmittel, insbesondere die zugrunde gelegte Literatur genannt habe.

08.11.22

Datum

Z. Baula

Unterschrift

Kurzfassung

Das Kriechen und Schwinden von Holz und Beton sowie Temperatur- und Feuchteänderungen haben einen großen Einfluss auf die Langzeitverformung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Die einzelnen Komponenten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen dehnen sich aufgrund dieser Effekte unterschiedlich aus und so genannte „unelastische Dehnungen“ sind dadurch die Folge. Die aktuelle Fassung des Eurocode 5 ermöglicht keine genaue Berücksichtigung dieser Dehnungen bei der Ermittlung der Verformung der Holz-Beton-Verbundkonstruktionen nach mehreren Jahren. Generell ist die Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen im Eurocode 5 nicht vertreten. Der aktuelle Normentwurf der ONR CEN/TS 19103/A „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau“ (Ausgabe 2022-04-01) schafft hier Abhilfe und ermöglicht die Bemessung solcher Verbundbauteile. Ziel dieser Arbeit ist es, diesen Normentwurf im Hinblick auf die Langzeitverformung anhand von durchgeführten Langzeitversuchen an Holz-Beton-Konstruktionen aus der Literatur zu validieren und festzustellen, ob der Normentwurf Werte für die Langzeitdurchbiegung auf der sicheren oder unsicheren Seite bzw. generell realitätsnahe Verformungen nach mehreren Jahren liefert.

Hierfür wird zuerst ein kurzer Überblick über die theoretischen und bemessungstechnischen Grundlagen der einzelnen Komponenten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen im Hinblick auf die Kurzzeitverformung wiedergegeben. Anschließend widmet sich diese Arbeit der Beschreibung der Langzeitverformung der einzelnen Verbundpartner und wie die Langzeiteffekte (vor allem Schwinden und Kriechen bzw. Temperatur- und Feuchteänderungen) in der Bemessung nach dem Normentwurf der ONR CEN/TS 19103 berücksichtigt werden.

Ausgewählte Langzeitversuche von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen und deren Ergebnisse werden in weiterer Folge zusammenfassend dargestellt und mit der ONR CEN/TS 19103 nachgerechnet. Die Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 werden mit jenen aus dem Versuch verglichen, um Aussagen bezüglich der Genauigkeit der prognostizierten Werte nach neuen Normentwurf zu treffen.

Die Nachrechnung der Versuche hat gezeigt, dass mit der ONR CEN/TS 19103 die Langzeitverformungen teils auf der konservativen Seite aber auch auf der unsicheren Seite prognostiziert werden. Dafür sind die Vorhersagen der Durchbiegung sowohl für den Zeitpunkt „nach 3 bis 7 Jahren“ als auch nach 50 Jahren realitätsnah und demnach kann die Verwendung der ONR CEN/TS 19103 empfohlen werden. Wichtig bei der Berechnung ist dabei die genaue Angabe der max. und min. Holzfeuchte sowie von Holzfeuchteschwankungen während des Betrachtungszeitraums, da die Holzfeuchte einen großen Einfluss auf die endgültige Verformung hat. Die Holzfeuchte stellt ein wichtiges Kriterium dar, um eine gute qualitative Übereinstimmung von experimentellem und nach ONR CEN/TS 19103 berechnetem analytischen Verlauf der Langzeitverformung zu gewährleisten. Bei Langzeitversuchen sollte die Holzfeuchte deswegen auch über den gesamten Betrachtungszeitraum gemessen und beobachtet werden. Zusätzlich konnte auch gezeigt werden, dass der Einfluss von schwindarmem Beton auf die Verformung durch die ONR CEN/TS 19103 gut abgebildet wird. Weiters stellte sich heraus, dass auch die Langzeitverformung von Holz-Beton-Verbundbalken mit Nagelplatten als Verbindungsmittel, welche nicht in den Anwendungsbereich der ONR CEN/TS fallen, mit dem neuen Normentwurf realitätsnah prognostiziert werden können. Diese Verbindungsmittelart sollte demnach genauer untersucht und eventuell in die ONR CEN/TS eingearbeitet werden.

Abstract

The creep and shrinkage of timber and concrete as well as temperature and humidity changes have a major impact on the long-term deformation of timber-concrete composite structures. Due to these effects the individual components of timber-concrete composite constructions expand differently, and so-called "inelastic strains" are the result. The current version of Eurocode 5 does not allow these expansions to be taken into account precisely when determining the deformation of timber-concrete composite structures after several years. In general, the design of timber-concrete composite structures is not represented in Eurocode 5. The current working draft of ONR CEN/TS 19103/A "Eurocode 5: Design of Timber Structures – Structural design of timber-concrete composite structures – Common rules and rules for buildings" (edition 2022-04-01) provides a remedy and enables the design of such composite structures. The aim of this work is to validate this working draft with regard to long-term deformation based on long-term tests carried out on timber-concrete structures from the literature and to determine whether the working draft provides values for long-term deflection on the safe or uncertain side or generally realistic deformations after several years.

For this purpose, a brief overview of the theoretical and design fundamentals of the individual components of timber-concrete composite structures regarding the short-term behavior is given first. Subsequently, this work is devoted to the description of the long-term behavior of the individual composite partners and how the long-term effects (especially shrinkage and creep or temperature and humidity changes) are taken into account in the design according to the working draft of ONR CEN/TS 19103.

Selected long-term tests of timber-concrete composite structures and their results are summarized below and recalculated with ONR CEN/TS 19103. The results according to ONR CEN/TS 19103 are compared with those from the long-term test in order to make statements about the accuracy of the forecast values according to the new working draft.

The recalculation of the tests has shown that with the ONR CEN/TS 19103 the long-term deformations are partly predicted on the conservative side but also on the uncertain side. However, the predictions of the deflection are realistic both for the time "after 3 to 7 years" and after 50 years, and therefore the use of ONR CEN/TS 19103 can be recommended. When making the calculation, it is important to specify the max. and min. timber moisture content as well as timber moisture fluctuations during the period of examination, since the timber moisture content has a major influence on the final deformation. The timber moisture content is an important criterion to ensure a good qualitative agreement between the experimental and the analytical course of the long-term deformation calculated according to ONR CEN/TS 19103. Therefore, the timber moisture content should be measured and observed over the entire observation period of long-term tests. In addition, it could also be shown that the influence of low-shrinkage on the deformation concrete is well represented by the ONR CEN/TS 19103. Furthermore, it was found that the long-term deformation of timber-concrete composite beams with nail plates as fasteners, which do not fall within the scope of ONR CEN/TS, can also be realistically predicted with the new draft standard. This type of connector should therefore be investigated in more detail and possibly incorporated into ONR CEN/TS.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Kurzzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen	3
2.1	Unterschied zu reinen Holz- bzw. Betonbauteilen.....	3
2.2	Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen	4
2.2.1	Linear-elastische Methode (γ -Verfahren).....	4
2.2.2	Elasto-plastische Methode	5
2.2.3	Schubanalogieverfahren	5
3	Verbindungsmittel	6
3.1	Arten von Verbindungsmitteln.....	6
3.2	Bemessung von Verbindungsmitteln.....	8
3.2.1	Stiftförmige Verbindungsmittel	8
3.2.2	Kerven.....	9
3.2.3	Verbindungsmittelabstand	10
4	Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen	11
4.1	Langzeitverhalten der einzelnen HBV-Komponenten	11
4.1.1	Langzeitverhalten von Holz	11
4.1.2	Langzeitverhalten von Beton	12
4.1.3	Langzeitverhalten von Verbindungsmitteln	12
4.2	Bemessung von HBV-Konstruktionen unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens.....	13
4.2.1	Zu berücksichtigende Einwirkungen.....	13
4.2.2	Temperaturänderungen.....	14
4.2.3	Feuchteänderungen im Holz	14
4.2.4	Klassen der Lasteinwirkungsdauer	15
4.2.5	Nutzungsklasse	15
4.2.6	Modifikationsbeiwert k_{mod} und k_{mod}'	15
4.2.7	Zu berücksichtigende Zeitpunkte und zeitabhängiges Verhalten	15
4.2.8	Berücksichtigung von unelastischen Dehnungen in der Bemessung	17
4.2.9	Ermittlung des Biegemomentes M_i unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens.....	19
4.2.10	Ermittlung der Normalkraft N_i unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens.....	21
4.2.11	Ermittlung der Schubkraft $F_{v,Ed}$ unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens.....	21
4.2.12	Berücksichtigung von Kriechen in der Bemessung.....	22
5	Durchgeführte Versuche zur Beschreibung der Langzeitverformung	27

5.1	5-Jahres Langzeittest an einem HBV-Balken mit geklebter Verbindung mit anschließender Laststeigerung bis zu dessen Versagen.....	27
5.1.1	Versuchsaufbau und Materialeigenschaften.....	27
5.1.2	Versuchsdurchführung.....	28
5.1.3	Ergebnisse des Publizierenden	28
5.1.4	Annahmen für die Berechnung nach ONR CEN/TS 19103	30
5.1.5	Diskussion und Vergleich der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 mit jenen aus dem Versuch.....	32
5.2	Experimentelle Untersuchung des Langzeitverhaltens von HBV-Balken mit Stahlplatten und Schrauben als Verbindungsmittel	34
5.2.1	Versuchsaufbau und Materialeigenschaften.....	34
5.2.2	Versuchsdurchführung.....	35
5.2.3	Ergebnisse des Publizierenden	36
5.2.4	Annahmen für die Berechnung nach ONR CEN/TS 19103	38
5.2.5	Diskussion und Vergleich der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 mit jenen aus dem Versuch.....	39
5.3	4-jähriger Langzeitversuch von Holz-Beton-Verbunddeckenbalken.....	42
5.3.1	Versuchsaufbau und Materialeigenschaften.....	42
5.3.2	Versuchsdurchführung.....	43
5.3.3	Ergebnisse des Publizierenden	44
5.3.4	Annahmen für die Berechnung nach ONR CEN/TS 19103	46
5.3.5	Diskussion und Vergleich der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 mit jenen aus dem Versuch.....	47
5.4	1-Jahres Langzeitversuch an Holz-Beton-Verbundbalken mit vorgefertigter Betonplatte.....	50
5.4.1	Versuchsaufbau und Materialeigenschaften.....	50
5.4.2	Versuchsdurchführung.....	51
5.4.3	Ergebnisse des Publizierenden	52
5.4.4	Annahmen für die Berechnung nach ONR CEN/TS 19103	54
5.4.5	Diskussion und Vergleich der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 mit jenen aus dem Versuch.....	55
5.5	4,5-Jahres Langzeitversuch von zwei HBV-Balken mit geklebter Verbindung ...	58
5.5.1	Versuchsaufbau und Materialeigenschaften.....	58
5.5.2	Versuchsdurchführung.....	59
5.5.3	Ergebnisse des Publizierenden	60
5.6	Langzeitversuche an vier HBV-Balken aus Furnierschichtholz und verschiedenen Verbindungsmitteln	62
5.6.1	Versuchsaufbau und Materialeigenschaften.....	62
5.6.2	Versuchsdurchführung.....	63

5.6.3	Ergebnisse des Publizierenden	64
5.6.4	Annahmen für die Berechnung nach ONR CEN/TS 19103	66
5.6.5	Diskussion und Vergleich der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 mit jenen aus dem Versuch.....	67
5.7	Zusammenfassung der Versuche.....	72
5.7.1	Versuch 5.1	72
5.7.2	Versuch 5.2	73
5.7.3	Versuch 5.3	74
5.7.4	Versuch 5.4	75
5.7.5	Versuch 5.6	77
5.7.6	Überblick der Versuche	78
6	Conclusio.....	81
Anhangsverzeichnis		
Anhang.....		89
Versuch 5.1.....		89
Versuch 5.2.....		93
Versuch 5.3.....		96
Versuch 5.4.....		100
Versuch 5.5.....		103
Versuch 5.6.....		106

1 Einleitung

Die Holz-Beton-Verbundbauweise (im Folgenden abgekürzt mit „HBV“) stellt eine Konstruktionsart dar, bei der meist Holzbalken bzw. Holzplatten mit verschiedenen Arten von Verbindungsmitteln mit einer darauf liegenden Betonplatte verbunden werden. Diese Verbundbauweise macht sich die Eigenschaften von beiden Materialien zu Nutze, indem bei gravitativer Beanspruchung das Holz auf Zug und Biegung und der Beton auf Druck beansprucht wird. Deckensysteme mit Spannweiten von 7-15 m sind dadurch ohne weitere Probleme als Einfeldträger realisierbar. [1, 2]

Durch die zunehmende Sanierung von alten Holzdecken und der Verwendung in Holzbrücken, hat die Holz-Beton-Verbundbauweise in den letzten 60 Jahren immer mehr an Bedeutung gewonnen. HBV-Decken sind wirtschaftlicher und haben ein wesentlich geringeres Eigengewicht als reine Stahlbetondecken. Reine Holzdecken sind anfällig gegen Vibrationen, haben schlechtere akustische und brandschutztechnische Eigenschaften und neigen zu großen Durchbiegungen bei Belastung. Diese Eigenschaften werden durch das Aufbringen einer Betonplatte verbessert. Die Vorteile von HBV-Decken gegenüber reinen Holzdecken sind z.B.: die Erhöhung der Steifigkeit, die Verbesserung der akustischen Eigenschaften, die Erhöhung der wirksamen Speichermasse, die Verwendung von Holz für dekorative Zwecke, die verringerten CO₂-Emissionen, die Erhöhung der Tragfähigkeit von bestehenden Holzdecken und die Erhaltung von historischen Gebäuden für zukünftige Generationen. Zusätzlich wirkt die Betonplatte als aussteifende Scheibe. [1, 2, 3]

Eine besondere Herausforderung bei der Bemessung von HBV-Konstruktionen stellt die Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen sowie Langzeiteffekte wie Schwinden und Kriechen von Holz und Beton dar, da die einzelnen Komponenten unterschiedlich auf Änderungen der Umgebungsbedingungen reagieren bzw. sich diese unterschiedlich ausdehnen (= „unelastische Dehnungen“). Um eine genaue Prognose der Verformungen nach vielen Jahren bzw. am Ende der Nutzungsphase geben zu können, müssen diese genannten Effekte in die Berechnung der Langzeitdurchbiegung einfließen. Die Verformung ist als die Änderung der Erscheinungsform zufolge äußerer Krafteinwirkung zu verstehen (z.B. Längendehnung, Durchbiegung, etc.). [4] Die Durchbiegung wird als jene Verformung definiert, welche sich aufgrund von äußerer Biegebelastung quer zur Stabachse einstellt (Versatz zwischen belasteter und unbelasteter Lage). [4] Im Folgenden stellt die „Verformung“ ein Synonym für die „Durchbiegung“ dar, um Wortwiederholungen zu reduzieren. Der neue Normentwurf ONR CEN/TS 19103/A „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau“ (Ausgabe 2022-04-01) [5], der den aktuellen Stand der Technik darstellt, bietet einfache Methoden, wie z.B. die Ermittlung einer effektiven Biegesteifigkeit EI_{eff} , um die oben genannten Langzeiteffekte in der Berechnung zu berücksichtigen.

Im Folgenden widmet sich diese Arbeit zu Beginn kurz der Erklärung der Unterschiede des Verhaltens der Holz-Beton-Verbundbauweise im Vergleich zum Verhalten der einzelnen Komponenten und der analytischen Bemessung des Kurzzeitverhaltens von HBV-Bauteilen nach aktuellem Stand der Technik. Nach der Erklärung des Langzeitverhaltens der einzelnen HBV-Komponenten werden die wichtigsten Punkte der ONR CEN/TS 19103 [5], welche zur Ermittlung der Langzeitdurchbiegung benötigt werden und dessen Berücksichtigung in der Berechnung erläutert. Danach werden ausgewählte Langzeitversuche aus der Literatur beschrieben und mit der ONR CEN/TS 19103 [5] nachgerechnet, um den neuen Normentwurf [5] zu validieren. Die gemessenen Versuchswerte für die Langzeitdurchbiegung werden hierfür mit den Langzeitverformungen nach ONR CEN/TS 19103 [5] verglichen und es werden Aussagen darüber

getroffen wie genau die ONR CEN/TS 19103 [5] die Durchbiegung vorhersagt und ob die Ergebnisse auf der sicheren bzw. unsicheren Seite liegen.

2 Kurzzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Im Folgenden wird die Holz-Beton-Verbundbauweise speziell im Hinblick auf das Kurzzeitverhalten erklärt, um den Übergang zum Langzeitverhalten zu erleichtern.

2.1 Unterschied zu reinen Holz- bzw. Betonbauteilen.

HBV-Konstruktionen zeichnen sich, im Gegensatz zu z.B. reinen Holzbauteilen, durch unterschiedliche Relativverschiebungen der einzelnen Komponenten bei Änderung der Temperatur und der Holzfeuchte bzw. bei Schwinden des Betons aus. Zum Beispiel: schwindet der Beton, behindert das Holz dessen Verkürzung (siehe. Abb. 2-1). Diese Dehnungen, welche durch die genannten Einflüsse verursacht werden, nennt man „unelastische Dehnungen“. [3, 5]

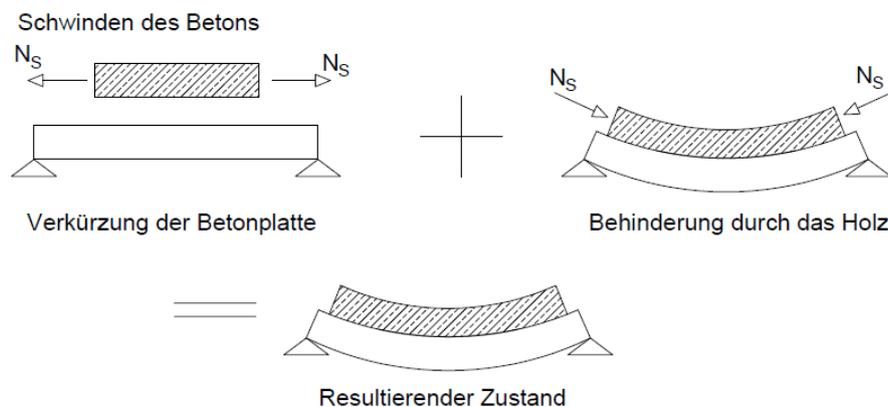


Abb. 2-1: Resultierender Zustand infolge von unterschiedlichen Relativverschiebungen aufgrund von z.B. Schwinden des Betons [6]

Stellt man sich die beiden Komponenten des Verbundkörpers getrennt voneinander vor, würden sie sich unabhängig voneinander verformen. Die vorhandenen Verbindungsmittel verhindern aber diese Verformungen und bewirken durch eine Kraft in der Verbundfuge, dass die beiden Teilquerschnitte die gleiche Länge haben. Die daraus resultierende Belastung wird wieder auf den Gesamtquerschnitt aufgebracht und man erkennt, dass nur die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton maßgebend ist. Im Vergleich dazu stellt sich keine Kraft in der Verbundfuge ein, wenn beide Teilquerschnitte das gleiche Schwind- bzw. Quellmaß besitzen.

Die relative Verkürzung des obenliegenden Betons zum darunterliegenden Holz bewirkt eine Druckkraft im Holz. Das Schwinden des Betons und die äußere Belastung verursachen eine Verringerung der Normalkraft im Teilquerschnitt. Infolgedessen kommt es zu einer Abnahme der Verbindungsmittelbelastung, „[...] da diese „nur“ dazu dient, die Druckkraft im Beton mit der Zugkraft im Holz kurzzuschließen.“ [3] Das Schwinden des Betons darf nicht vernachlässigt werden, wenn das plastische Verhalten der Verbindungsmittel in die Bemessung einfließt. Die Abminderung der Verbindungsmittelbelastung verhindert eine Beeinflussung der Schnittgrößenaufteilung durch das Fließen der Verbindungsmittel. Die Abnahme der Normalkraft, bei jedoch konstant bleibender äußerer Belastung, verursacht gleichzeitig eine Erhöhung des Moments im Holz. Der schwindende Beton kann weniger Druck aufnehmen, wodurch ein höherer Anteil der Gesamtbelastung über Biegung abgetragen wird. Die Konsequenz ist eine Zunahme der Verformung des gesamten Verbundkörpers. (Dieselben Effekte (nur umgekehrt) kann man beobachten, wenn eine relative Verkürzung des Holzes zum Beton stattfindet.)

Das Holz und der Beton dehnen sich unterschiedlich aus wodurch Eigenspannungen entstehen, welche wiederum Verformungen verursachen. Die Tragfähigkeit des Verbundkörpers wird ebenfalls durch diese Spannungen beeinflusst. Diese Eigenspannungen dürfen beim Nachweis nicht vernachlässigt werden, da sich Holz bei Beanspruchung auf Zug eher spröde verhält und somit die Spannungen nicht durch Fließen abbauen kann. [3]

2.2 Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen

Die Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte trifft nicht auf den gesamten Verbundbauteil zu, da die Verbindung zwischen dem Holz und Beton nicht völlig starr ist. Zwischen der untersten Faser des Betonquerschnittes und der obersten Faser des Holzquerschnittes kommt es dadurch zu einer Relativverschiebung [2]. Prinzipiell sind alle Verbindungen nachgiebig, die einzige Ausnahme stellen geklebte Verbindungen dar. Bei der Bemessung von HBV-Bauteilen darf deshalb die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel nicht vernachlässigt werden. Zusätzlich muss bei der Ermittlung der Schnittgrößen das zeitabhängige Verhalten der einzelnen Komponenten berücksichtigt werden. [2, 3]

Es gibt verschiedene Verfahren, die je nach Anwendungsfall verwendet werden, welche die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel berücksichtigen [3]:

- Linear-elastische Methode (γ -Verfahren nach [7])
- Elasto-plastische Methode nach [8]
- Numerische Lösung von Differentialgleichungen
- Modellierung mit FE
- Schubanalogieverfahren nach [9]
- Stabwerkmodellierung (z.B. [10])

Während die Wissenschaft eher die Modellierung mit FE verwendet, wird das γ -Verfahren meistens bei der Bemessung von HBV-Bauteilen mit nur zwei Schichten bevorzugt wird. [3]

2.2.1 Linear-elastische Methode (γ -Verfahren)

Die linear-elastische Methode, auch γ -Verfahren genannt, beruht auf der Annahme, dass alle drei Komponenten (Holz, Beton, Verbindungsmittel) des Verbundbauteils bis zum Versagen des Holzbalkens im linear-elastischen Bereich bleiben. Diese Annahme ist in HBV-Konstruktionen meistens erfüllt aufgrund der oft sehr steifen Verbindungsmittel mit einer hohen Festigkeit. Zusätzlich müssen folgende Randbedingungen erfüllt sein [2, 7]:

- Statisch bestimmtes System, Einfeldträger
- Verbindungsmittel sind gleichmäßig über das gesamte Bauteil verteilt
- Belastung ist sinusförmig
- Ebenbleiben der einzelnen Querschnitte (Holz und Beton)
- Nicht mehr als drei Schichten (nachgiebig miteinander verbunden)

Das von Möhler (1956) entwickelte und von Ceccotti (2002) empfohlene Verfahren für die linear-elastische Analyse von nachgiebig verbundenen HBV-Bauteilen, welches im Anhang B der EN 1995-1-1 zu finden ist, macht von einer effektiven Biegesteifigkeit $(EI)_{ef}$ gebrauch, um die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel in der Bemessung zu berücksichtigen. Für die Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit ist der Abminderungsfaktor „ γ “ notwendig, der von der Dehnsteifigkeit von Holz und Beton $E_i A_i$, der Fugensteifigkeit c_i und dem Abstand der Momentennullpunkte abhängig ist [2, 7]:

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{E_i * A_i * \pi^2}{c_i * l^2}} \quad \text{für } i = 1 \text{ und } 3 \quad (2.1)$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (2.2)$$

Die Fugensteifigkeit ist abhängig vom verwendeten Verbindungsmittel und dessen Abstand untereinander (Verteilung der Verbindungsmittel an den Schubfluss angepasst). Vereinfacht wird ein effektiver Verbindungsmittelabstand ermittelt und als konstant über das Bauteil verteilt angesehen (kontinuierlicher Verbund). [3, 5]

Die theoretischen Grenzfälle wären:

- $\gamma = 0$... keine Verbundwirkung
- $\gamma = 1$... vollständiger Verbund

Die effektive Biegesteifigkeit ergibt sich somit laut EN-1995-1-1 [7]:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i * I_i + \gamma_i * E_i * A_i * a_i^2) \quad (2.3)$$

Mit der effektiven Biegesteifigkeit lassen sich die resultierenden Teilschnittgrößen und Spannungen infolge von Zug bzw. Druck oder Biegung im Holz und Beton berechnen. [2]

Für das γ -Verfahren wurden auch Erweiterungen entworfen mit denen auch Kragarme und Durchlaufträger unter Gleichlast bemessen werden können. Darüber hinaus gibt es theoretische Erweiterungen, um Mehrpunktquerschnitte zu lösen. [3]

2.2.2 Elasto-plastische Methode

Die weitaus weniger, im Vergleich zum γ -Verfahren, genutzte elasto-plastische Methode (Frangi und Fontana 2003) wird vor allem bei HBV-Bauteilen verwendet, welche nach der Plastifizierung der Verbindungsmittel versagen. Dieser Fall tritt vor allem auf, wenn es sich um Verbindungsmittel handelt, die eine niedrige Festigkeit und Steifigkeit, aber dafür eine hohe Duktilität besitzen. Zur Ermittlung der Bruchlast wird die Verbindung als starr mit vollkommen plastischem Verhalten angesehen. Frangi und Fontana (2003) berichteten, dass mit dieser Methode die Bruchlast genau vorhergesagt werden kann. [2] (für Genaueres siehe [8])

2.2.3 Schubanalogieverfahren

Im nationalen Anhang der DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 [9] wird eine alternative Bemessungsmethode für Träger bzw. Flächen mit nachgiebig verbundenen Einzelschichten erläutert. Dabei wird der Träger bzw. die Fläche in drei Einzelschichten (A, B, C) unterteilt und jede Schicht separat betrachtet. Man erhält aus dem realen System ein ideelles Rechensystem, wobei alle Schichten dieselbe Verformung, jedoch unterschiedliche Steifigkeiten besitzen, sodass der Fläche A die Eigensteifigkeit der Einzelschichten, der Fläche B das Zusammenwirken der Einzelflächen und der Fläche C die Scheibentragwirkung zugeordnet werden. Für jede einzelne Fläche lassen sich Schnittgrößen ermitteln und daraus resultierende Spannungen, wobei man je nach Fläche (A, B oder C) unterschiedliche Spannungen der Einzelschichten berechnet (z.B. Fläche A gibt Biege- und Schubspannungen der einzelnen Flächen). Für die genaue Berechnung wird auf [9] verwiesen.

3 Verbindungsmittel

Die Verbindungsmittel haben die Aufgabe die Schubkräfte zwischen den beiden Komponenten Holz und Beton zu übertragen. Bei der Herstellung ist hierfür auf eine ausreichende Verankerung im Beton zu achten. Es gibt heutzutage eine große Bandbreite an verschiedenen Verbindungsmitteln, die sich vor allem durch ihre Steifigkeit unterscheiden. Je steifer das Verbindungsmittel, desto effizienter ist das Verbundbauteil. Um möglichst effiziente Verbundsysteme mit einem hohen Wirkungsgrad zu erhalten, muss man Verbindungen wählen, die eine hohe Steifigkeit und einen hohen Widerstand aufweisen. [2, 3, 11] Gutkowski et al. [12] definierte den Wirkungsgrad „E“ eines Verbundbauteils (in Prozent angegeben) folgendermaßen:

$$E = \frac{\Delta_{NC} - \Delta_{PC}}{\Delta_{NC} - \Delta_{FC}} * 100 \quad (3.1)$$

Δ	Durchbiegung in Feldmitte
NC	keine starre Verbindung
PC	partiell starre Verbindung
FC	vollkommen starre Verbindung

Der Wirkungsgrad eines Verbundbauteils „E“ variiert zwischen 0 % und 100 %, je nachdem ob es keine Verbindung zwischen den beiden Komponenten gibt oder es sich um eine vollkommen starre Verbindung mit vollkommenem Verbund handelt. [11]

Die Verbindungsmittel sind üblicherweise dem Querkraftverlauf entsprechend positioniert, sodass über den Auflagern (max. Querkraft) der Abstand zwischen ihnen am geringsten und in Feldmitte am höchsten ist (min. Querkraft). [2]

3.1 Arten von Verbindungsmitteln

Eine Vielzahl an verschiedenen Verbindungsmitteln wurde bis dato entwickelt z.B.:

- Metallische Verbindungsmittel (Dübel, Schrauben, Nägel)
- Verbindungsmittel aus Holz
- Kerven, die in den Holzträger eingeschnitten und mit Beton verfüllt wurden
- Geklebte Verbindungen

Man unterscheidet zwischen diskreten bzw. kontinuierlichen Verbindungsmitteln, je nachdem wie sie entlang des Verbundbauteils angeordnet sind, und vertikalen bzw. geneigten Verbundelementen. Zusätzlich kann man sie in geklebte bzw. nicht geklebte und als vorgespannte und nicht vorgespannte Verbindungen kategorisieren. [2]

Die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von Verbindungen werden mit Hilfe von so genannten Push-Out Tests nach EN 26891 [13] ermittelt. Man erhält die Last-Verschiebungskurve einer Verbindung unter Scherbeanspruchung, woraus die Festigkeit und Steifigkeit abgeleitet wird. Die Festigkeit ist definiert als die maximale Last, bei der die Probe versagt und die Steifigkeit wird durch drei Verschiebungsmoduli bei unterschiedlichen Belastungen (40, 60 und 80 % der mittleren max. Last) wiedergegeben. Die drei Prozentanteile der mittleren max. Last spiegeln den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (40 %), den Grenzzustand der Tragfähigkeit (60 %) und den Zustand unmittelbar vor dem Kollaps (80 %) wider. Abb. 3-1 zeigt das Last-Verschiebungsverhalten von verschiedenen Verbindungssystemen. [2]

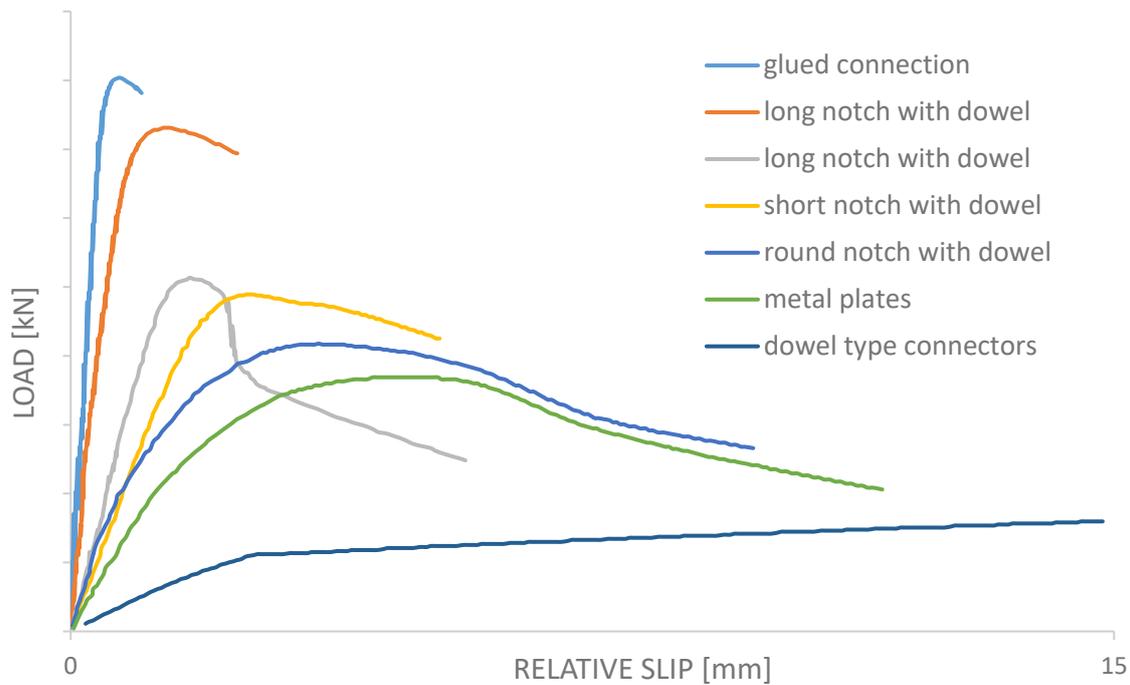


Abb. 3-1: Unterschiedliche Verbindungssysteme im Vergleich [2]

Das beste Verbindungsmittel, im Hinblick auf Festigkeit und Steifigkeitsverhalten, sind in den Holzträger eingeschnittene und mit Schrauben bzw. Dübeln verstärkte Kerfen (siehe graue und orange Linie in Abb. 3-1, deren Unterschied in verschiedenen Kerfenlängen besteht). Sie sind jedoch nicht wirtschaftlich, wenn die Kerfen manuell in Holzträger eingearbeitet werden müssen. Es stellte sich heraus, dass die Länge der Kerfe, das Vorhandensein einer Zugschraube und ihrer Einbindetiefe in den Holzträger die wichtigsten Einflussfaktoren auf das Verhalten der Verbindung darstellen. Die Kerfenlänge beeinflusst die Festigkeit und Steifigkeit der Verbindung und die Zugschraube verbessert die Duktilität und das Nachbruchverhalten. Kerfen, welche mit Dübeln bzw. Ankern verstärkt wurden und bei denen ein Anziehen nach der Betonbehandlung möglich ist, haben den Vorteil den Spalt zwischen dem Beton und dem Holz zu verringern, der infolge des Schwindens des Betons innerhalb der Kerfe auftritt. Stahlbleche, welche mit Epoxidharz mit dem Holzträger verklebt werden, weisen eine ähnliche Effizienz (bis zu 92 %) auf. [2, 11]

Eine alternative, jedoch weniger effiziente, Verbindung sind mechanische Verbindungsmittel wie z. B. Nagelplatten, die den Vorteil besitzen nicht in den Holzträger eingeschnitten werden zu müssen. [2]

Der Verschiebungsmodul hängt bei mechanischen Verbindungsmitteln von der Flexibilität des Verbindungsmittels selbst und von dem umgebenden Holz ab, bei Kerfen hingegen von der Steifigkeit des Holzes in der geneigten Kerfenfläche und der Steifigkeit des verfüllten Betons. Die Festigkeit und Steifigkeit der Verbindung können erhöht werden, indem man die Dübel vorspannt bzw. unter einem Winkel von 45° einbaut. Bei einem Winkel von 45° nehmen sie so vorwiegend Axialkräfte auf und nicht Scherkräfte. [2]

Kleber bzw. Epoxidharz eignen sich ebenfalls gut als Verbindungsmittel, werden allerdings seltener verwendet, da sie sich einer strengen Qualitätskontrolle unterziehen müssen und eine komplexe Applikation vor Ort aufweisen. [2]

3.2 Bemessung von Verbindungsmitteln

Häufig werden die verschiedenen Verbindungsmittel über Zulassungen geregelt. Diese enthalten Kennwerte und Informationen z.B. zu der Tragfähigkeit bzw. zum Verschiebungsmodul. Die Technische Spezifikation ONR CEN/TS 19103 [5] schreibt jedoch vor, dass alle Verbindungen eine Zugkraft (mind. 10 % der Abscherkraft) orthogonal zur Trennfuge zwischen dem Holz und dem Beton aufnehmen müssen, um ein Abheben des Betons vom Holzträger zu verhindern:

$$F_{t,Ed} = 0,1 * F_{v,Ed} \quad (3.2)$$

$F_{t,Ed}$	Bemessungskraft zw. Holz und Beton orthogonal zur Trennfuge
$F_{v,Ed}$	Bemessungskraft zw. Holz und Beton in der Trennfuge (Abscherkraft)

Die Technische Spezifikation dient der Bemessung der Verbindungsmittel mit Hilfe der Informationen, die in den jeweiligen Zulassungen zu finden sind. Die aktuelle Fassung umfasst jedoch nur „stiftförmige“ Verbindungsmittel aus Metall (im 90° Winkel zur Trennfuge eingebaut) und Kerven. Geklebte Verbindungen und jene, bei welchen die Lastübertragung über Reibung erfolgt, sind von dieser Norm exkludiert. [3, 5]

3.2.1 Stiftförmige Verbindungsmittel

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in HBV-Bauteilen wird die Theorie nach Johansen [14] herangezogen. Die stiftförmigen Verbindungsmittel können nach [14] durch eine von sechs Modis lokal versagen, wenn sie auf Abscheren beansprucht werden. Für jeden einzelnen Versagensmodi kann die Tragfähigkeit bestimmt werden. Dazu wird plastisches Verhalten des gesamten Verbundquerschnittes (inklusive Verbindungsmittel) angenommen und an der Trennfuge das Gleichgewicht aufgestellt. Da die Definition der Lochleibungsfestigkeit des Betons noch fehlt, geht die Technische Spezifikation davon aus die Teilflächenpressung heranziehen zu dürfen, sodass sich die Lochleibungsfestigkeit als dreifacher Wert der charakteristischen Druckfestigkeit des Betons errechnet. Die genaue Berechnung befindet sich in [7]. [3, 5]

Bei Fehlen genauerer Angaben zur Steifigkeit des Verbindungsmittels im Grenzzustand der Tragfähigkeit, kann nach [5] der Verschiebungsmodul K_u mit ausreichender Genauigkeit abgeschätzt werden, indem man den Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit K_{ser} mit „2/3“ multipliziert. Dies leitet sich aus [15, 16] ab.

Für die Steifigkeitsermittlung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gilt laut [5] die Annahme, dass sich Holz-Beton-Verbindungen wie Stahl-Holz-Verbindungen verhalten, da die Verformungen im Beton im Vergleich zu jenen im Holz vernachlässigbar sind. In [7] sind die Bemessungswerte der Verschiebungsmoduln für Holz-Holz-Verbindungen angegeben. Da es sich hierbei aber um Holz-Beton-Verbindungsmittel handelt, kann davon ausgegangen werden, dass das stiftförmige Verbindungsmittel nur in das Holz eindrückt und nicht wie bei reinen Holz-Verbindungen in beide Holzquerschnitte. Theoretisch wird somit bei gleichen Lochleibungsspannungen nur die halbe Verschiebung auftreten. Das bedeutet, dass die Steifigkeit der Verbindung doppelt so groß sein muss, da sich nur die Hälfte der Verformung bei gleicher Last einstellt. [3] Nach [5] gilt für den Verschiebungsmodul K_{ser} (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit):

Für Schrauben, (vorgebohrte) Nägel, Bolzen und Dübel:

$$K_{ser} = 2 * \frac{\rho_m^{1,5} * d}{23} \quad (3.3)$$

und für (nicht vorgebohrte) Nägel:

$$K_{ser} = 2 * \frac{\rho_m^{1,5} * d^{0,8}}{30} \quad (3.4)$$

ρ_m mittlere Dichte des Holzes [kg/m^3]
 d Verbindungsmitteldurchmesser [mm]

In [17] wird gezeigt, dass die Gleichungen (3.3) und (3.4) für Stahl-Holz-Verbindungen nach EN 1995-1-1 [7] auch die Verbindungsmittelsteifigkeiten für Holz-Beton-Verbundbauteile gut abbilden, jedoch überschätzen. Der Einsatz dieser Gleichungen wird von [18] trotzdem empfohlen, da bei Berücksichtigung von allen Variablen und Unsicherheiten diese Überschätzung vernachlässigbar ist.

3.2.2 Kerven

Kerven sind Vertiefungen im Holzträger, welche sich über die gesamte Breite des Bauteils erstrecken und mit Beton verfüllt werden, um eine kraftschlüssige Verbindung zu erhalten. Sie werden vor allem bei großen Holzflächen aufgrund ihrer geringen Kosten und einfachen Handhabung eingebaut. Damit die Tragfähigkeit und der Verschiebungsmodul mit den Gleichungen nach [5] berechnet werden können, müssen gewisse Größen- bzw. Baustoffanforderungen erfüllt sein (siehe hierfür Kapitel 10.3.4.1 Punkt (2) in [5]). [3]

Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit müssen vier verschiedene Versagensarten berücksichtigt werden. Für jede Versagensart gibt es eine eigene Gleichung zur Ermittlung der Tragfähigkeit. Maßgebend ist jene Versagensart, bei welcher sich die geringste Tragfähigkeit ergibt (siehe Gleichungen (10.14) bis (10.17) in [5]). Die vier Versagensarten sind: Versagen des Holzes auf Schub (c) bzw. Druck (d) und Versagen des Betons auf Schub (a) bzw. Druck (b) (siehe Abb. 3-2). [5]

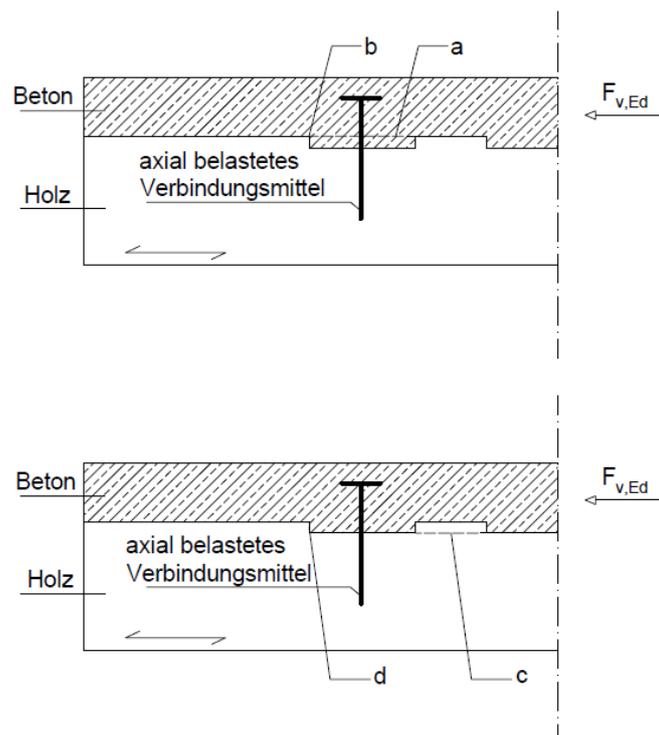


Abb. 3-2: Versagensarten des Holzes bzw. des Betons in Kerven [5]

Zusätzlich zu den vier Versagensarten soll laut [5] die Kerbe für eine abhebende Belastung F_t bemessen werden:

$$F_{t,Ed} = \max(F_{v,Ed} * \tan \theta; 0,1 * F_{v,Ed}) \quad (3.5)$$

$F_{v,Ed}$ Belastung aus Schub in der Verbundfuge
 θ Druckstrebenneigung

Der Verschiebungsmodul K_{ser} (für ULS und SLS gleich) ergibt sich nach [5] mit folgender, empirisch hergeleiteter Gleichung:

$$K_{ser} = K_u = \begin{cases} 1000 \frac{N/mm}{mm} & \text{für } h_n = 20 \text{ mm} \\ 1500 \frac{N/mm}{mm} & \text{für } h_n \geq 30 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.6)$$

h_n Kerventiefe

Durchgeführte Scherversuche an Kernen [19] zeigten, dass die Last-Verformungskurve erst bei 65 % der maximal aufzunehmenden Last in den nichtlinearen Bereich übergeht (zum Vergleich: $K_{ser} \triangleq 40$ % der Maximallast, $K_u \triangleq 60$ % der Maximallast). [20]

3.2.3 Verbindungsmittelabstand

Die Technische Spezifikation ONR CEN/TS 19103 erlaubt die Annahme eines kontinuierlichen Verbundes, wenn der Abstand zwischen den Verbindungsmitteln nicht mehr als 5 % der Spannweite des Einfeldträgers beträgt. Bei dieser vereinfachten Annahme wird eine Verbindungsmittelsteifigkeit je Längeneinheit berücksichtigt (anstatt einzelner diskreter Verbindungsmittel), welche für kurze Verbindungsmittelabstände ausreichend genau ist. Größere Abstände zwischen den einzelnen Verbindungsmitteln führen jedoch zu lokalen Spannungen (siehe auch [10]) und veränderten Verläufen der Normalkraft. Je nachdem ob es sich um eine „verschmierte“ Verbindungsmittelanordnung oder um nur ein einzelnes Verbindungsmittel an jedem Ende des Bauteils handelt, entsteht ein sinusförmiger oder konstanter Verlauf der Normalkraft. Aus der Tatsache heraus, dass die Steifigkeit Einfluss auf die Verteilung der Kräfte hat, ergibt sich folgende Gleichung (für komplette Herleitung siehe [21]):

$$EA_{verschmiert} = \frac{2}{\pi} * EA_{diskret} \quad (3.7)$$

$EA_{verschmiert}$ Dehnsteifigkeit bei „verschmierter“ Verbindungsmittelanordnung
 $EA_{diskret}$ Dehnsteifigkeit bei diskreter Verbindungsmittelanordnung

Bei Nichteinhaltung der 5 % sollten entweder zusätzliche Verbindungsmittel (dem Schubfluss entsprechend) eingebracht werden damit die Deckensteifigkeit und die resultierenden Schnittgrößen nicht zu sehr streuen oder die Dehnsteifigkeit $EA_{diskret}$ mit dem Faktor 0,7 modifiziert werden, da diese sonst überschätzt wird. [3, 5, 21, 20]

4 Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen ist weitaus komplexer als deren Kurzzeitverhalten, da die einzelnen Komponenten (Holz, Beton, Verbindungsmittel) unterschiedlich auf Änderungen in den Umgebungsbedingungen, wie zum Beispiel Änderungen der Temperatur oder der relativen Luftfeuchte, Kriech- und Schwind- bzw. Quellvorgänge reagieren (siehe auch 2.1). Jedes Material in einer HBV-Konstruktion besitzt ein eigenes zeitabhängiges Verhalten, welches, je nach Umgebungsbedingungen (z. B. Feuchtegehalt, Temperatur, etc.), zu unterschiedlichen Verformungs- und Spannungsverteilungen in den einzelnen Komponenten führt. Zusätzlich weisen die HBV-Komponenten ein stark nicht-lineares Verhalten auf, wenn sie Temperatur- und Feuchteänderungen unterworfen werden. Um die resultierende Gesamtverformung möglichst genau vorhersagen zu können, muss all dies berücksichtigt werden. Das Langzeitverhalten von HBV-Konstruktionen ist vor allem durch eine Verformungszunahme geprägt. Oft ist dadurch die maximale Verformung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei der Bemessung von HBV-Trägern mit mittlerer bis großer Spannweite maßgebend. [22]

4.1 Langzeitverhalten der einzelnen HBV-Komponenten

4.1.1 Langzeitverhalten von Holz

Viele Faktoren beeinflussen das Langzeitverhalten und die Dauerhaftigkeit von Holz, zu den wichtigsten zählen [22, 23]:

- Art der Belastung (belastungsabhängige Kriechverformung)
- Feuchtegehalt (feuchtes Holz kriecht stärker als trockenes, Änderung des E-Moduls je nach Feuchtegehalt)
- Feuchteänderung (Kriechverformungszunahme bei Änderung der Feuchte, auch „mechanosorptive creep“ genannt)
- Temperaturänderungen (theoretisch: höhere Kriechverformung bei Temperaturzunahme, in der Baupraxis: vernachlässigbar)
- Belastungsrichtung (Kriechverformung abhängig von Winkel zwischen Kraft und Faser)
- Ausnutzungsgrad (je höher die Ausnutzung des Holzes, desto höher die Kriechverformung)

Wenn das Holz durch Spannungen beansprucht wird, die kleiner als 35 % der Kurzzeitfestigkeit sind, und es sich um gleichbleibende Umgebungsbedingungen handelt, kann das Materialverhalten als linear-viskoelastisch angesehen werden. Bei wechselnden Umgebungsbedingungen stellt sich hingegen ein nicht-lineares Materialverhalten ein. [22]

Wie schon in 2.1 erwähnt kommt es zu einer Verkürzung des Holzquerschnittes relativ zum Betonquerschnitt, wenn das Holz schwindet. Der Beton erfährt dadurch eine Druckbeanspruchung, der Verbundquerschnitt hingegen eine Zugbeanspruchung. Zusätzlich werden beide Teilquerschnitte durch ein Biegemoment beansprucht. Dieser Beanspruchung kann man entgegenwirken, indem man Holzarten benutzt, die ein geringes Schwindmaß besitzen (z. B.: Fichte, Tanne, etc., siehe auch Tabelle NA.3.1-E1 in [7]). [6]

Die resultierenden Spannungen im Verbundquerschnitt verursachen Kriechen. Die Spannung im Holz nimmt aufgrund des Holzkriechens ab, während der Beton eine erhöhte Beanspruchung widerfährt. Dadurch entzieht sich das Holz seiner Beanspruchung. Am meisten kriecht Holz in einer Umgebung, welche von einer ständigen Änderung der Feuchte geprägt ist. Weniger starke Kriechverformungen sind bemerkbar in einer konstant feuchten Umgebung und am wenigsten kriecht Holz bei konstant trockener Umgebung. [6, 22]

4.1.2 Langzeitverhalten von Beton

Das Betonschwinden bewirkt eine Verringerung des Volumens des Betons und setzt sich aus vier Anteilen zusammen [23]:

- Kapillarschwinden (v. A. „[...] durch den Wasserverlust an der Oberfläche“) [23]
- Schrumpfen (autogene Schwindreaktion bei Zementgelbildung)
- Trocknungsschwinden (durch Trocknungsvorgang)
- Carbonatisierungsschwinden („[...] im wesentlichen durch eine chemische Reaktion der Hydratationsprodukte des erhärteten Zementsteins mit dem Kohlendioxid der Luft unter Feuchteinwirkung verursacht“ [23])

Während das Kapillarschwinden beim Herstellungsprozess vermeidbar ist, können die anderen drei Schwindanteile nicht unterbunden werden. Das Carbonatisierungsschwinden ist jedoch meist vernachlässigbar, da es vorwiegend nur in den Bereichen am Rand des Betons nachgewiesen werden kann. [23]

Das Betonschwinden bewirkt eine Verkürzung des Betons, die aber vom Holz behindert wird. Der Beton wird dadurch auf Zug und der Verbundquerschnitt auf Druck beansprucht und in den Teilquerschnitten entstehen Biegemomente (Kräfteangriffspunkt ist der Schwerpunkt). Infolgedessen kommt es zur Verformung des HBV-Bauteils. Durch Vorfertigung der Betonplatte im Werk kann diese noch vor dem Einbau in das HBV-Bauteil schwinden. Nach Abschluss des Schwindprozesses bzw. der Nachbehandlung wird die Betonplatte in die HBV-Konstruktion eingebaut. Mit dieser Methode kann die Beanspruchung und Verformung zufolge Betonschwinden im HBV-Bauteil stark reduziert werden. Die Verwendung von schwindarmem Beton könnte ebenfalls Abhilfe verschaffen. [6, 24]

Beton kriecht auf zwei verschiedene Arten: „Grundkriechen“ und „Trocknungskriechen“. Bei der ersten Art kriecht der Beton ohne Feuchtigkeit über seine Oberfläche abzugeben. Die zweite Art tritt aufgrund von Wasserabgabe auf. Beeinflusst wird das Kriechen vor allem durch [23]:

- Wasser-Bindemittel-Wert (je geringer WB-Wert desto geringer das Grundkriechen)
- Elastizitätsmodul der Zuschläge
- Alter des Betons bei Erstbelastung (je steifer der Zementstein ist, desto weniger verformt er sich)
- Wasserabgabe während des Erhärtungsprozesses (je höher die Wasserabgabe, desto höher die Kriechverformung)
- Austrocknungsgeschwindigkeit (je schneller der Beton austrocknet, desto höher die Kriechverformung)

Das Kriechen im Beton führt zu einer erhöhten Beanspruchung und Verformung des Holzes. Gleichzeitig entzieht sich der Beton seine Beanspruchung. [6]

4.1.3 Langzeitverhalten von Verbindungsmitteln

Das Langzeitverhalten der Verbindungsmittel wirkt sich ebenfalls auf das Trag- bzw. Verformungsverhalten von HBV-Konstruktionen aus. Eine erhöhte Durchbiegung bzw. Spannungsumlagerungen können dadurch über einen größeren Zeitraum beobachtet werden. Der Bereich im Holz und Beton um das Verbindungsmittel ist einer erhöhten Kriechbelastung ausgesetzt, da sich hier Spannungsspitzen konzentrieren. Das Langzeitverhalten von Verbindungsmitteln ist im Wesentlichen von der Art des Verbindungsmittels abhängig. Eine Erhöhung der effektiven Verbindungsmittelsteifigkeit (also Erhöhung des γ -Faktors nach [7]) führt zu einem geringeren „Verbindungsmittelkriechen“ und dadurch zu einem geringeren Einfluss auf das Trag- und Ver-

formungsverhaltens der HBV-Konstruktion. Besonders vorsichtig muss man bei Verbindungsmitteln sein, welche das Holz orthogonal zur Faser beanspruchen, da sie das Kriechen fördern und infolgedessen die effektive Verbindungsmittelsteifigkeit reduzieren. [6, 23]

4.2 Bemessung von HBV-Konstruktionen unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens.

Aktuellen Stand der Technik stellt die Technische Spezifikation ONR CEN/TS 19103 [5] dar. In dieser Norm fließen, im Vergleich zu den bisher verwendeten Verbindungsmittelzulassungen, neben dem Kriechen auch noch weitere wichtige Zeitpunkte während der Lebensdauer der HBV-Konstruktion in die Berechnung ein. Da Langzeiteffekte wie Schwinden und Kriechen vom γ -Verfahren nicht berücksichtigt werden, sind simple Modifikationen (z.B. des E-Moduls) nötig, um dem Umstand Rechnung zu tragen, ohne dabei den Rechenaufwand drastisch zu erhöhen. [3, 6]

4.2.1 Zu berücksichtigende Einwirkungen

Bei der Bemessung sind sowohl die gewöhnlichen, äußerlich wirkenden Lasten, wie Eigengewicht, Nutzlast, Wind, Schnee, etc. anzusetzen als auch jene Einwirkungen, wie Temperaturänderungen, Schwinden von Holz und Beton, Quellen des Holzes, etc., die Eigenspannungen verursachen. Zur Erfassung der unelastischen Dehnungen sind vor allem folgende Einwirkungen wichtig [3]:

- Schwinden des Betons (Ermittlung nach EC 2)
- Änderungen der Temperatur innerhalb eines Jahres
- Differenz zwischen Einbautemperatur und Betriebstemperatur
- Differenz zwischen Feuchte im Einbauzustand und Ausgleichsfeuchte des Holzes
- Änderungen der Feuchte innerhalb eines Jahres (siehe auch Regelungen im Anhang A der ONR CEN/TS 19103 [5])

Die Technische Spezifikation ONR CEN/TS 19103 erlaubt (vereinfachend) bei quasi-konstanten Umgebungsbedingungen (z.B. beheizter Innenraum) die Vernachlässigung der Auswirkungen von Temperatur- und Feuchteänderungen auf das Holz (Schwinden und Quellen). Allerdings muss das Schwinden des Betons auch in quasi-konstanter Umgebung berücksichtigt werden. Damit Umgebungsbedingungen als „quasi-konstant“ angesehen werden dürfen, müssen folgende drei Punkte zutreffen [3]:

- Die erwartete Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen $m_{c,use}$ entspricht dem Einbaufeuchtegehalt [5]
- Bei Nadelholz überschreitet die Schwankung der über den Querschnitt gemittelten Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen nicht 6 % [5]
- Die Lufttemperatur ändert sich um nicht mehr als ± 20 °C.

Zu beachten ist, dass die Technische Spezifikation das Schwinden des Betons und die schwankende Feuchte im Holz und infolgedessen die daraus entstehenden Dehnungen explizit berücksichtigt. Die verschiedenen Zulassungen hingegen lassen diese Einflüsse global über eine Abminderung der E-Moduli einfließen. [3]

4.2.2 Temperaturänderungen

Bei sich einstellenden Temperaturänderungen dehnen sich Holz und Beton unterschiedlich aus, weswegen Temperaturdifferenzen sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt werden sollten. Experimentelle Langzeitstudien sowie numerische Simulationen (siehe auch [25, 26, 27, 28]) zeigten dabei, dass es oft ausreicht nur die Änderungen der gleichförmigen Temperaturkomponente im Holz $\Delta T_{u,tim}$ und im Beton $\Delta T_{u,conc}$ nach EN 1991-1-5 [29] in die Berechnung einfließen zu lassen. Es gibt zwei Fälle, die betrachtet werden müssen, da es bei beiden zu einer maximalen Beanspruchung kommen kann (siehe auch [15, 25, 26]). [5, 21]:

$$\Delta T_{u,conc}^+ = T_{max,conc} - T_{0,conc} \quad \text{bzw.} \quad \Delta T_{u,tim}^+ = T_{max,tim} - T_{0,tim} \quad (4.1)$$

$$\Delta T_{u,conc}^- = T_{min,conc} - T_{0,conc} \quad \text{bzw.} \quad \Delta T_{u,tim}^- = T_{min,tim} - T_{0,tim} \quad (4.2)$$

$\Delta T_{u,i}^+$	die Differenz zwischen der über den Querschnitt gemittelten Anfangs- und Maximaltemperatur der Verbundkomponente i
$\Delta T_{u,i}^-$	die Differenz zwischen der über den Querschnitt gemittelten Anfangs- und Minimaltemperatur der Verbundkomponente i
$T_{0,i}$	die Anfangstemperatur der Verbundkomponente i gemittelt über den Querschnitt nach Abbinden des Betons
$T_{max,i}$	die Maximaltemperatur der Verbundkomponente i gemittelt über den Querschnitt
$T_{min,i}$	die Minimaltemperatur der Verbundkomponente i gemittelt über den Querschnitt

4.2.3 Feuchteänderungen im Holz

Feuchteänderungen verursachen Quell- bzw. Schwindvorgänge im Holz (bis zu 7 % der Querschnittsabmessungen, wenn nicht nahe $m_{c,use}$ eingebaut), weswegen diese in Längsrichtung in den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit und des Grenzzustandes der Tragfähigkeit einfließen müssen. Vereinfachend kann dabei von einer über den Querschnitt gemittelten Holzfeuchteschwankung ausgegangen werden (siehe [25]) die äußeren Fasern sind eigentlich höheren Feuchteschwankungen ausgesetzt als die inneren). Laut [25, 26] sollten die jährlichen Schwankungen der mittleren Holzfeuchte aufgrund von Änderungen der Umgebungsbedingungen Δmc berücksichtigt werden [5, 21]:

$$\Delta mc = mc_{max} - mc_{min} \quad (4.3)$$

mc_{max}	maximale, jährliche Holzfeuchte gemittelt über den Querschnitt
mc_{min}	minimale, jährliche Holzfeuchte gemittelt über den Querschnitt

Wichtig ist sowohl die Zunahme $\Delta mc^+ (= \Delta mc/2 > 0)$ als auch die Abnahme $\Delta mc^- (= -\Delta mc/2 < 0)$ in die Bemessung einfließen zu lassen, da beide Fälle maßgebend sein könnten, ähnlich zu 4.2.2 (siehe auch [15, 25, 26]). Da angenommen wird, dass das Holz auf die erwartete Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen $m_{c,use}$ konditioniert wurde, wird hier nur die halbe jährliche Schwankung der mittleren Holzfeuchte $\Delta mc/2$ berücksichtigt. Für $m_{c,use}$ besteht folgender Zusammenhang [5, 21]:

$$mc_{use} = \frac{mc_{max} + mc_{min}}{2} \quad (4.4)$$

Aufgrund der klimatischen Verhältnisse in Europa, sollten Temperaturänderungen und Feuchteänderungen im Holz gegenläufig zueinander angesetzt werden (siehe [15, 25, 26]), d.h. $\Delta T_{u,i}^-$ zu Δmc^+ und $\Delta T_{u,i}^+$ zu Δmc^- . [5, 21] „(6) Wird das Holz nicht auf die erwartete Ausgleichsfeuchte mc_{use} konditioniert, sollte zusätzlich zu 4.3.1.2(5) bei der Bemessung auch die Differenz zwischen der über den Querschnitt gemittelten Ausgleichsfeuchte mc_{use} und der über den Querschnitt gemittelten Einbaufeuchte mc_0 zum Zeitpunkt t_c nach dem Abbinden des Betons berücksichtigt werden.“ [5] In Abwesenheit von genauen Werten kann Δmc nach Tab. A.1 im Anhang A [5] mit Hilfe des Köppen-Geiger-Diagramms ermittelt werden. [21]

Laut [7] werden die meisten Nadelhölzer eine über den Querschnitt gemittelte Holzfeuchte von 12 % in Nutzungsklasse 1 und 20 % in Nutzungsklasse 2 nicht übersteigen.

4.2.4 Klassen der Lasteinwirkungsdauer

Die üblichen Klassen der Lasteinwirkungsdauer werden der EN 1995-1-1 entnommen. Die durch das Schwinden von Holz und Beton sowie das Quellen von Holz verursachten Auswirkungen auf das Holz-Beton-Verbundbauteil werden zur „ständigen“ Lasteinwirkungsdauer hinzugerechnet, die Auswirkungen zufolge jährlicher Temperatur- und Feuchteunterschiede im Beton und Holz zur „mittleren“ Lasteinwirkungsdauer. [5]

4.2.5 Nutzungsklasse

Die Technische Spezifikation ONR CEN/TS 19103 [5] legt lediglich fest, dass die Ausführung der Fuge und Verbindung der Nutzungsklasse 1 oder 2 zugeordnet werden kann. Der Grund hierfür ist, dass die Einstufung des Holzes in eine Nutzungsklasse je nach Land sehr unterschiedlich sein kann und es innerhalb von Europa keine generelle Regelung dafür gibt. [3] Die Nutzungsklasse fließt vor allem in die Berechnung des Koeffizienten ψ_{conc} ein (Tabelle 7.1 in [5] erlaubt nur ein k_{def} von 0,6 (NKL 1) oder 0,8 (NKL 2), siehe auch 4.2.12).

4.2.6 Modifikationsbeiwert k_{mod} und k_{mod}'

Die Lasteinwirkungsdauer und die Feuchte haben einen wesentlichen Einfluss auf die Festigkeit des Verbundbauteils. Mit dem Modifikationsbeiwert k_{mod} bzw. k_{mod}' wird diese Festigkeitsabminderung in der Berechnung berücksichtigt. In der EN 1995-1-1 sind Werte für k_{mod} (Holzquerschnitt) angegeben. [5]

Der Modifikationsbeiwert der Verbindung k_{mod}' ergibt sich wie folgt [5]:

$$k_{mod}' = \sqrt{k_{tc} * k_{mod}} \quad (4.5)$$

k_{tc} Beiwert, welcher den Einfluss von Langzeiteffekten auf die Betondruckfestigkeit berücksichtigt

k_{mod} Modifikationsbeiwert für das Holz

4.2.7 Zu berücksichtigende Zeitpunkte und zeitabhängiges Verhalten

Laut Norm [5] sollen folgende Zeitpunkte berücksichtigt werden [21]:

- t_c : Zeitpunkt bzw. Betonalter (t_s) bei dem Trocknungsschwinden beginnt. (Abgeschlossene Nachbehandlungs- und Schutzmaßnahmen des Betons. Der Beton besitzt keine Tragfähig-

keit. Die Gesamte Belastung muss vom Holz und eventuell von der Unterstützung getragen werden.)

- t_p : Zeitpunkt der Unterstutzungsentfernung (Der Beton ist teilweise/vollständig erhärtet und ist dadurch teilweise/vollständig tragfähig.)
- t_0 : „der Zeitpunkt, zu dem der Beton den Bemessungswert der Festigkeit erreicht oder die Bemessungslast auf das Verbundbauteil aufgebracht wird, bevor Kriechen und unelastische Dehnungen im Beton und im Holz aufgetreten sind. Der frühere Zeitpunkt ist maßgebend;“ [5]
- t_∞ : Der Zeitpunkt am Ende der Nutzungsphase der HBV-Konstruktion. Langzeiteffekte, wie Kriechen und unelastische Dehnungen, hatten genug Zeit sich vollkommen auszuprägen (maximale Kriechverformung und Gesamtverformung).

Zu den Zeitpunkten t_0 und t_∞ sollten dabei die notwendigen Nachweise geführt werden. Etwaige Belastungen zwischen t_p und t_0 , welche aus den Bauzuständen resultieren, sollten ebenfalls in die Berechnung einfließen. [5]

Das Trag- und Verformungsverhalten von HBV-Konstruktionen wird wesentlich vom unterschiedlichen Kriechverhalten des Holzes und Betons beeinflusst. Dieses spiegelt sich in Unterschieden zwischen den Endkriechzahlen und Entwicklungen der Kriechdehnungen über die Zeit der Materialien wider (siehe Abb. 4-1). Weisen in einer Verbundkonstruktion die Werkstoffe unterschiedliche Kriechzahlen auf, so kommt es mit der Zeit zu einer Spannungumlagerung, und zwar vom stärker kriechenden Werkstoff zum weniger stark kriechenden. Der schwächer kriechende Querschnitt erfährt dadurch eine Verformungszunahme im elastischen Bereich, wodurch die Kriechzahl abnimmt. Beim stärker kriechenden Querschnitt kann der umgekehrte Effekt beobachtet werden. [3, 6]

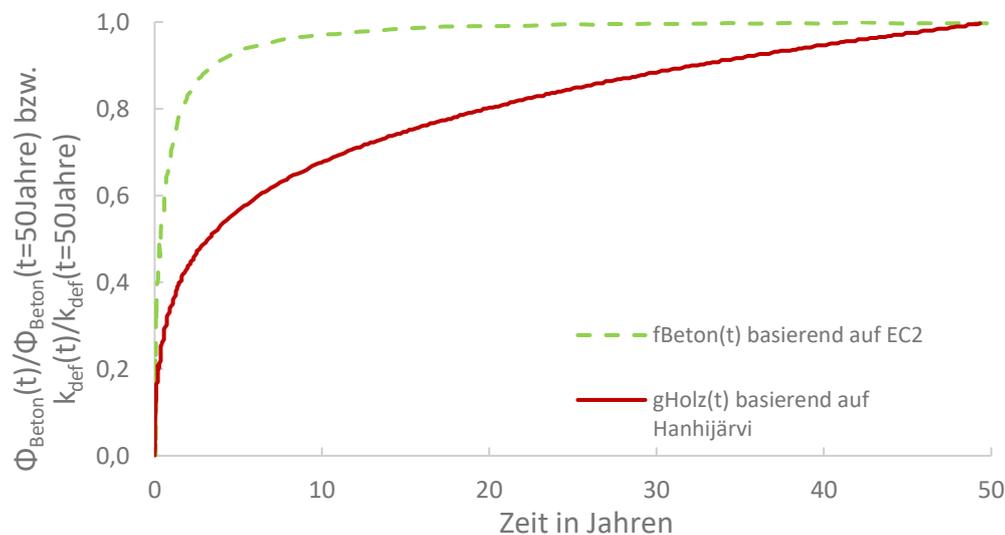


Abb. 4-1: zeitliche Entwicklung der Kriechzahlen von Holz und Beton [3]

Wegen des Effektes der Spannungumlagerung müssen zusätzliche Zeitpunkte in der Bemessung berücksichtigt werden. Im Zeitraum von 3 bis 7 Jahren kriecht der Beton im Vergleich zum Holz stärker und entzieht sich seiner Beanspruchung, obwohl das Kriechen des Holzes noch nicht beendet ist. Das Steifigkeitsverhältnis n_{Holz} [21]

$$n_{Holz} = \frac{E_{Holz}(t)}{E_{Beton}(t)} \quad (4.6)$$

erreicht sein Maximum in diesem Zeitraum, sodass das Holz im Vergleich zum Beton steifer ist und Kräfte anzieht. Dadurch können in dieser Zeit die inneren Kräfte und vor allem das Biegemoment im Holz ihr Maximum erreichen. [3, 6, 21]

Nach diesem Zeitintervall kriecht der Beton nicht mehr, wohingegen das Holzkriechen noch nicht abgeschlossen ist, und es werden Spannungen vom Holz auf den Beton umgelagert. Die Technische Spezifikation [5] empfiehlt die zusätzliche Betrachtung dieses Zeitraums. Laut [5] ist es allerdings zulässig diese Bemessungszustände zu vernachlässigen, wenn der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination resultierenden Spannungen zu den Zeitpunkten t_0 und t_∞ im Holzquerschnitt, trotz einer Erhöhung dieser Spannungen um 25 % erfüllt ist. [3, 5, 6]

4.2.8 Berücksichtigung von unelastischen Dehnungen in der Bemessung

Im Anhang B der Technische Spezifikation ONR CEN/TS 19103 [5] ist ein vereinfachtes Verfahren zur Berücksichtigung der Auswirkungen von unelastischen Dehnungen, welche durch Betonschwinden bzw. durch Temperatur- und/oder Holzfeuchteänderungen hervorgerufen wurden, angegeben. Um hierbei das γ -Verfahren anwenden zu können, wurde von [23, 30] (siehe auch [31]) eine Erweiterung für das γ -Verfahren entwickelt. Zusätzlich zu den bereits in 2.2.1 genannten Randbedingungen kommt noch hier die Einschränkung auf max. zwei verbundene Schichten hinzu. [5]

Die Auswirkungen von unelastischen Dehnungen auf das Tragwerk werden in fiktive Ersatzlasten „ p_{sls} “ umgewandelt, welche dieselbe Verformung auf dem Tragwerk verursachen (siehe [23]), wie die Unelastischen Dehnungen selbst [5, 21]:

$$p_{sls} = C_{p,sls} * \Delta\varepsilon \quad (4.7)$$

Wobei

$$C_{p,sls} = \pi^2 * \frac{E_1 A_1 * E_2 A_2 * z * \gamma_1}{(E_1 A_1 + E_2 A_2) * L^2} \quad (4.8)$$

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_2 - \varepsilon_1 \quad (4.9)$$

$C_{p,sls}$	Beiwert
$\Delta\varepsilon$	„die Differenz der unelastischen Dehnungen von Bauteil 1 und Bauteil 2;“ [5] infolge Temperaturänderungen bzw. Schwinden/Quellen
E_i	E-Modul von Querschnitt 1 bzw. 2 (siehe Abb. 4-2)
A_i	Querschnittsfläche 1 bzw. 2 (siehe Abb. 4-2)
z	Distanz zwischen Holzquerschnittsschwerpunkt und Betonquerschnittsschwerpunkt
γ_1	γ -Faktor des Betons laut [7] Anhang B (siehe auch 2.2.1)
L	Spannweite der HBV-Konstruktion

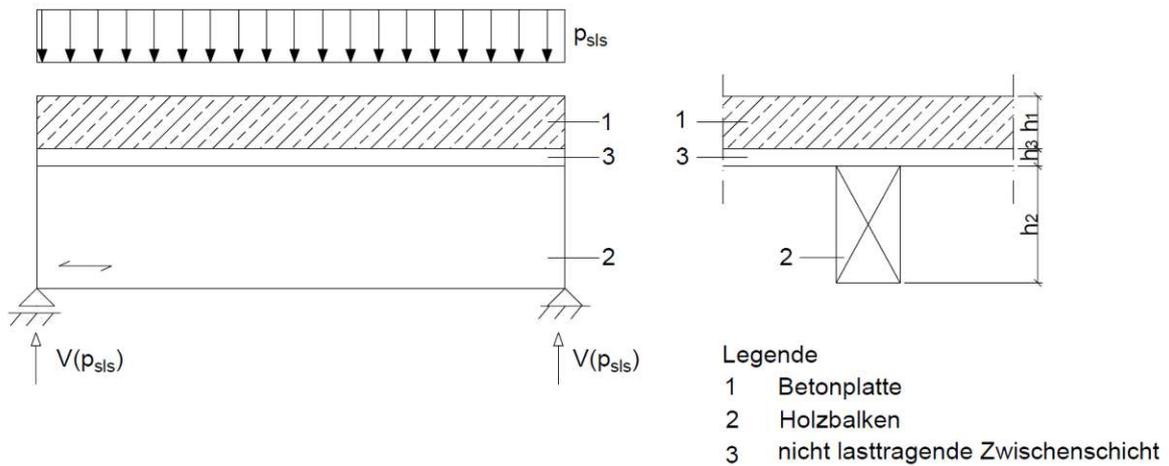


Abb. 4-2: Bauteilnummerierung [5]

Die unelastische Dehnung aufgrund von Temperaturänderungen ergibt sich mit [5]:

$$\varepsilon_i = \alpha_{i,T} * \Delta T_{u,i,calc} \quad (4.10)$$

$\alpha_{i,T}$ Ausdehnungskoeffizient des Querschnittes i zufolge Temperaturänderung

$\Delta T_{u,i,calc}$ Schwankungsbreite der Temperatur des Querschnittes i (siehe 4.2.2)

Die unelastische Dehnung aufgrund von Schwinden bzw. Quellen von Holz erhält man mit [5]:

$$\varepsilon_2 = \alpha_{t,u} * \Delta mc_{calc} \quad (4.11)$$

$\alpha_{t,u}$ Ausdehnungskoeffizient des Holzes in Richtung der Faser zufolge Feuchteänderung

Δmc_{calc} Schwankungsbreite der Holzfeuchte (siehe 4.2.3)

Die Werte für die unelastische Dehnung aufgrund von Betonschwinden entnimmt man [5] Kapitel 7.1.2(9).

Mit der ermittelten fiktiven Ersatzlast zufolge Betonschwinden bzw. Temperatur- oder Holzfeuchteschwankungen kann die wirksame Biegesteifigkeit $(EI)_{ef,sls}$ ermittelt werden [5]:

$$(EI)_{ef,sls} = C_{J,sls} * (EI)_{ef,EC5-AnnexB} \quad (4.12)$$

Der Beiwert $C_{J,sls}$ berücksichtigt dabei die Beeinflussung der wirksamen Biegesteifigkeit durch die unelastischen Dehnungen [5]:

$$C_{J,sls} = \frac{p_{sls} + q_d}{\frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{\gamma_1 * E_1 A_1 + E_2 A_2} * p_{sls} + q_d} \quad (4.13)$$

mit folgender Bedingung [5]:

$$0 < C_{J,sls} \begin{cases} (\leq 1,1) \\ (\geq 0,9) \end{cases} \frac{q_d + 0,8 * p_{sls}}{q_d + 0,8 * p_{sls} * \frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{\gamma_1 * E_1 A_1 + E_2 A_2}} \quad (4.14)$$

$(EI)_{ef,sls}$	wirksame Beigesteifigkeit unter Berücksichtigung der vertikalen Belastung und unelastischen Dehnungen
$(EI)_{ef,EC5-AnnexB}$	wirksame Biegesteifigkeit laut [7] Anhang B (siehe auch 2.2.1)
$C_{j,sls}$	Beiwert, der die Verschiebung am Verbindungsmittel unter Einbeziehung der Interaktion zw. der Belastung q_d und unelastischen Dehnungen berücksichtigt
p_{sls}	fiktive Ersatzlast, welche die Effekte von unelastischen Dehnungen auf die Konstruktion darstellt.
q_d	äußere Belastung
E_i	E-Modul von Querschnitt 1 bzw. 2 (siehe Abb. 4-2)
A_i	Querschnittsfläche 1 bzw. 2 (siehe Abb. 4-2)
γ_1	γ -Faktor des Betons laut [7] Anhang B (siehe auch 2.2.1)

Der Beiwert $C_{j,sls}$ spiegelt die Verringerung der effektiven Biegesteifigkeit aufgrund der Verringerung der Normalkraft wider, die sich infolge der Abnahme der Verschiebung zwischen Holz und Beton, welche durch das Schwinden im Lastfall „äußere Belastung“ entsteht, einstellt. Grund hierfür ist die Modellierung der Verbindungsmittel als Federn, welche eine umso höhere Kraft aufweisen, je größer die Verschiebung zwischen den beiden Verbundpartnern ist. [6]

Der Grenzfall $C_{j,sls} = 1,0$ wird erreicht, wenn keine Verbindung zwischen den Verbundkomponenten vorhanden ist, da die fiktive Ersatzlast p_{sls} in so einem Fall 0 wird. Für den Fall einer starken Verbindung zwischen den Verbundpartnern wird $C_{j,sls}$ ebenfalls 1,0, da in so einem Fall der Wert für γ_1 ebenfalls 1,0 ist (siehe Gl. (4.13)). [21]

Wenn γ_1 zwischen 0,0 und 1,0 liegt, könnte $C_{j,sls}$ alle Werte annehmen, sogar negative, was wiederum zu einer negativen wirksamen Biegesteifigkeit führen würde. Aufgrund dessen ist $C_{j,sls}$ auf Werte größer 0 beschränkt. Für $C_{j,sls}$ -Werte kleiner 0 ist die Durchbiegungsermittlung allerdings mit ausreichender Genauigkeit prinzipiell möglich. In diesem Fall verkürzt sich das Holz relativ zum Beton und es stellt sich eine Verformung in entgegengesetzter Richtung zur Verformung zufolge äußerer Belastung ein. Wenn $C_{j,sls}$ Werte kleiner als 0 annimmt, empfiehlt [21] die Bestimmung der effektiven Biegesteifigkeit infolge äußerer Belastung und infolge unelastischer Dehnungen gesondert durchzuführen. Aus Abb. 11 in [21] wird ersichtlich, dass auch für $C_{j,sls} = 0$ eine Durchbiegung und daraus eine effektive Biegesteifigkeit ermittelt werden kann. Grund hierfür ist, dass der Einfluss der resultierenden Belastung auf die Durchbiegung derselbe ist wie auf die Steifigkeit (siehe auch Gl. 66 in [21]).

Um den Fall $q_d = -p_{sls}$ und ein daraus resultierendes Biegemoment $M_i = \infty$ (siehe Gl. (4.16)) zu vermeiden, sollten die Schnittkräfte zufolge äußerer Belastung und infolge unelastischer Dehnungen getrennt voneinander berechnet werden. Diese Betrachtung erfordert aber auch die getrennte Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit, weswegen, um den Rechenaufwand zu reduzieren, der Wert auf $0,9 \leq C_{j,sls} \leq 1,1$ begrenzt ist. Wenn $C_{j,sls}$ innerhalb dieser Grenzen liegt (siehe Gl. (4.14)), können die Schnittgrößen mit nur einer gemeinsamen effektiven Biegesteifigkeit ermittelt werden. [21]

4.2.9 Ermittlung des Biegemomentes M_i unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens

In HBV-Konstruktionen wird, aufgrund deren statischen Unbestimmtheit, die Belastung je nach Steifigkeit der einzelnen Komponenten aufgeteilt. [3, 21] Mit den berechneten Werten für $(EI)_{ef,sls}$ und p_{sls} und unter der Annahme, dass sich die beiden Querschnitte (Holz und Beton)

gleich krümmen, kann das Biegemoment M_i im Beton ($i=1$) oder Holz ($i=2$) nach [5] ermittelt werden [21]:

$$M_i = (EI)_i * \kappa_i = \frac{(EI)_i}{(EI)_{ef,sls}} * M(q_d + 0,8 * p_{sls}) = \quad (4.15)$$

$$= (EI)_i * \frac{(q_d + 0,8 * p_{sls}) * \frac{L^2}{8}}{\frac{p_{sls} + q_d}{\frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{\gamma_1 * E_1 A_1 + E_2 A_2}} * (EI)_{ef,EC5-AnnexB} * p_{sls} + q_d} \quad (4.16)$$

$(EI)_i$	Biegesteifigkeit von Beton oder Holz
κ_i	Krümmung im Querschnitt i
$(EI)_{ef,sls}$	wirksame Beigesteifigkeit unter Berücksichtigung der vertikalen Belastung und unelastischen Dehnungen (siehe oben)
$M(q_d + 0,8p_{sls})$	Bemessungswert des Biegemomentes zufolge äußerer Belastung und 80 % der fiktiven Ersatzlast p_{sls}
p_{sls}	fiktive Ersatzlast, welche die Effekte von unelastischen Dehnungen auf die Konstruktion darstellt (siehe oben)

Nur 80 % der fiktiven Last werden bei der Ermittlung des Biegemomentes herangezogen, da die Verteilung des Biegemomentes zufolge unelastischer Dehnungen entlang der Stabachse anders ausfällt als jenes infolge äußerer Belastung. [21]

Betrachtet man folgende Fälle für die Krümmung κ fällt auf, dass sich nur der Faktor k_N ändert [21]:

- Annahme einer sinusförmigen Verteilung des Schwindens und der äußeren Last entlang der Stabachse:

$$\begin{aligned} \kappa_{max} &= \frac{1}{EI_{eff,sls}} * \frac{L^2}{\pi^2} * p_{sls,max} = \\ &= \frac{1}{\pi^2} * \frac{p_{sls,max} * L^2}{EI_{eff,sls}} \quad (4.17) \\ \frac{1}{k_N} &= \frac{1}{\pi^2} \end{aligned}$$

- Momentenermittlung unter der Annahme einer gleichmäßigen Verteilung des Schwindens und der äußeren Last entlang der Stabachse:

$$\begin{aligned} M_{max} &= EI_{eff,sls} * \kappa_{max} = p_{sls} * \frac{L^2}{8} \\ \kappa &= \frac{1}{8} * \frac{p_{sls} * L^2}{EI_{eff,sls}} \quad (4.18) \\ \frac{1}{k_N} &= \frac{1}{8} \end{aligned}$$

- Verformungsermittlung unter der Annahme einer gleichmäßigen Verteilung des Schwindens und der äußeren Last entlang der Stabachse:

$$w_{max} = \frac{\kappa_{max}^2}{8} = \frac{5}{384} * \frac{p_{sls} * L^4}{EI_{eff,sls}}$$

$$\kappa = \frac{5 * 8}{384} * \frac{p_{sls} * L^2}{EI_{eff,sls}} \quad (4.19)$$

$$\frac{1}{k_N} = \frac{5 * 8}{384}$$

Der Faktor k_N ist also abhängig vom zu berechnenden Parameter. Zur Vereinfachung wurde ein $k_N = \pi^2$ gewählt, mit welchem allerdings die Durchbiegung um ca. 3 % und das Biegemoment um ca. 23 % überschätzt wird. Die fiktive Ersatzlast wird mit 0,8 multipliziert damit dieser Unterschied reduziert wird. Vernachlässigt man diese Reduktion, können die Spannungen auf der nicht konservativen Seite ausfallen. [21]

4.2.10 Ermittlung der Normalkraft N_i unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens

Die Normalkraft N_i wird wie folgt ermittelt [5, 21]:

$$M(q_d) = M_{tim} + M_{conc} + N_{tim} * z$$

$$|N_{tim}| = |N_{conn}| = \frac{M(q_d) - M_{conc} - M_{tim}}{z} \quad (4.20)$$

$$N_i = \frac{M(q_d) - \sum_{i=1}^2 M_i}{z}$$

z Distanz zwischen Holzquerschnittsschwerpunkt und Betonquerschnittsschwerpunkt

$M(q_d)$ Bemessungswert des Biegemomentes zufolge äußerer Belastung

Die Modellierung des Betonschwindens als fiktive Ersatzlast führt zu einer Erhöhung des Biegemomentes, eine Verringerung der Normalkraft kann allerdings nicht beobachtet werden, da die Normalkräfte zwar mit einer erhöhten äußeren Belastung ansteigen, aber bei erhöhtem Schwinden wiederum abnehmen. Aus diesem Grund kann die Normalkraft nicht wie in [7] in Annex B ermittelt werden, sondern muss durch das Gleichgewicht der Momente erfasst werden (siehe Gl. (4.20)). [21]

4.2.11 Ermittlung der Schubkraft $F_{v,Ed}$ unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens

Bei der Berechnung der Schubkraft in der Verbundfuge infolge Schwindens nach [5] unterscheidet man zwischen:

- der Schubkraft aufgrund von Betonschwinden ($\Delta\varepsilon > 0$):

$$F_{v,Ed} = \frac{\gamma_1 * E_1 A_1 * a_{1 \leftrightarrow c} * s_{ef}}{(EI)_{ef,sls}} * V_{max} \leq F_{v,Rd} \quad (4.21)$$

mit

$$V_{max} = -\pi * E_2 A_2 * \frac{E_1 I_1 + E_2 I_2}{(\gamma_1 * E_1 A_1 + E_2 A_2) * L * a_{1 \leftrightarrow c}} * \Delta\varepsilon + V(q_d) \quad (4.22)$$

- und der Schubkraft aufgrund von Holzschwinden ($\Delta\varepsilon < 0$):

$$F_{v,Ed} = K * L * \left(\frac{M_{max,2} * z}{\pi * E_2 I_2} - \frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{\pi * E_1 A_1 * E_2 A_2} * N_{max,2} - \frac{\Delta\varepsilon}{2} \right) \leq F_{v,Rd} \quad (4.23)$$

$F_{v,Ed}$	Schubkraft in der Verbundfuge auf die Verbindung wirkend
γ_1	γ -Faktor des Betons laut [7] Anhang B (siehe auch 2.2.1)
E_i	E-Modul von Querschnitt 1 bzw. 2 (siehe Abb. 4-2)
A_i	Querschnittsfläche 1 bzw. 2 (siehe Abb. 4-2)
I_i	Trägheitsmoment von Querschnitt 1 bzw. 2 (siehe Abb. 4-2)
$a_{1 \leftrightarrow c}$	Distanz zwischen den Schwerpunkten von Querschnitt 1 und effektivem Verbundquerschnitt nach [7]
s_{ef}	wirksamer Verbindungsmittelabstand
$(EI)_{ef,sls}$	wirksame Beigesteifigkeit unter Berücksichtigung der vertikalen Belastung und unelastischen Dehnungen (siehe oben)
V_{max}	für die Ermittlung der Verbindungsmittelkräfte maximal wirksame Querkraft nach [7]
L	Spannweite der HBV-Konstruktion
$\Delta\varepsilon$	„die Differenz der unelastischen Dehnungen von Bauteil 1 und Bauteil 2;“ [5] infolge Temperaturänderungen bzw. Schwinden/Quellen
$V(q_d)$	Bemessungsquerkraft zufolge äußerer Belastung
K	Verschiebungsmodul der Verbindung
$M_{max,2}$	Maximales Biegemoment im Querschnitt 2
$N_{max,2}$	Maximale Normalkraft im Querschnitt 2
z	Distanz zwischen Holzquerschnittsschwerpunkt und Betonquerschnittsschwerpunkt

Im Fall von Betonschwinden wird von einer sinusförmigen Verteilung der unelastischen Dehnungen entlang der Stabachse ausgegangen, wodurch sich ein cosinusförmiger Schubfluss im Verbindungsmittel zwischen dem Holz und dem Beton einstellt. Dadurch entsteht eine asymptotische Verteilung des Schubflusses am Ende vom Balken. Der Schubfluss zufolge äußerer Belastung ist demnach in entgegengesetzter Richtung zum Schubfluss infolge unelastischer Dehnungen, wodurch der resultierende Schubfluss auf der konservativen Seite liegt im Gegensatz zur exakten Lösung, wo der Schubfluss zufolge äußerer Belastung höher ist als jener infolge unelastischer Dehnungen. [21]

Beim Holzschwinden wirken die beiden Schubflüsse zufolge unelastischer Dehnungen und infolge äußerer Belastung in derselben Richtung, aufgrund dessen diese einfach addiert werden. In diesem Fall würde die Annahme einer sinusförmigen Verteilung der unelastischen Dehnungen zu nicht konservativen Ergebnissen führen, weswegen die Berechnung mit der Differentialgleichung empfohlen wird. [21]

4.2.12 Berücksichtigung von Kriechen in der Bemessung

Das Kriechen von Holz und Beton wird in der elastischen Berechnung vereinfacht durch reduzierte E- und Verschiebungsmoduln erfasst. Die Verteilung der Spannungen sowie die Verfor-

mung der HBV-Konstruktion (siehe 4.2.7), welche durch das Beton- bzw. Holzkriechen entstehen, werden mit Hilfe dieser effektiven Moduln berücksichtigt. Die Kriechzahlen k_{def} der Verbundkomponenten werden den zugehörigen Materialnormen entnommen. Diese ergeben sich dabei aus dem Quotienten zwischen der Kriechverformung und elastischen Verformung. Durch Modifikation des E-Moduls eines Materials mit dessen Kriechzahl, kann reines Kriechen mit folgender Gleichung berücksichtigt werden [3, 6, 21]:

$$E_{eff} = \frac{E}{1 + k_{def}} \quad (4.24)$$

Wird die Verformung allerdings komplett behindert, stellt sich statt dem Kriechen Relaxation ein und der effektive E-Modul wird wie folgt berechnet [3, 21]:

$$E_{eff} = \frac{E}{e^{k_{def}}} = \frac{E}{1 + \varphi_{Verbund}} \quad \text{mit } \varphi_{Verbund} = e^{k_{def}} - 1 \quad (4.25)$$

E_{eff}	modifizierter, effektiver E-Modul des Materials
E	E-Modul des Materials
k_{def}	Kriechzahl des Materials

Die Kriechzahl bei reinem Kriechen weicht von jener bei reiner Relaxation sichtbar ab (siehe Abb. 4-3).

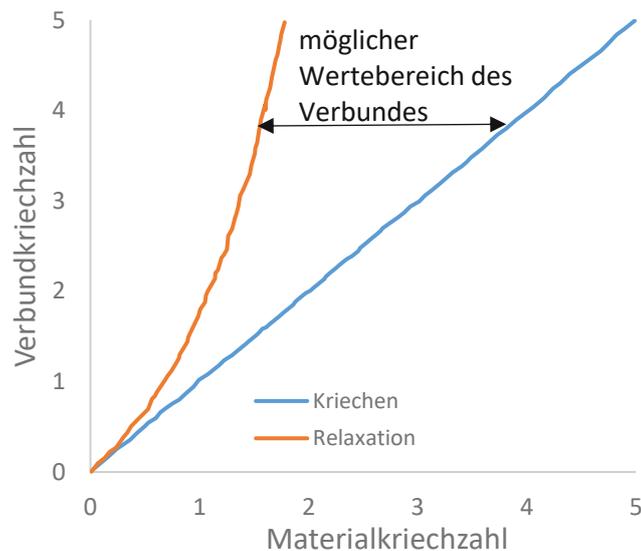


Abb. 4-3: möglicher Wertebereich der effektiven Kriechzahl bei reiner Relaxation bzw. reinem Kriechen [3, 21]

Die Fälle „reines Kriechen“ und „reine Relaxation“ werden sich in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen jedoch nie einstellen. „Reines Kriechen“ wird aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung von Holz und Beton nicht erreicht. „Reine Relaxation“ hingegen machen die endlichen Steifigkeiten von Holz und Beton unmöglich, aufgrund derer immer eine Verformung auftreten wird. Die effektive Kriechzahl von HBV-Konstruktionen wird demnach zwischen der Kriechzahl für „reines Kriechen“ und jener für „reine Relaxation“ liegen. [3, 21]

Dieses Phänomen kann nicht nur in HBV-Konstruktionen, sondern auch in Beton-Beton-Verbundkonstruktionen beobachtet werden. In [32] wurde eine Lösung für die Beschreibung der Lastumverteilung in so einem Beton-Beton-Verbund entwickelt. Eine Erweiterung dieses

Verfahrens für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wurde in [33] (siehe auch [34]) beschrieben. Die Besonderheit hierbei war die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindung, unter der Annahme einer „Verschmierung“ dieser Verbindung. Die zeitliche Entwicklung des Kriechkoeffizienten (siehe Abb. 4-1) kann in drei Intervalle unterteilt werden (siehe Abb. 4-4, Annahme: eine affine Entwicklung der Kriechdehnungen innerhalb dieser). [23]

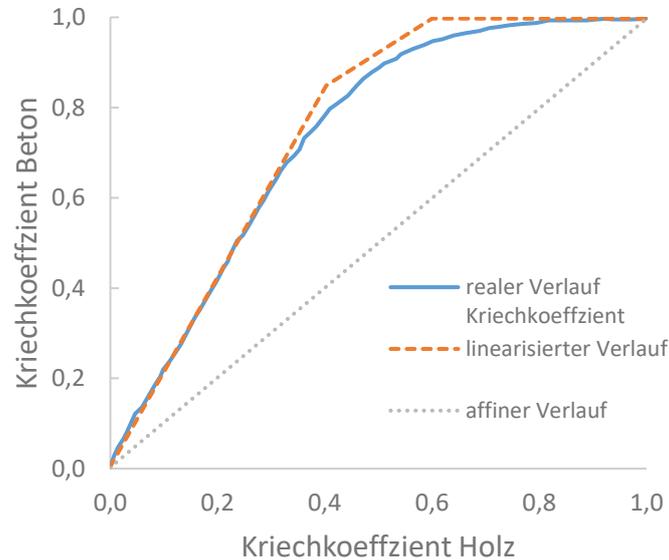


Abb. 4-4: Entwicklung der Kriechdehnung des Betons in Bezug zur Kriechdehnung des Holzes [21]

Die Gleichung zur Bestimmung der effektiven Kriechzahl φ_V der einzelnen Verbundkomponenten ergibt sich dadurch wie folgt [3, 21]:

$$\Delta\varphi_{u,V,i} = \Delta\varphi_{u,M,i} * \left(\frac{1 + \Delta\varphi_{w,M,i}}{\Delta\varphi_{w,M,i} - e^{-\Delta\psi_i} * (\Delta\varphi_{w,M,i} - \Delta\psi_i)} - \frac{1}{\Delta\psi_i} \right) \quad (4.26)$$

$\Delta\psi_i$	Systemkriechzahl innerhalb d. Intervalls i
$\Delta\varphi_{u,V,i}$	Verbundkriechzahl der Komponente u innerhalb d. Intervalls i
$\Delta\varphi_{u,M,i}$	Materialkriechzahl der Komponente u innerhalb des Intervalls i

In Gl. (4.26) fließen die Nachgiebigkeit der Verbindung, die unterschiedliche zeitl. Entwicklung sowie die Verbundwirkung ein. Die analytische Lösung (4.26) ist für die Bemessung allerdings zu kompliziert und aufwendig, weswegen die Kriechzahl mit einem Beiwert ψ modifiziert wird, um den Rechenaufwand zu reduzieren. Vergleichbar mit [35] wird dabei mit ψ die Verbundtragwirkung berücksichtigt [3, 21]:

$$\psi_i = \frac{\varphi_{i,Verbund}}{\varphi_{i,Material}} \quad (4.27)$$

$\varphi_{i,Verbund}$	Verbundkriechzahl der Komponente i
$\varphi_{i,Material}$	Materialkriechzahl der Komponente i

Die Werte von ψ wurden in einer Fallstudie ermittelt (siehe auch [21]). Mit dem Faktor ψ und den Kriech- bzw. Deformationsfaktoren lassen sich die effektiven E-Moduln der Verbundkomponenten mit folgenden Gleichungen ermitteln [5]:

$$E_{conc,fin} = \frac{E_{conc,t_0}}{1 + \psi_{conc} * \varphi(\infty, t_0)} \quad (4.28)$$

$$E_{tim,fin} = \frac{E_{tim}}{1 + \psi_{tim} * k_{def}} \quad (4.29)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + \psi_{conn} * k_{def}'} \quad (4.30)$$

$$K_{u,fin} = \frac{K_u}{1 + \psi_{conn} * k_{def}'} \quad (4.31)$$

$E_{conc,fin}$	effektiver „Langzeit“-Elastizitätsmodul von Beton
E_{conc,t_0}	E-Modul von Beton während t_0 laut EN 1992-1-1
ψ_i	Beiwert, welcher den Einfluss der Verbundwirkung auf die Kriechzahl des Betons (ψ_{conc}), auf den Deformationsfaktor der Verbindung (ψ_{conn}) oder des Holzes (ψ_{tim}) darstellt [laut Tabelle 7.1 in [5] 7.1.2(6)]
$\varphi(\infty, t_0)$	Betonkriechzahl vom Zeitpunkt t_0 bis ∞ (Nutzungsende)
$E_{tim,fin}$	effektiver „Langzeit“-Elastizitätsmodul von Holz
E_{tim}	mittlerer E-Modul von Holz
k_{def}'	Deformationsfaktor der Verbindung
$K_{ser,fin}$	Verschiebungsmodul der Verbindung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, der sich nach langer Zeit einstellt
K_{ser}	mittlerer Verschiebungsmodul der Verbindung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$K_{u,fin}$	Verschiebungsmodul der Verbindung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, der sich nach langer Zeit einstellt
K_u	mittlerer Verschiebungsmodul der Verbindung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Deformationsfaktor der Verbindung k_{def}' ergibt sich nach [5] zu:

$$k_{def}' = 2 * k_{def} \quad (4.32)$$

k_{def} Deformationsfaktor des Holzes laut [7]

Mit ihm werden die Auswirkungen der Dauer der Lasteinwirkung und der Feuchte auf die Verbindungsmittelformung zwischen den beiden Verbundwerkstoffen berücksichtigt. Der Deformationsfaktor der Verbindung ist stark von der Lasteinleitungsart in das Holz abhängig. Da es im Bereich der Verbindungsmittel zu lokal erhöhten Beanspruchungen und infolgedessen zu größeren Verformungen kommen kann, wird der Deformationsfaktor des Holzes in Gleichung (4.32) mit dem Faktor „2“ multipliziert. [3, 5, 6]

Das Betonschwinden führt zu Eigenspannungen, welche eine Kriechverformung verursachen. Die analytische Ermittlung des effektiven Schwindens ist sehr aufwendig, weswegen hierfür eine Fallstudie durchgeführt wurde. Das Ergebnis dieser Studie lautet wie folgt:

- Nach 3 bis 7 Jahren:

$$\varepsilon_{eff,Schwinden} = 0,5 * \varepsilon_{Schwinden} \quad (4.33)$$

- Nach 50 Jahren:

$$\varepsilon_{eff,Schwinden} = 0,8 * \varepsilon_{Schwinden} \quad (4.34)$$

In [36] wurden Studien zum Teilsicherheitsbeiwert γ_M durchgeführt, welche belegen, dass ein γ_M von 1,35 zu niedrig ist, da die Schwindwerte Mittelwerte mit einem hohen Varianzkoeffizienten darstellen. [36] empfiehlt stattdessen ein γ_M von 1,5 zu verwenden. Da es sich aber um eine ständige Last handelt, welche ein γ_M von 1,35 besitzt, erlaubt die Technische Spezifikation [5] eine Reduzierung des Schwindens im Zeitraum „3 bis 7 Jahre“ um 40 % und zum Zeitpunkt „∞“ um 10 % [5, 21]:

- Nach 3 bis 7 Jahren:

$$\varepsilon_{eff,Schwinden} = \frac{1,5}{1,35} * 0,5 * \varepsilon_{Schwinden} = 0,6 * \varepsilon_{Schwinden} \quad (4.35)$$

- Nach 50 Jahren:

$$\varepsilon_{eff,Schwinden} = \frac{1,5}{1,35} * 0,8 * \varepsilon_{Schwinden} = 0,9 * \varepsilon_{Schwinden} \quad (4.36)$$

5 Durchgeführte Versuche zur Beschreibung der Langzeitverformung

In diesem Kapitel werden die bisher durchgeführten Versuche zur Beschreibung der Langzeitverformung, welche in der Literatur zu finden sind, zusammengefasst wiedergegeben. Bei der Beschreibung der Materialeigenschaften wurden die Einheiten aus der Literatur übernommen, während der Nachrechnung wurde allerdings eine Einheit festgelegt und für alle Versuche beibehalten.

5.1 5-Jahres Langzeittest an einem HBV-Balken mit geklebter Verbindung mit anschließender Laststeigerung bis zu dessen Versagen

Der Versuch ist in [15] vollständig beschrieben. Alle Werte und Informationen, die in der nachfolgenden, gekürzten Beschreibung zu finden sind, wurden [15] entnommen.

5.1.1 Versuchsaufbau und Materialeigenschaften

Der Versuchskörper (siehe Abb. 5-1) wurde einer Verbunddecke mit 10 m Spannweite nachempfunden. Sie stellt ein kleineres Modell eines Einfeldträgers mit 5,7 m Spannweite der in Forlì (Italien) realisierten Decke dar. Zwei Brettschichtholzträger aus Fichtenholz (GL24h nach prEN 1194, $E_{tim} = 10000$ MPa) wurden mit einer Betonplatte aus Normalbeton (mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm} = 30.4$ MPa) verbunden, welche auf einem Stahlblech (diente auch als Schalung) vergossen wurde. Als Verbindungsmittel dienten gewellte Bewehrungsstäbe mit 18 mm Durchmesser und der Stahlsorte Fe B 44 k (Streckgrenze $f_{yk} \geq 430$ MPa, Zugfestigkeit $f_{tk} \geq 540$ MPa, Dehnung bei maximaler Kraft $\epsilon_{uk} \geq 7,5$ %). In einem Abstand von 150 mm über dem Auflager bzw. 300 bis 450 mm in Feldmitte wurden die Bewehrungsstäbe in die Brettschichtholzträger eingepohrt und mit Epoxidharz verfüllt.

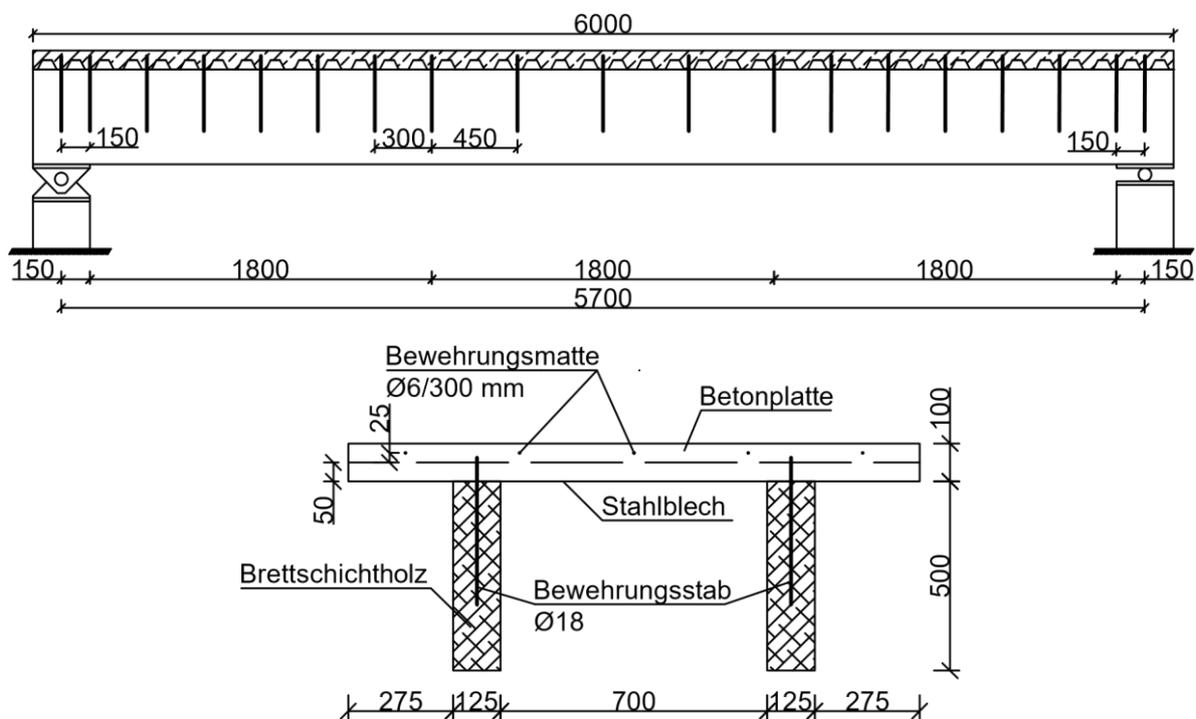


Abb. 5-1: Längsansicht (M1:40) und Querschnitt (M1:20) des Probekörpers (Maße in mm) [15]

Die Verbindungseigenschaften wurden experimentell mit Hilfe von Push-Out-Versuchen bestimmt (Bildung des Sekantenmoduls bei 40 % bzw. 60 % der Scherkraft, die zum Versagen

führt und Ermittlung der Scherfestigkeit). Die ermittelten Werte sind in Tab. 5-1 zusammengefasst und einer analytischen Berechnung nach Eurocode 5 [7] gegenübergestellt:

Tab. 5-1: Vergleich zw. experimenteller und analytischer Ermittlung der Verbindungsmittleigenschaften

	Experimentell	Analytisch	Abweichung [%]
$K_{0,4}$ [kN/mm]	25,0	14,9	-40,2
$K_{0,6}$ [kN/mm]	20,0	10,0	-50,2
$F_{v,rm}$ [kN]	39,7	23,0	-42,2

Aus Tab. 5-1 erkennt man, dass die Formeln nach EC 5 [7] die Verbindungsmittleigenschaften weit unterschätzen und deshalb stets Push-Out-Versuche durchgeführt werden sollten, um diese zu bestimmen.

5.1.2 Versuchsdurchführung

280 Tage nach Vollendung der Betonierarbeiten begann der Langzeitversuch, welcher 5 Jahre dauerte. Hierfür wurden auf den HBV-Balken gleichmäßig verteilte Betonbalken aufgebracht, um eine Gleichlast in Höhe von 4 kN/m (entspricht 11,1 % der Bemessungslast im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) zu erhalten. Getestet wurde im Freien unter gut gelüfteten, vor sonstigen Witterungseinflüssen ungeschützten, allerdings vor Einstrahlung geschützten, Bedingungen (nördliche Exposition).

Während der Versuchsdurchführung wurden folgende Werte aufgezeichnet:

- die Durchbiegung in Feldmitte
- die relative Verschiebung zwischen dem Beton und dem Holz über dem Auflager
- Dehnungen im Holz und Holzfeuchte
- relative Luftfeuchtigkeit
- Temperatur der Umgebung

Die relative Luftfeuchtigkeit und die Umgebungstemperatur wurden dabei kontinuierlich, während die restlichen Werte in der Regel einmal pro Woche abgelesen wurden.

Am Ende des Langzeitversuches wurde der HBV-Balken in einem 4-Punkt-Biegeversuch zweimal be- und wieder entlastet und anschließend die Belastung stetig erhöht, bis Bauteilversagen eingetreten ist. Der Balken zeichnete sich durch sein sehr steifes Verhalten bis zum Bruch aus und versagte schließlich spröde (Holzversagen bei 2,44-facher Last im GZG) ohne wesentliche plastische Verformung der Verbindungsmittel. Der Wirkungsgrad des Verbundbauteils (siehe Kapitel 3) betrug zwischen 87 % und 93 %, was auf ein eine sehr steife Verbindung rückschließen lässt. Zusätzlich wurden zwei Probekörper von den beiden Enden des Balkens herausgeschnitten, um mit Hilfe eines Push-Out-Tests die Verbindungsmittleigenschaften zu ermitteln (siehe Tab. 5-1).

5.1.3 Ergebnisse des Publizierenden

Die Temperatur erfuhr eine tägliche Schwankungsbreite von 8 °C zw. Tag und Nacht überlagert von einer saisonalen Schwankungsbreite von 20 °C zw. Sommer und Winter. Bei der relativen Luftfeuchtigkeit hingegen hat sich kein genauer Trend herauskristallisiert (zum Teil starke tägliche Schwankungen von bis zu 40 % im Sommer, kein saisonaler Trend). Eine relative Luftfeuchtigkeit von mehr als 85 % wurde in mehreren Wochen des Jahres gemessen. Laut EC 5 [7] sollte

die Konstruktion in die Nutzungsklasse 3 eingestuft werden. Die Holzfeuchte variierte zwischen 13 % und 18,5 % in der Faser mit 40 mm Tiefe.

Die Durchbiegung in Feldmitte nahm in den ersten zwei Jahren stark zu, bis zu einem Endwert von $v_{\max} = 3,36$ mm ($v_{\max}/v_{\max,e} = 3,86$), der keinen unzulässigen Grenzwert überstieg. Das typische Kriechverhalten konnte vor allem in den ersten zwei Jahren beobachtet werden, während es in den letzten drei Jahren größtenteils abgeklungen ist. Während des Versuchs stieg die Relative Verschiebung zw. dem Beton und dem Holz über dem Auflager stetig an, ohne einen Endwert am Ende der Testzeit zu erreichen ($s_{\max} = 0,388$, $s_{\max}/s_{\max,e} = 8,62$). Aufgrund der oben genannten Änderungen in den Umgebungsbedingungen und den daraus resultierenden unelastischen Dehnungen, konnten signifikante tägliche (ca. 0,5 mm, nächtliche Zunahme, Abnahme tagsüber) und jährliche Schwankungen (Abnahme im Frühling, Zunahme im Herbst) dieser beiden Werte beobachtet werden. In Tab. 5-2 werden die Werte für die Durchbiegung und Relativverschiebung über dem Auflager mit denen einer analytischen Berechnung nach Eurocode 5 [7] gegenübergestellt:

Tab. 5-2: Vergleich zw. experimenteller und analytischer Ermittlung der Durchbiegung in Feldmitte und Relativverschiebung über dem Auflager (in mm)

	NKL 1	NKL 2	NKL3	Experimentell
v_{\max} nach 5 Jahren	1,52	1,52	2,51	3,36
s_{\max} nach 5 Jahren	0,12	0,12	0,24	0,39
v_{\max} nach 50 Jahren	1,83	2,22	3,93	-
s_{\max} nach 50 Jahren	0,16	0,20	0,40	-

Tab. 5-2 zeigt, dass für den vorliegenden Fall die Nutzungsklasse 3 nach [7] gewählt werden sollte, um eine möglichst genaue Berechnung zu gewährleisten, obwohl der max. Holzfeuchtegehalt 20 % nicht übersteigt. Jedoch wurden hier Effekte wie Betonschwinden bzw. -quellen sowie Schwinden und Quellen des Holzes aufgrund von Temperatur- und Feuchteänderungen nach Angaben des Publizierenden vernachlässigt.

In Tab. 5-3 sind die wichtigsten Parameter und Ergebnisse tabellarisch zusammengefasst:

Tab. 5-3: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse

Holz	
Holzgüte (nach prEN 1194)	GL24h
$E_{0,mean}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	10000
Nutzungsklasse lt. Publizierenden	3
Beton	
Betongüte	keine Angabe
$f_{c,m}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	30,4
Verbindungsmitel	
Herkunft Verbindungsmiteleigenschaften	Push-Out-Test
$K_{0,4}$ [kN/mm]	25,0
$K_{0,6}$ [kN/mm]	20,0
$K_{0,8}$ [kN/mm]	keine Angabe
$F_{v,rm}$ [kN]	39,7
System und Belastung	
statisches System	Einfeldträger
Anzahl Versuchskörper	1
Spannweite [m]	5,7

Faktor X,XX in „G + $X,XX \cdot Q_k$ “ (GZG)	0,111
Nutzlast $X,XX \cdot Q_k$ [kN/m ²]	2,667
Nutzlast Q_k [kN/m ²]	24,024
<u>Zeit</u>	
Dauer des Versuches	5 Jahre
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d]	keine Angabe
Betonalter bei Belastungsbeginn [d]	280
<u>Temperatur</u>	
Max. Temperatur [°C]	keine Angabe
Min. Temperatur [°C]	keine Angabe
tägliche Schwankung der Temperatur [°C] (Winter/Sommer)	8
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	20
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. mittlere. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	keine Angabe
Min. mittlere rel. Luftfeuchtigkeit [%]	keine Angabe
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	bis zu 40
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte m_{c0} [%]	keine Angabe
Max. Holzfeuchte $m_{c_{max}}$ [%]	18,5
Min. Holzfeuchte $m_{c_{min}}$ [%]	13
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen $m_{c_{use}}$ [%]	keine Angabe
<u>Durchbiegung in Feldmitte</u>	
exp. Durchbiegung bei Belastungsbeginn [mm] (ermittelt aus $w_{max}/w_{max,e}$)	0,87
anal. Durchbiegung bei Belastungsbeginn [mm]	keine Angabe
exp. Durchbiegung w_{max} nach 5 Jahren [mm]	3,36
anal. Durchbiegung w_{max} nach 5 Jahren [mm] (NKL1/NKL2/NKL3)	1,52/1,52/2,51
anal. Durchbiegung w_{max} nach 50 Jahren [mm] (NKL1/NKL2/NKL3)	1,83/2,22/3,93

5.1.4 Annahmen für die Berechnung nach ONR CEN/TS 19103

Der Versuch wurde an einem π -Querschnitt (zwei Brettschichtholzträger mit aufliegender Betonplatte siehe Abb. 5-1) durchgeführt. Da die Berechnung der unelastischen Dehnungen lt. [5] nur für Verbundbauteile mit maximal zwei Schichten zulässig ist, wurde der π -Querschnitt zu einem T-Querschnitt reduziert (Betonquerschnitt und Belastung wurden dementsprechend angepasst, siehe Tab. 6-1).

Die gegebene Holzgüte GL24h (nach prEN 1194, Nachfolgedokument: EN 14080 [37]) wurde übernommen. Die benötigten Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften (siehe Anhang Tab. 6-1), wie z.B. $E_{0,mean}$, wurden allerdings, entgegen der Angabe des Publizierenden, der EN 14080 [37] entnommen, da diese die aktuelle Norm darstellt. Der thermische Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{tim,T}$ wurde mit $8 \cdot 10^{-6}/K$ gewählt.

Laut Publizierenden werden die Umgebungsbedingungen in die Nutzungsklasse 3 nach [7] eingeteilt. Für die Berechnung nach [5] wird allerdings die Nutzungsklasse 2 angenommen. Dies stützt sich auf der Tatsache, dass die Holzfeuchte den Höchstwert von 20 % während des letzten Jahres des Versuchs nicht übersteigt (siehe Anhang Abb. 6-3) und die Betonschicht den Holzbal-

ken vor Witterung schützt. Zusätzlich befindet sich der HBV-Balken in unmittelbarer Nähe zu einem Gebäude, welches ihm einen gewissen Witterungsschutz bietet. Die relative Luftfeuchtigkeit übersteigt zwar mehrmals 85 %, das 30-Tage Mittel der rel. Luftfeuchtigkeit hingegen kein einziges Mal (siehe Anhang Abb. 6-2), was eine Zuordnung in die NKL 2 rechtfertigt.

Zur Betongüte wurden keine Angaben gemacht, lediglich die Verwendung von Normalbeton mit einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,m}$ von $30,4 \text{ N/mm}^2$ ist gegeben. Für die Berechnung wurde ein Beton mit quarzhaltigen Gesteinskörnungen ($k_E = 9500$) und der Betongüte C25/30 angenommen, da dessen Wert für $f_{c,m}$ (33 N/mm^2) zu den gegebenen $30,4 \text{ N/mm}^2$ am nächsten dran liegt. Für die Klasse der Festigkeitsentwicklung von Beton wurde „CN“ und für die Zementklasse „N“ gewählt. Die Dicke der Betonschalung bestehend aus Stahl wurde zu $1,5 \text{ mm}$ angenommen. Der thermische Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{\text{conc,T}}$ wurde mit $12 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ gewählt.

Die Verbindungseigenschaften (Werte für $K_{0,4}$ und $K_{0,6}$, siehe Tab. 5-1 bzw. Anhang Tab. 6-1) wurden für die Berechnung unverändert [15] entnommen. Die Verbindungsmittel sind dem Querkraftverlauf angepasst (siehe Abb. 5-1), woraus sich für die Berechnung ein effektiver Verbindungsmittelabstand $s_{i,\text{eff}}$ von 225 mm ergibt.

Die gegebene Gleichlast von 4 kN/m , welche $11,1 \%$ der Bemessungslast im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entspricht, wurde auf eine Flächenlast q_k von $2,667 \text{ kN/m}^2$ umgerechnet. Da vom Publizierenden keine genaue Angabe gemacht wird, worauf sich die $11,1 \%$ beziehen, wird für die Berechnung nach [5] vereinfacht angenommen, dass sich die $11,1\%$ nur auf die Nutzlast Q_k und nicht auf das Eigengewicht G_k beziehen ($E_d = G_k + 0,111 \cdot Q_k$), wodurch sich die eigentliche Nutzlast Q_k im GZG mit $24,024 \text{ kN/m}^2$ ($= 2,667/0,111$) errechnet (siehe auch Anhang Tab. 6-1). Dieser Ansatz erscheint sinnvoller, als $11,1 \%$ von der gesamten Belastung E_d heranzuziehen ($E_d = 0,111 \cdot (G_k + Q_k)$), da das Eigengewicht unveränderlich sein sollte.

Der Versuch dauerte 5 Jahre. Das Betonalter bei Belastungsbeginn betrug 280 Tage. Zum Betonalter bei Trocknungsbeginn wurden keine Angaben seitens des Publizierenden gemacht, weswegen von keiner etwaiger Nachbehandlung des Betons ausgegangen wird und der Beton somit nach Fertigstellung sofort zu trocknen begann.

Zur Berechnung wird herangezogen, dass die Temperatur im Beton bzw. im Holz zu jeder Zeit der Umgebungstemperatur entspricht. Da keine Angabe zur maximalen und minimalen Temperatur getätigt wurde, wurden diese aus dem Diagramm (siehe Abb. 6-1) zu 34 °C bzw. -4 °C geschätzt (siehe auch Anhang Tab. 6-1). Die Aufstelltemperatur von Beton $T_{0,\text{conc}}$ und Holz $T_{0,\text{tim}}$ wurde lt. EN 1991-1-5 Anhang A Kap. A.1(3) [29] zu 10 °C gewählt. Das 30-Tage Mittel der Temperatur (siehe Anhang Abb. 6-1) zeigt eine relativ gleichmäßige Zu- bzw. Abnahme der Temperatur, weswegen für die Berechnung vereinfachend von einem annähernd konstanten Temperaturverlauf ausgegangen wird (mittlere Temperatur von 15 °C):

$$T = T_{\min} + \frac{T_{\max} - T_{\min}}{2} = -4 + \frac{34 - (-4)}{2} = 15 \text{ °C} \quad (5.1)$$

Zur Ermittlung der Kriech- und Schwindverformung des Betons wurde das 30-Tage Mittel der relativen Luftfeuchtigkeit herangezogen. Da keine Angabe zur maximalen und minimalen mittleren rel. Luftfeuchtigkeit der Umgebung getätigt wurde, wurde diese aus dem Diagramm (siehe Anhang Abb. 6-2) zu 85% bzw. 60% geschätzt (siehe Anhang Tab. 6-1). In der Berechnung wurde dann eine rel. Luftfeuchtigkeit RH von $72,5 \%$ berücksichtigt:

$$RH = RH_{\min} + \frac{RH_{\max} - RH_{\min}}{2} = 60 + \frac{85 - 60}{2} = 72,5 \text{ \%} \quad (5.2)$$

Als Einbaufeuchte mc_0 wurden 16 % angenommen. Die max. und min. Holzfeuchte von 18,5 % (mc_{max}) bzw. 13 % (mc_{min}) wurden wie in [15] für die Berechnung beibehalten (siehe auch Anhang Abb. 6-3). Zur Abschätzung der Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} wurde folgende Formel verwendet:

$$mc_{use} = mc_{min} + \frac{mc_{max} - mc_{min}}{2} = 13 + \frac{18,5 - 13}{2} = 15,75 \% \quad (5.3)$$

Wodurch sich ein mc_{use} von 15,75 % ergibt.

Eine Übersicht aller Annahmen ist ebenfalls im Anhang in Tab. 6-1 zu finden.

5.1.5 Diskussion und Vergleich der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 mit jenen aus dem Versuch

Die analytisch ermittelte Durchbiegung nach [5] ist in Abb. 5-2 dargestellt. Die Durchbiegung in Feldmitte bei Belastungsbeginn beträgt 7,47 mm. Im Zeitraum nach drei bis sieben Jahren nahm die Verformung um 53,68 % auf einen Wert von 11,48 mm zu. Zum Zeitpunkt $t = \infty$ (\triangleq 50 Jahre) ist die Durchbiegung auf einen Endwert von 13,72 mm gestiegen, was einer Verformungszunahme um 83,71 % gegenüber der Durchbiegung bei Belastungsbeginn entspricht.

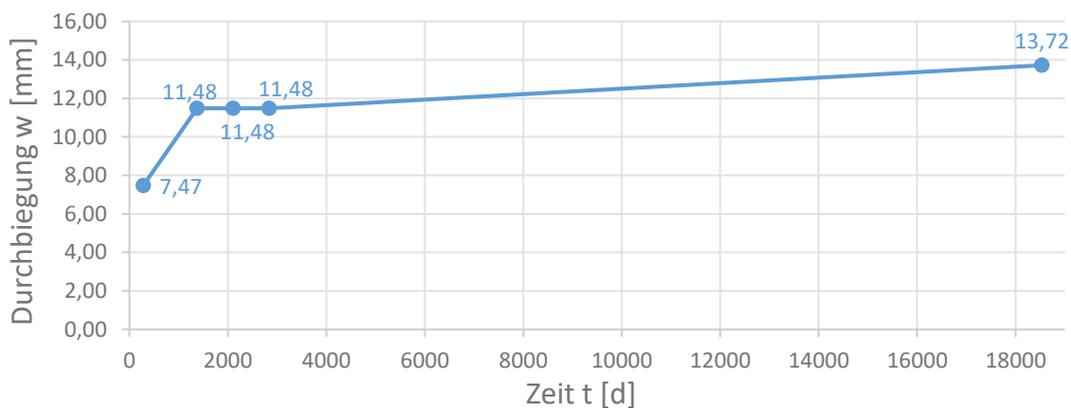


Abb. 5-2: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung nach [5].

In Tab. 5-4 sieht man deutlich, dass die nach [5] berechnete Durchbiegung stark von der experimentell erfassten abweicht (um 758,6 % bzw. 241,7 %). Das Gleiche ist bei den analytisch ermittelten Durchbiegungen nach EC 5 [7] und bei jenen nach ONR CEN/TS 19103 [5] (655,3 % und 518,0 %) zu beobachten. Somit sind die Ergebnisse nach [5] stark konservativ.

Tab. 5-4: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und jenen nach [5]

	NKL			exp.	ONR	w_{CEN}/w_{exp}	w_{CEN}/w_{anal} (NKL 2)
	1	2	3		CEN/TS 19103		
w_0	-	-	-	0,87	7,47	+758,6 %	-
w_{5Jahre}	1,52	1,52	2,51	3,36	11,48	+241,7 %	+655,3 %
$w_{50Jahre}$	1,83	2,22	3,93	-	13,72	-	+518,0 %

Die Abweichungen von den analytischen Versuchsergebnissen [15] zur Berechnung nach [5] resultieren sehr wahrscheinlich daraus, dass das Schwinden von Holz und Beton sowie Temperatur- und Feuchteänderungen vom Publizierenden gänzlich vernachlässigt wurden (siehe 5.1.3). Nachrechnungen von weiteren Versuchen, wie z.B. Kap. 5.2.5, haben gezeigt, dass die

Schwankungen der Holzfeuchte einen sehr großen Einfluss auf die Endverformung haben und somit stets so genau wie möglich in die Berechnung einfließen sollten. Dies erklärt allerdings nicht wieso das experimentelle Versuchsergebnis ($w_{5\text{Jahre,exp}} = 3,36 \text{ mm}$) vom analytischen Ergebnis nach [5] ($w_{5\text{Jahre,anal}} = 11,48 \text{ mm}$) um 241,7 % abweicht (siehe Tab. 5-4).

Ein weiterer Grund für die große Abweichung zwischen den Ergebnissen könnte die Annahme für die Rückrechnung von Q_k sein, obwohl dieser gewählte Ansatz sinnvoller als der andere möglich erscheint (siehe 5.1.4). Mit dem anderen Ansatz würde sich die Gesamtbelastung E_d und somit die resultierende Durchbiegung noch weiter erhöhen, wodurch folglich größere Abweichung zu sehen wären.

Abgesehen von den zwei genannten Punkten wird hier die gemessene Durchbiegung eines π -Querschnitts mit der berechneten Durchbiegung eines T-Querschnitts verglichen, da die Norm [5] nur max. zwei verbundene Schichten in der Berechnung zulässt. Ein π -Querschnitt erfährt geringere Durchbiegungen als ein T-Querschnitt mit denselben Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften und derselben aufgetragenen Belastung aufgrund der Verbundwirkung. Folglich stellt sich die Frage, ob dieser Versuch eine gute Referenz darstellt um die Genauigkeit der ermittelten Durchbiegungen nach [5] zu validieren.

Bei der Berechnung nach [5] wurde die Nutzungsklasse 2 angenommen und die Ergebnisse in Tab. 5-4 zeigen, dass diese Annahme trotzdem durchaus gerechtfertigt ist, auch wenn das Bauteil im Freien steht und der Witterung direkt ausgesetzt ist (rel. Luftfeuchte übersteigt einige Wochen im Jahr den Grenzwert).

5.2 Experimentelle Untersuchung der Langzeitverformung von HBV-Balken mit Stahlplatten und Schrauben als Verbindungsmittel

Der Versuch ist in [38] vollständig beschrieben. Alle Werte und Informationen, die in der nachfolgenden, gekürzten Beschreibung zu finden sind, wurden [38] entnommen. Dieser Versuch kann streng genommen nicht mit der ONR CEN/TS 19103 [5] nachgerechnet werden, da die Verbundkomponenten nicht durch Kerben bzw. „stiftförmige“ Verbindungsmittel, sondern durch Stahlplatten und Schrauben verbunden sind (siehe auch 3.2). Da es sich um eine innovative Verbindungsmittelart handelt und genaue Werte für die Verbindungsmiteleigenschaften vorliegen wurde dieser Versuch dennoch nachgerechnet unter der Annahme, dass diese Verbindungsmittelart sich ähnlich zu „stiftförmigen“ Verbindungsmitteln verhält.

5.2.1 Versuchsaufbau und Materialeigenschaften

Für den Langzeitversuch wurden drei HBV-Balken vorbereitet. Ein als Einfeldträger ausgeführter HBV-Balken mit einer Spannweite von 4,5 m besteht jeweils aus einem Brettschichtholzträger (GL28h nach EN 1194, siehe Tab. 5-5) und einer Betonplatte (C30/35, mittlere Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube} = 38,3$ MPa nach 28 Tagen, $E_{cm} = 3,3 \cdot 10^4$ N/mm², nach EC 2), welche mit Hilfe von jeweils zwei Stahlplatten (S355) und 16 Schrauben mit einem Durchmesser von 6 mm (L = 70 mm, Streckgrenze $f_{yk} = 219,6$ MPa nach ASTM F1575) verbunden wurden (siehe Abb. 5-4). Es wurden insgesamt drei Balken („HBV-1“ bis „HBV-3“) untersucht. Die zwei Balken „HBV-1“ und „HBV-3“ wurden mit jeweils acht Verbindungsmitteln in einem Abstand von 600 mm ausgestattet, der Balken „HBV-2“ hingegen nur mit sechs in einem Abstand von 800 mm (siehe Abb. 5-3).

Tab. 5-5: gemessene Materialeigenschaften des Holzes parallel zur Faser

	Mittelwert [MPa]
E-Modul E_w (nach ASTM D198)	12683
Druckfestigkeit $f_{c,0}$	29,4
Biegefestigkeit f_m (nach ASTM D198)	30,8
Scherfestigkeit f_v (nach ISO 3347, von Deutschland aber nicht anerkannt!)	6,1
Zugfestigkeit $f_{t,0}$ (nach ISO 3345)	55,8
Holzfeuchte während des Versuchs (nach EN 13183-1)	10,9 %

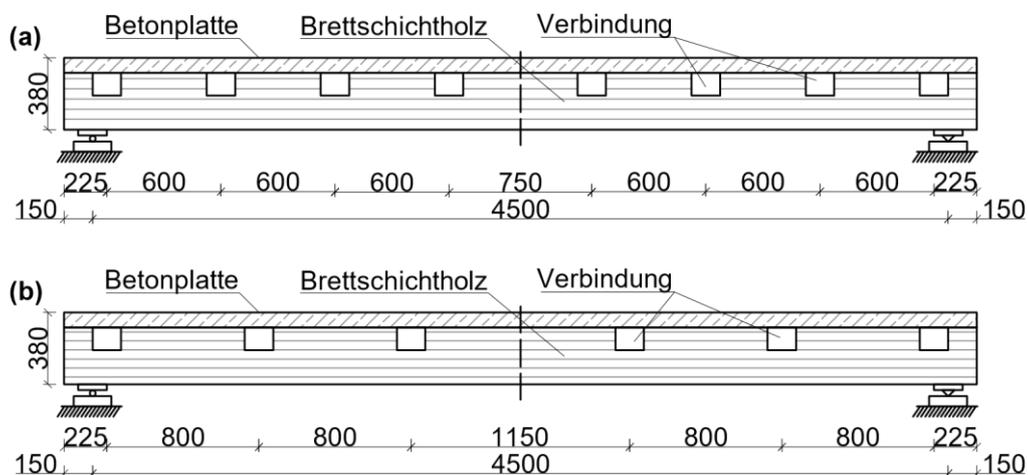


Abb. 5-3: Anordnung der Verbindungsmittel bei den drei Trägern, oben (a): HBV-1 und HBV-3; unten (b): HBV-2 (Maße in mm, M1:40) [38]

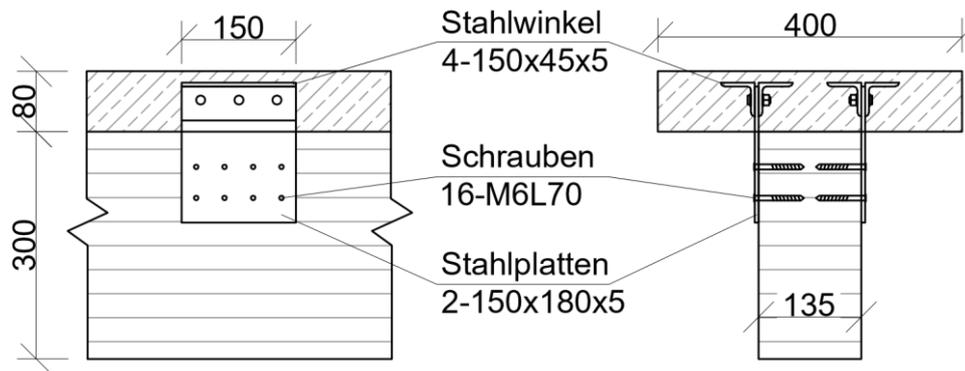


Abb. 5-4: Geometrie der Verbindungsmittel (Maße in mm, M1:10) [38]

An den zwei Stahlplatten wurden jeweils zwei Stahlwinkel (S355) mit Bolzen ($\varnothing = 12$ mm, $L = 40$ mm) angebracht, um die Zementierung zwischen Stahlplatten und Beton zu verbessern. Die Verbindungsmiteleigenschaften wurden experimentell mit Hilfe von Push-Out-Versuchen nach EN 26891 bestimmt (Bildung des Sekantenmoduls bei 40 %, 60 % bzw. 80 % der Scherkraft, die zum Versagen führt und Ermittlung der Scherfestigkeit). Die ermittelten Werte sind in Tab. 5-6 zusammengefasst:

Tab. 5-6: Materialeigenschaften der Verbindung

	Experimentell
$K_{0,4}$ [kN/mm]	48,2
$K_{0,6}$ [kN/mm]	45,3
$K_{0,8}$ [kN/mm]	35,9
F_{\max} [kN]	174,1
s_{\max} [mm]	13,3

5.2.2 Versuchsdurchführung

Die Holzbalken wurden am 4. Mai 2018 und die Betonplatten am 12. Mai 2018 hergestellt. Am 8. September 2018 startete der Langzeitversuch, indem der HBV-3 Balken mit 10 % seiner Kurzzeit-Tragfähigkeit ($\pm 6,0$ kN) und die zwei Balken HBV-1 und HBV-2 mit 20 % der Kurzzeit-Tragfähigkeit ($\pm 12,0$ kN bzw. $11,4$ kN) belastet wurden. Der Versuch ist zum Zeitpunkt der Verfassung von [38] (613 Tage nach Versuchsbeginn) noch nicht abgeschlossen. Die Stahl- und Betongewichte, welche als Belastung dienen, wurden in den zwei Drittelpunkten der Spannweite eines Balkens angebracht (Vier-Punkt-Biegeversuch). Getestet wurde bzw. wird im Labor der Nanjing Tech University in unkontrollierten, variablen Umgebungsbedingungen. Die Probekörper sind vor starkem Wind und Starkregen geschützt, jedoch sind die Schwankungen der relativen Luftfeuchtigkeit und Temperatur größer als außerhalb des Labors. Der Wirkungsgrad des Verbundbauteils betrug ca. 72 %.

Während der Versuchsdurchführung wurden folgende Werte aufgezeichnet:

- Initiale Durchbiegung in Feldmitte (gemessen direkt nach Aufbringen der Belastung)
- Relative Luftfeuchtigkeit der Umgebungsluft
- Temperatur der Umgebungsluft
- Die Zunahme der Durchbiegung in Feldmitte
- Relative Verschiebung über den Auflagern auf Höhe der Verbindungsmittel
- Dehnungen an der Unterseite der Holzbalken in den Drittelpunkten

Die relative Luftfeuchtigkeit und die Temperatur wurden kontinuierlich (einmal pro Stunde) und alle Verformungen in den ersten 12 Stunden stündlich, danach täglich gemessen.

5.2.3 Ergebnisse des Publizierenden

Die Temperatur schwankte zwischen 8,2 °C und 30,4 °C mit einem saisonalen Trend (Minimum im Winter, Maximum im Sommer), die relative Luftfeuchte zwischen 31,1 % und 94,3 % (siehe Anhang Abb. 6-5) Bei der relativen Luftfeuchte konnte ebenfalls ein ähnlicher Trend beobachtet werden. Allerdings konnten die meiste Zeit über eine hohe rel. Luftfeuchtigkeit gemessen werden, da die Stadt Nanjing von einem regnerischen Klima geprägt ist. Die mittlere Holzfeuchte während des Versuchs betrug 10,9 %.

Die gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte sind in Tab. 5-7 angegeben und einer analytischen Berechnung mit dem γ -Verfahren nach EC 5 [7] gegenübergestellt. Für $\Delta w/w_0$ wurde dabei der analytisch ermittelte Wert für w_0 herangezogen.

Tab. 5-7 Experimentelle und analytische Ermittlung der Durchbiegung in Feldmitte und der Kriechbeiwerte zu verschiedenen Zeiten (in mm)

Durchbiegung	HBV-1	HBV-2	HBV-3
analytisch w_0	5,75	6,22	2,88
initial. Durchbiegung w_0	5,04	5,58	3,08
Durchbiegungszunahme nach 613 Tagen Δw	6,56	5,35	3,97
$\varphi(t=613d) = \Delta w/w_0$	114,1 %	86,0 %	137,8 %
Totale Durchbiegung nach 613 Tagen	12,31	11,57	6,85
Durchbiegung nach 50 Jahren w_{\max}	13,63	13,31	7,80
$\varphi(t=50 \text{ Jahre}) = w_{\max}/w_0$	237,04 %	214,0 %	271,0 %

In Abb. 6-6 (siehe Anhang) lässt sich eine starke Durchbiegungszunahme in den ersten 120 Tagen erkennen. Hauptverantwortlich hierfür ist das Kriechen der Werkstoffe zufolge der Belastung. Danach scheint sich die Durchbiegung mehr oder weniger zu stabilisieren. Es stellte sich weiters heraus, dass eine Abnahme der rel. Luftfeuchtigkeit sowie der Temperatur eine Zunahme der Verformung bewirkt. Daraus lässt sich schließen, dass saisonale Schwankungen der Temperatur bzw. der rel. Luftfeuchtigkeit auch zu saisonalen Durchbiegungsschwankungen führt. Eine Erhöhung der Langzeitverformung um ca. 60 % konnte bei einer Verdopplung der Belastung erkannt werden, sodass sich der Kriechbeiwert um ca. 20 % verringerte. Die Erhöhung der Belastung verursacht demnach eine Verringerung des Kriechbeiwertes.

Die Durchbiegung in Feldmitte nach 50 Jahren wurde mit Hilfe von rheologischen Kriech-Modellen (zwei Kelvin-Körper) berechnet (siehe Tab. 5-7). Da sich die gemessenen Kriechbeiwerte in der Nähe der ermittelten Kurve nach dem Kelvin-Modell befanden (Schwankungen der Umgebungsbedingungen), kann man davon ausgehen, dass die berechnete Kurve eine gute Approximation darstellt. Es stellte sich heraus, dass die Durchbiegung nach 50 Jahren ungefähr das 2,1- bis 2,7-fache der initialen Durchbiegung beträgt (siehe Tab. 5-7) und zwischen den Ergebnissen für die NKL 2 und NKL 3 nach [7] liegt (relative Luftfeuchtigkeit häufig über 80 %, siehe Anhang Abb. 6-5).

Tab. 5-8: Durchbiegung nach 50 Jahren (in mm)

Bauteil	NKL 1	NKL 2	NKL 3	Kelvin-Modell
HBV-1	11,16	12,38	17,39	13,63
HBV-2	11,78	13,09	18,75	13,31
HBV-3	5,58	6,19	8,70	7,80

Die Dehnungen an der Unterseite des Holzbalkens und Verschiebungen über den Auflagern waren anfälliger auf Änderungen der Umgebungsbedingungen als die Durchbiegung in Feldmitte und die Relativverschiebung an der Position von Verbindungen. Veränderungen in der rel. Luftfeuchtigkeit bzw. der Temperatur haben anscheinend einen größeren Einfluss auf die Mikroverformungen als auf die strukturelle Antwort des gesamten Balkens. Die zwei Balken, die über acht Verbindungen verfügen, erfuhren geringere Schwankungen der Verschiebung bzw. der Dehnungen im Holz aufgrund von Änderungen der Temperatur und rel. Luftfeuchtigkeit als der Balken mit nur sechs Verbindungen.

Tab. 5-9: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse

<u>Holz</u>	
Holzgüte (nach prEN 1194)	GL28h
$E_{0,mean}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden nach ASTM D198)	12683
Nutzungsklasse lt. Publizierenden	2-3
<u>Beton</u>	
Betongüte lt. Publizierenden	C30/35
$f_{cm,cube}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	38,3
E_{cm} [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	33000
<u>Verbindungsmittel</u>	
Herkunft Verbindungsmittleigenschaften	Push-Out-Test
$K_{0,4}$ [kN/mm]	48,2
$K_{0,6}$ [kN/mm]	45,3
$K_{0,8}$ [kN/mm]	35,9
$F_{v,rm}$ [kN]	174,1
<u>System und Belastung</u>	
statisches System	Einfeldträger
Vier-Punkt-Biegeversuch?	Ja
Anzahl Versuchskörper	3
Spannweite [m]	4,5
Faktor X,XX in „X,XX*P _{max} “ (GZG)	0,2/0,2/0,1
Nutzlast 2*P _{max} [kN]	118,7/113,2/118,7
Nutzlast P _k [kN] (in Drittelpunkten angesetzt)	12,0/11,4/6,0
<u>Zeit</u>	
Dauer des Versuches [d] (nicht abgeschlossen)	613
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d]	keine Angabe
Betonalter bei Belastungsbeginn [d]	119
<u>Temperatur</u>	
Max. Temperatur [°C]	30,4
Min. Temperatur [°C]	8,2
tägliche Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe

<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	94,3
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	31,1
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte mc_0 [%]	< 15
Max. Holzfeuchte mc_{\max} [%]	keine Angabe
Min. Holzfeuchte mc_{\min} [%]	keine Angabe
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} [%]	10,9
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte</u>	
exp. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	5,04/5,58/3,08
anal. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	5,75/6,22/2,88
exp. Durchbiegung w_{613} nach 613 Tagen [mm]	12,31/11,57/6,85
anal. Durchbiegung w_{613} nach 613 Tagen [mm]	keine Angabe
anal. Durchbiegung w_{\max} nach 50 Jahren [mm] (Kelvin-Modell)	13,63/13,31/7,80

5.2.4 Annahmen für die Berechnung nach ONR CEN/TS 19103

Der Versuch wurde als Vier-Punkt-Biegeversuch durchgeführt (Einzelasten in den zwei Drittelpunkten aufgebracht). Da für die Berechnung der unelastischen Dehnungen lt. [5] dieselben Randbedingungen gelten wie für das γ -Verfahren (u. A. sinusförmige Belastung), wurde aus den Einzelasten P_k eine Gleichlast q_k rückgerechnet, welche dasselbe resultierende Biegemoment in Feldmitte erzeugt, wie die zwei Einzelasten P_k :

$$M_{P_k} = \frac{P_k * l}{3} = \frac{q_k * l^2}{8} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q_k = \frac{8 * P_k}{3 * l} \quad (5.4)$$

Die gegebene Holzgüte GL28h (nach prEN 1194, Nachfolgedokument: EN 14080 [37]) wurde übernommen. Die benötigten Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften (siehe Anhang Tab. 6-2), wie z.B. der E-Modul, wurden allerdings, entgegen der Angabe des Publizierenden, der EN 14080 [37] entnommen, da diese die aktuelle Norm darstellt und die ASTM D198 keine europäische Norm ist. Der thermische Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{\text{tim,T}}$ wurde mit $8 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ gewählt.

Es wurden seitens des Publizierenden keine Angaben gemacht, in welche Nutzungsklasse die Umgebungsbedingungen einzuteilen sind. Lediglich die analytische Ermittlung der Durchbiegung nach 50 Jahren (siehe Tab. 5-8) lässt Rückschlüsse daraus ziehen, dass die Umwelteinflüsse zwischen NKL 2 und NKL 3 liegen. Für die Berechnung nach [5] wird die Nutzungsklasse 2 angenommen. Dies stützt sich auf der Tatsache, dass eine mittlere Holzfeuchte von 10,9% gemessen wurde und die rel. Luftfeuchtigkeit an vielen Tagen unter 85 % liegt. Zusätzlich wurde der Versuch indoor durchgeführt, wodurch die HBV-Balken vor direkter Witterung geschützt sind, was eine Zuordnung in die NKL 2 rechtfertigt.

Die HBV-Balken haben die Betongüte C30/35 (siehe auch 5.2.1). Für die Berechnung wurde ein Normalbeton mit quarzhaltigen Gesteinskörnungen ($k_E = 9500$) und der Betongüte C30/37 angenommen, da dieser zu C30/35 am nächsten dran liegt. Für die Klasse der Festigkeitsentwicklung von Beton wurde „CN“ und für die Zementklasse „N“ gewählt. Die Dicke der Betonscha-

lung bestehend aus Holz wurde zu 25 mm angenommen. Der thermische Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{\text{conc},T}$ wurde mit $12 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ gewählt.

Die Verbindungseigenschaften (Werte für $K_{0,4}$, $K_{0,6}$ bzw. $K_{0,8}$ siehe Tab. 5-6 bzw. Anhang Tab. 6-2) wurden für die Berechnung unverändert [38] entnommen. Die Verbindungsmittel sind dem Querkraftverlauf angepasst (siehe Abb. 5-3), woraus sich für die Berechnung ein effektiver Verbindungsmittelabstand $s_{i,\text{eff}}$ von 637,5 mm bzw. 887,5 ergibt.

Die gegebenen Einzellasten P_k mit 12,0 kN, 11,4 kN bzw. 6,0 kN, welche 20 % bzw. 10 % der Kurzzeit-Tragfähigkeit P_{max} (siehe Anhang Tab. 6-2) entsprechen, wurden auf eine Gleichlast q_k von 7,11 kN/m, 6,76 kN/m bzw. 3,56 kN/m umgerechnet.

Der Versuch war zum Zeitpunkt der Publikation (613 Tage nach Belastungsbeginn) noch nicht abgeschlossen. Das Betonalter bei Belastungsbeginn betrug 119 Tage. Zum Betonalter bei Trocknungsbeginn wurden keine Angaben seitens des Publizierenden gemacht, weswegen von keiner etwaiger Nachbehandlung des Betons ausgegangen wird und der Beton somit nach Fertigstellung sofort zu trocknen begann.

Zur Berechnung wird herangezogen, dass die Temperatur im Beton bzw. im Holz zu jeder Zeit der Umgebungstemperatur entspricht. Die maximale und minimale Temperatur betrug 30,4 °C bzw. 8,2 °C (siehe Anhang Abb. 6-5) und wurde so übernommen. Die Aufstelltemperatur von Beton $T_{0,\text{conc}}$ und Holz $T_{0,\text{tim}}$ wurde lt. EN 1991-1-5 Anhang A Kap. A.1(3) [29] zu 10 °C gewählt. Der zeitl. Temperaturverlauf (siehe Anhang Abb. 6-5) zeigt eine relativ gleichmäßige Zu- bzw. Abnahme der Temperatur, weswegen für die Berechnung vereinfachend von einem annähernd konstanten Temperaturverlauf ausgegangen wird (mittlere Temperatur: 19,3 °C, siehe (5.1)).

Die maximale und minimale rel. Luftfeuchtigkeit der Umgebung betrug 94,3 % bzw. 31,1 % und wurde so übernommen. In der Berechnung wurde dann eine rel. Luftfeuchtigkeit RH von 62,7 % berücksichtigt (lt. Gl. (5.2)).

Die Einbaufeuchte mc_0 betrug <15 % (siehe Anhang Tab. 6-2). Für die Berechnung wurde daher ein mc_0 von 13 % angenommen. Es wurden keine Angaben zur max. und min. Holzfeuchte gemacht, weswegen diese, unter Einhaltung der Randbedingungen für quasi-konstante Umgebungsbedingungen (Kap. 3.1.5 in [5], max. 6 % Schwankung der Holzfeuchte), mit $mc_{\text{max}} = 13,9$ % und $mc_{\text{min}} = 7,9$ % abgeschätzt wurden. Gleichzeitig wurde bei der Abschätzung darauf geachtet, dass die Durchbiegung an jene aus dem Versuch so nah wie möglich herankommt. Die Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} mit 10,9 % wurde [38] entnommen.

Eine Übersicht aller Annahmen ist ebenfalls im Anhang in Tab. 6-2 zu finden.

5.2.5 Diskussion und Vergleich der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 mit jenen aus dem Versuch

Die analytisch ermittelte Durchbiegung nach [5] ist in Abb. 5-5 dargestellt. Die Durchbiegung in Feldmitte bei Belastungsbeginn beträgt 4,63 mm, 4,99 mm bzw. 2,61 mm. Im Zeitraum nach drei bis sieben Jahren nahm die Verformung um 66,38 %, 47,21 % bzw. 154,0 % auf einen Wert von 7,70 mm, 7,35 mm bzw. 6,62 mm zu. Zum Zeitpunkt $t = \infty$ (\cong 50 Jahre) ist die Durchbiegung auf einen Endwert von 9,49 mm, 9,07 mm bzw. 8,13 mm gestiegen, was einer Verformungszunahme um 104,96 %, 81,78 % bzw. 211,88 % gegenüber der Durchbiegung bei Belastungsbeginn entspricht.

In Tab. 5-10 sind die Versuchsergebnisse aus [38] den ermittelten Durchbiegungen nach [5] gegenübergestellt. Im Versuch hat der Balken HBV-1 im Vergleich zum Balken HBV-3 eine um den Faktor 1,636 bis 1,997 erhöhte Durchbiegung erfahren, was auf die doppelt so hoch aufgebrauchte Belastung zurückzuführen ist. Dies lässt sich bei der Nachrechnung nach [5] nur für die elastische Anfangsdurchbiegung w_0 beobachten (Faktor 1,774), nach 3-7 und 50 Jahren liegt der

Faktor lediglich bei 1,167, also eine um nur 16,7 % erhöhte Durchbiegung bei 100 % höherer Belastung.

Bei den Balken HBV-1 und HBV-2 konnten ähnliche Abweichungen zu allen betrachteten Zeitpunkten zwischen den Versuchsergebnissen lt. [38] und jenen nach [5] beobachtet werden (siehe Tab. 5-10). Die geringste Abweichung (-8,13 % bzw. -10,57 %) und somit eine sehr gute Annäherung zu den experimentellen Ergebnissen erhält man für w_0 bei Belastungsbeginn, auch wenn diese jedoch die tatsächliche Verformung etwas unterschätzt. Da die Verformung nach [5] nur bei Belastungsbeginn, zwischen 3 und 7 Jahren und nach 50 Jahren ermittelt werden kann, wird die experimentelle Durchbiegung nach 613 Tagen mit jener lt. [5] nach 3 bis 7 Jahren verglichen. Die ONR CEN/TS 19103 [5] unterschätzt hier die tatsächliche Durchbiegung um -37,45 % bzw. -36,47 % und liegt somit auf der unsicheren Seite, was widersprüchlich ist, da hier ein frühere Durchbiegung $w_{613,exp}$ mit einer späteren $w_{3-7JahreCEN}$ verglichen wurde. Die Abweichung sollte hier logischerweise positiv sein und nicht negativ. Auch die Endverformung liegt auf der unsicheren Seite, da sie von [5] im Vergleich zum Kelvin-Modell lt. [38] um -30,37 % bzw. 31,86 % unterschätzt wird.

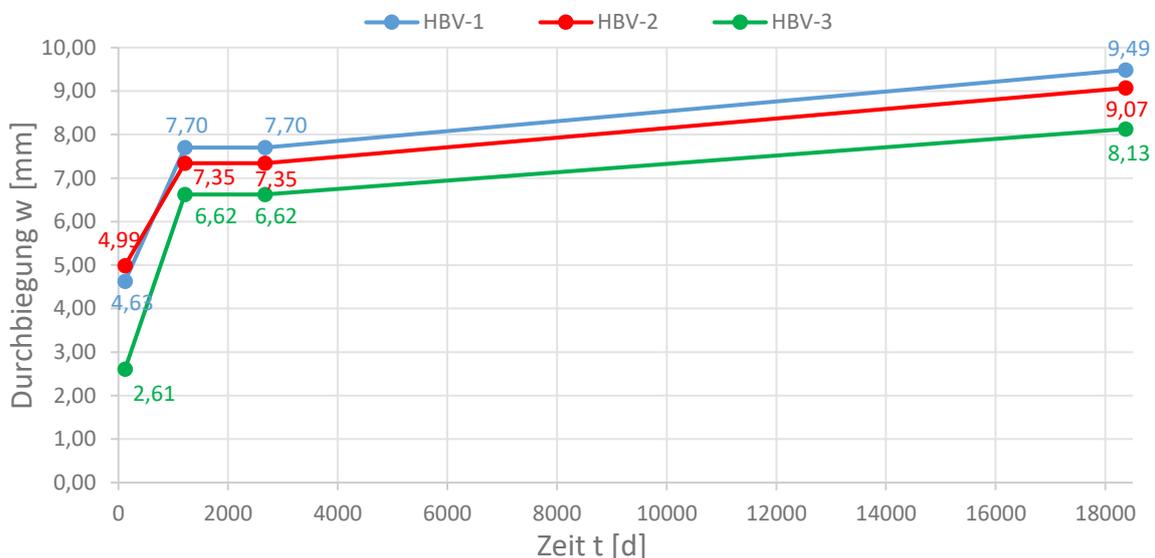


Abb. 5-5: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung nach [5]

Der Balken HBV-3 hingegen konnte, abgesehen von der initialen Durchbiegung w_0 (-15,26 %), nach 3-7 und 50 Jahren mit [5] sehr gut abgebildet werden. Die Abweichung nach 3-7 Jahren beträgt -3,36 % und die Endverformung liegt diesmal mit +4,23 % sogar leicht auf der sicheren Seite.

Bei der Abschätzung von $m_{c,min}$ und $m_{c,max}$ hat sich gezeigt, dass die Holzfeuchte den zeitlichen Verlauf der Durchbiegung stark beeinflusst. Vermutlich sind deswegen fast alle Verformungen nach [5] auf der unsicheren Seite, da aufgrund des Fehlens von genauen Holzfeuchte Angaben $m_{c,min}$ und $m_{c,max}$ angenommen werden mussten. Für die Zukunft wird deswegen empfohlen die Holzfeuchte bei Langzeitversuchen an HBV-Balken genau zu messen und in der Berechnung entsprechend zu berücksichtigen.

Tab. 5-10: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und jenen nach [5] (Durchbiegung in [mm])

	HBV-1	HBV-2	HBV-3	w_{HBV-1}/w_{HBV-3}
anal. w_0	5,75	6,22	2,88	1,997
exp. w_0	5,04	5,58	3,08	1,636
exp. w_{613}	12,31	11,57	6,85	1,797
anal. w_{max}	13,63	13,31	7,80	1,747
CEN/TS 19103 w_0	4,63	4,99	2,61	1,774
CEN/TS 19103 $w_{3-7Jahre}$	7,70	7,35	6,62	1,163
CEN/TS 19103 w_{max}	9,49	9,07	8,13	1,167
$w_{0,CEN}/w_{0,anal}$	-19,48 %	-19,77 %	-9,38 %	-
$w_{0,CEN}/w_{0,exp}$	-8,13 %	-10,57 %	-15,26 %	-
$w_{3-7JahreCEN}/w_{613,exp}$	-37,45 %	-36,47 %	-3,36 %	-
$w_{max,CEN}/w_{max,anal}$	-30,37 %	-31,86 %	+4,23 %	-

Die Durchbiegungen lt. [38] und nach [5] von den Balken HBV-1 und HBV-2 zeigen, dass der Einbau von zwei zusätzlichen Verbindungsmitteln (acht statt sechs) die resultierende Verformung nicht wesentlich beeinflusst (z.B. 12,31 mm statt 11,57 mm). Interessanterweise ist die Anfangsdurchbiegung w_0 bei dem Balken HBV-1 kleiner als bei HBV-2, die Durchbiegungen von HBV-1 zu den anderen Zeitpunkten jedoch größer als jene von HBV-2. Der Einbau von zwei zusätzlichen Verbindungsmitteln desselben Typs bei gleicher Belastung verringern also etwas die Anfangsdurchbiegung w_0 , erhöhen jedoch leicht die Durchbiegungen zu späteren Zeitpunkten. Diese Beobachtung gilt sowohl für das Experiment als auch für die Nachrechnung nach [5].

Die Vergleiche der experimentellen Durchbiegungen der Balken HBV-1 und HBV-2 bzw. HBV-1 und HBV-3 zeigen, dass die aufgebrachte Belastung einen viel größeren Einfluss auf die gemessene Verformung hat als die Anzahl der Verbindungsmittel. Dieses Phänomen zeigt sich auch bei der Berechnung nach [5], allerdings nicht in demselben Ausmaß (z.B. 1,167 statt 1,747 siehe Tab. 5-10).

Die beste Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen und der Berechnung nach [5] konnte beim Balken HBV-3 beobachtet werden. Die Abweichung bei Belastungsbeginn beträgt hier -15,26 %, was die größte Differenz beim Balken HBV-3 darstellt. Die Betrachtung des Zeitpunktes $t = 0$ für die Evaluierung, ob die ONR CEN/TS 19103 [5] gute Vorhersagen bezüglich der Abschätzung der Langzeitverformung liefert, ist jedoch von geringer Bedeutung, da mit [5] der Zeitpunkt $t = 0$ nicht abgedeckt wird, sondern mit dem EC 5 [7]. Somit weicht die berechnete Durchbiegung vom Balken HBV-3 von der experimentellen um nur -3.36 % ab und stellt dadurch eine sehr gute Vorhersage dar. Die beiden analytisch ermittelten Durchbiegungen nach 50 Jahren sind ebenfalls sehr nah beieinander (+4,23 %).

Die ONR CEN/TS 19103 [5] liefert vor allem für den Balken HBV-3 sehr gute Vorhersagen bezüglich der Langzeitverformung, auch wenn diese zum Teil auf der leicht unsicheren Seite liegen. Für den Balken HBV-1 und HBV-2 können mit [5] ebenfalls durchaus brauchbare Vorhersagen der Langzeitverformung gemacht werden. Diese sind aber auf der unsicheren Seite (bis zu -37,45 %). Dieser Versuch lässt vermuten, dass die ONR CEN/TS 19103 [5] umso genauer die Langzeitverformung vorhersagen kann, je geringer die Belastung ist. Vor allem für sehr geringe Belastungen q_k , wie beim Balken HBV-3 (10 % der Kurzzeit-Tragfähigkeit), liefert sie sehr genaue Ergebnisse. Die Ergebnisse spiegeln auch wider, dass die Umgebungsbedingungen in Nutzungsklasse 2 eingeordnet werden können.

5.3 4-jähriger Langzeitversuch von Holz-Beton-Verbunddeckenbalken

Der Versuch ist in [39] vollständig beschrieben. Die Verbindungseigenschaften wurden [40] entnommen. Alle anderen Werte und Informationen, die in der nachfolgenden, gekürzten Beschreibung zu finden sind, sind in [39] gegeben. Der Balken „J“ in diesem Versuch kann streng genommen nicht mit der ONR CEN/TS 19103 [5] nachgerechnet werden, da die Verbundkomponenten nicht durch Kerne bzw. „stiftförmige“ Verbindungsmittel, sondern durch Nagelplatten verbunden sind (siehe auch 3.2). Da genaue Werte für die Verbindungseigenschaften vorliegen wurde dieser Versuch dennoch nachgerechnet unter der Annahme, dass diese Verbindungsmittelart sich ähnlich zu „stiftförmigen“ Verbindungsmitteln bzw. Kernen verhält.

5.3.1 Versuchsaufbau und Materialeigenschaften

Für den Langzeitversuch wurden drei HBV-Balken (bezeichnet als „H“, „I“ bzw. „J“) mit jeweils 8,0 m Spannweite vorbereitet, welche auf Füßen bestehend aus Furnierschichtholz gelagert wurden. Das verwendete Holz für die drei Balken ist Furnierschichtholz ($E = 11,34$ GPa, $f_{m,k} = 48$ MPa, ermittelt mit unabhängiger Qualitätskontrolle). Für die Betonplatte wurde Normalbeton oder schwindarmer Beton (mit flüssigem Eclipse®-Zusatzmittel) verwendet (beide Betone: $f_{ck} = 35$ MPa, $f_{ck,cylinder} = 45$ MPa, 13 mm max. Korndurchmesser, ein Setzmaß von 120 mm, mittleres Trocknungsschwinden von 400 bis 910 Mikrodehnung.) Die zwei Balken „H“ und „I“ bestehen aus einem einfachen Furnierschichtholzbalken und einer Betonplatte („H“ aus Normalbeton, „I“ aus schwindarmem Beton), welche mit sechs Verbindungen des Typs „R300“ (Kerfe mit 126 mm Breite x 50 mm Tiefe x 300 mm Länge verstärkt mit $\varnothing 16$ Befestigungsschrauben entlang der Spannweite verbunden sind (siehe Abb. 5-6 und Abb. 5-7). Der Balken „J“ besteht aus zwei Furnierschichtholzbalken und einer Betonplatte (schwindarmer Beton), die mit Hilfe von acht Verbindungen des Typs „P“ (zwei oben perforierte Nagelplatten mit 1 mm Dicke x 136 mm Tiefe x 333 mm Länge) entlang der Spannweite verbunden sind (siehe Abb. 5-6 und Abb. 5-7).

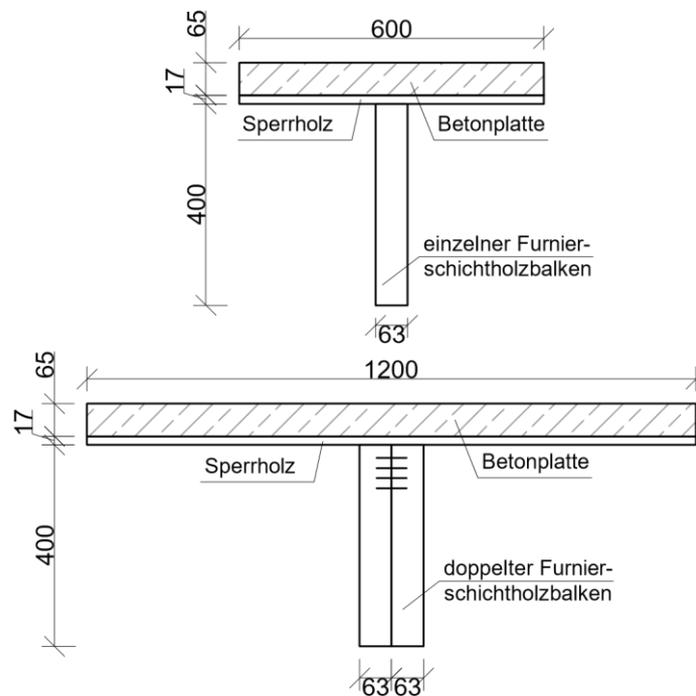


Abb. 5-6: Querschnitt Balken „H“ und „I“ (oben) bzw. Balken „J“ (unten) (Maße in mm, M1:15) [39]

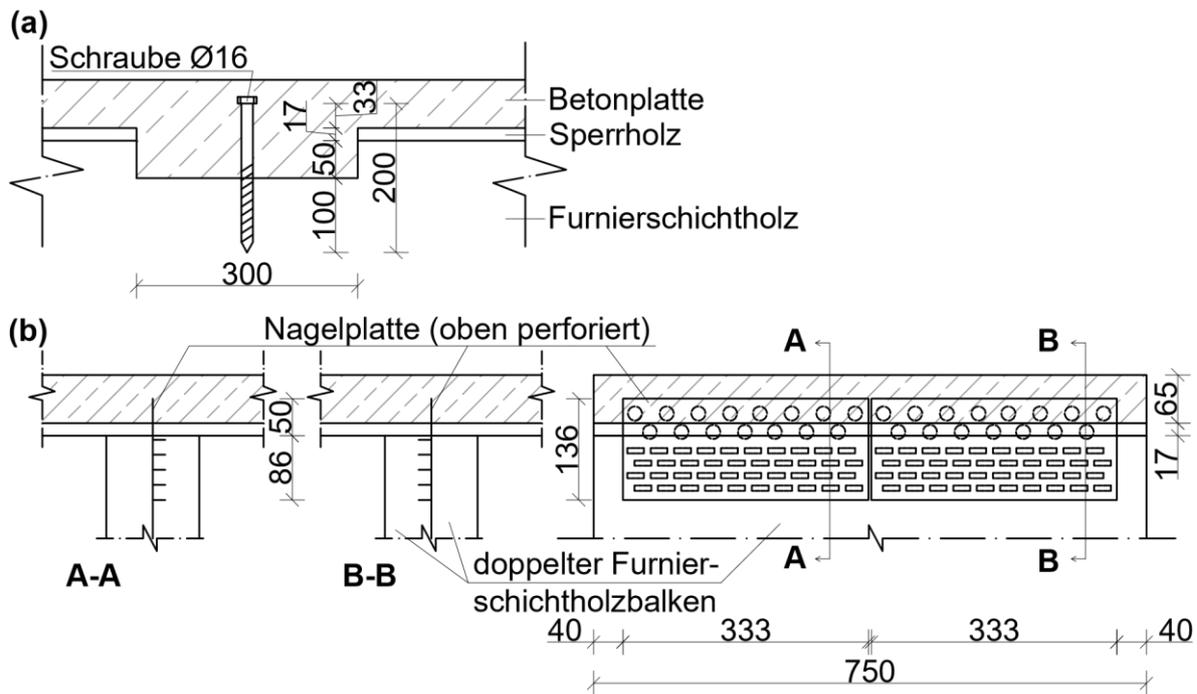


Abb. 5-7: Verbindungsmittels des Typs R300 (a), Typ P (b) (Maße in mm, M1:10) [39]

Die Verbindungseigenschaften wurden experimentell mit Hilfe von Push-Out-Versuchen nach EN 26891 bestimmt (Bildung des Sekantenmoduls bei 40 %, 60 % bzw. 80 % der Scherkraft, die zum Versagen führt und Ermittlung der Scherfestigkeit). Die ermittelten Werte sind in **Tab. 5-11** zusammengefasst:

Tab. 5-11: Materialeigenschaften der Verbindungen (Mittelwerte) [40]

Verbindung	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	F_{\max} [kN]
Kerbe „R300“	247,2	241,4	194,2	138,9
Nagelplatte „P“	463,7	394,6	256,8	139,3

5.3.2 Versuchsdurchführung

Die drei Balken wurden in den ersten sieben Tagen nach Herstellung in Feldmitte unterstützt. Der Beton wurde für fünf Tage nach dessen Verguss nachbehandelt. Am 36. Tag nach Herstellung wurde eine quasi-ständige Belastung ($G + 0,4 \cdot Q$ = entspricht dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) in Höhe von $2,2 \text{ kN/m}^2$ (verschlossene Eimer gefüllt mit Wasser) auf die HBV-Balken aufgebracht. Getestet wurde in einer unbeheizten Garage in unkontrollierten Umgebungsbedingungen.

Während der Versuchsdurchführung wurden folgende Werte aufgezeichnet:

- Temperatur
- Relative Luftfeuchte
- Vertikale Durchbiegung in Feldmitte
- Vertikale Durchbiegung an den Auflagern (laut [39] gemessen, jedoch keine Werte publiziert)

Diese Werte wurden in den ersten 24 Stunden (während Betongießen bzw. bei Belastungsbeginn) kontinuierlich jede Minute und danach jede Stunde gemessen. Nach Angaben des Publizierenden ist der Versuch noch nicht abgeschlossen.

5.3.3 Ergebnisse des Publizierenden

Die Umgebungsbedingungen wurden in die Nutzungsklasse 3 nach [7] eingestuft und sie waren entweder von einer niedrigen Temperatur und hohen rel. Luftfeuchtigkeit (mehr als 75 % für ca. 18 Wochen pro Jahr), oder einer hohen Temperatur mit niedriger rel. Luftfeuchtigkeit geprägt. Die Temperatur schwankte zwischen 2,1 °C und 14,1 °C (7,8 °C durchschnittlich) in den kühleren Monaten und zwischen 13,4 °C und 28,4 °C (20,3 °C durchschnittlich) in den wärmeren. Die durchschnittliche Differenz zwischen Sommer und Winter betrug 12,7 °C. Die tägliche Schwankung der Temperatur und rel. Luftfeuchte betrug im Winter 5,8 °C bzw. 13,3 %, im Sommer hingegen 7,0 °C bzw. 29,7 %. In den Wintermonaten (Juni bis August), welche von einer niedrigen Temperatur und hohen rel. Luftfeuchtigkeit (bis zu 92,5 %) geprägt sind, steigt die Holzfeuchte (bis zu 14,6 %) bzw. rel. Luftfeuchtigkeit und dadurch auch die Durchbiegung der Balken auf ein Maximum an (27,4 mm/Jahr). Grund hierfür sind die unterschiedlichen thermischen Ausdehnungskoeffizienten und Leitfähigkeiten der beiden Werkstoffe. Die Zunahme der Holzfeuchte bewirkt eine Ausdehnung des Holzbalkens und dadurch zu höheren Durchbiegungen, da der Holzbalken unterhalb des Betons liegt. Hingegen in den Sommermonaten (Dezember bis Februar) mit hohen Temperaturen und niedriger rel. Luftfeuchtigkeit (min. 48,7 %), sinkt die Holzfeuchte auf ein Minimum (10,8 %) und die Durchbiegungen bleiben auf Höhe eines Plateaus bis sich der Zyklus erneuert.

Die Durchbiegungen schwankten mit den Änderungen der (täglichen) Umgebungsbedingungen. Große Verformungsänderungen wurden bei niedrigen Temperaturen und einer hohen Gleichgewichtsfeuchte in den kühleren Monaten gemessen. In den wärmeren Monaten mit hohen Temperaturen und einer niedrigen Gleichgewichtsfeuchte wurden hingegen geringere Verformungsänderungen beobachtet. Die gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte zu gewissen Zeitpunkten sind in Tab. 5-12 wiedergegeben:

Tab. 5-12: Durchbiegungen in Feldmitte zu verschiedenen Zeitpunkten (in mm)

Zeitpunkt	Balken „H“ exper.	Balken „H“ anal.	Balken „I“ exper.	Balken „I“ anal.	Balken „J“ exper.	Balken „J“ anal.
Betongießen	0	0	0	0	0	0
Entfernung Unter- stützung $\Delta_{G,inst}$ (7 Tage)	6,74	5,8 - 5,9	5,35	5,8 - 5,9	6,17	5,8 - 5,9
Belastungsbeginn Δ_{bef} (36 Tage)	14,0	-	9,8	-	10,1	-
Δ_{aft}	15,9	-	12,4	-	11,7	-
$\Delta_{Q,inst} = \Delta_{aft} - \Delta_{bef}$	1,90	-	2,57	-	1,60	-
$\Delta_{G,inst} + \Delta_{Q,inst}$	8,64	-	7,92	-	7,77	-
1 Jahr	28,8	28,0	23,9	23,8	23,0	22,3
2 Jahre	29,6	31,2	24,7	26,7	24,2	25,0
4 Jahre Δ_{4y}	34,0	34,3	29,9	29,6	25,5	27,7
50 Jahre Δ_{50y}	-	45,9	-	40,3	-	37,6
$\Delta_{4y}/(\Delta_{G,inst}+\Delta_{Q,inst})$	3,94	-	3,77	-	3,28	-
$\Delta_{50y}/(\Delta_{G,inst}+\Delta_{Q,inst})$	5,31	-	5,09	-	4,84	-

Basierend auf den experimentell ermittelten Ergebnissen, wurde eine logarithmische Funktion für jeden Balken erstellt, um die Durchbiegung nach 50 Jahren vorherzusagen. Die Durchbiegung der Balken „H“ und „I“ überschritt den Langzeit-Grenzwert von 40 mm („L/200“). Zu beachten ist allerdings, dass es sich um extreme Umgebungsbedingungen handelte und die

logarithmische Funktion eine gewisse Fehlerquote aufweisen kann, da es Schwierigkeiten gab die Funktion an die schwankenden Versuchswerte anzupassen.

Die größte Verformungszunahme konnte in den ersten drei Monaten festgestellt werden, nachdem die Unterstützung in Feldmitte entfernt und die Belastung aufgebracht wurde. Zusätzlich konnten leichte jährliche Zunahmen der Durchbiegung mit jährlichen Schwankungen zufolge der Änderungen der Umgebungsbedingungen beobachtet werden. Dabei stellte sich im Sommer eine Art Plateau der Durchbiegung ein. In Tab. 5-12 erkennt man (Durchbiegung nach 1, 2 bzw. 4 Jahren), dass die analytisch ermittelten Werte der Durchbiegung eher größer sind als die experimentell ermittelten und daher eher auf der sicheren Seite sind.

Der Balken „I“ (schwindarmer Beton) bog sich um ca. 14 % weniger durch als der Balken „H“ (Normalbeton). Die aufgebrachte Belastung bewirkte eine Verformungszunahme ($\Delta_{Q,inst}$) in Höhe von 30 % bis 50 % der Durchbiegung zufolge Eigengewicht ($\Delta_{G,inst}$). Das Verhältnis zwischen Langzeit- und Kurzzeitverformung „ $\Delta_{50y}/(\Delta_{G,inst}+\Delta_{Q,inst})$ “ beträgt für den Balken „I“ (schwindarmer Beton) 5,09, während der Balken „H“ (Normalbeton) einen Wert von 5,31 aufweist. Man erkennt, dass sich der Balken mit Normalbeton, trotz gleichen Randbedingungen, mehr durchbiegt als jener mit schwindarmem Beton.

Tab. 5-13: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse

<u>Holz</u>	
Holzgüte	keine Angabe
E_k [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	11340
$f_{m,k}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	48
Nutzungsgruppe lt. Publizierenden	3
<u>Beton</u>	
Betongüte	C35/45
f_{ck} [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	35
$f_{ck,cylinder}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	45
<u>Verbindungsmittel</u>	
Herkunft Verbindungsmittelleigenschaften	Push-Out-Test
$K_{0,4}$ [kN/mm]	247,2/463,7
$K_{0,6}$ [kN/mm]	241,4/394,6
$K_{0,8}$ [kN/mm]	194,2/256,8
$F_{v,rm}$ [kN]	138,9/139,3
<u>System und Belastung</u>	
statisches System	Einfeldträger
Anzahl Versuchskörper	3
Spannweite [m]	8,0
Faktor X,XX in „G + X,XX*Q _k “ (GZG)	0,4
Nutzlast X,XX * Q _k [kN/m ²]	2,2
Nutzlast Q _k [kN/m ²]	5,5
<u>Zeit</u>	
Dauer des Versuches [a] (nicht abgeschlossen)	4
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d]	5
Betonalter bei Belastungsbeginn [d]	36
<u>Temperatur</u>	
Annahme für Berechnung: Temperatur in Beton bzw. Holz entspricht Umgebungstemperatur	
Max. Temperatur [°C]	28,4

Min. Temperatur [°C]	2,1
tägliche Schwankung der Temperatur [°C] (Winter/Sommer)	5,8/7,0
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	12,7
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	92,5
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	48,7
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%] (Winter/Sommer)	13,3/29,7
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte m_{c0} [%]	keine Angabe
Max. Holzfeuchte m_{cmax} [%]	14,6
Min. Holzfeuchte m_{cmin} [%]	10,8
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen m_{cuse} [%]	keine Angabe
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte</u>	
exp. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	14,0/9,8/10,1
anal. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	keine Angabe
exp. Durchbiegung w_{4jahre} nach 4 Jahren [mm]	34,0/29,9/25,5
anal. Durchbiegung w_{4jahre} nach 4 Jahren [mm]	34,3/29,6/27,7
anal. Durchbiegung w_{max} nach 50 Jahren [mm]	45,9/40,3/37,6

5.3.4 Annahmen für die Berechnung nach ONR CEN/TS 19103

Der Balken „J“ besteht aus zwei Furnierschichtholzbalcken mit den Maßen 63x400 mm und aufliegender Betonplatte (1200x65 mm). Da die Berechnung der unelastischen Dehnungen lt. [5] nur für Verbundbauteile mit maximal zwei Schichten zulässig ist, wurde für die Berechnung ein Furnierschichtholzbalcken mit den Maßen 126x400 mm und aufliegender Betonplatte (1200x65 mm) angenommen.

Es wurden keine Angaben zur Holzgüte getätigt. Lediglich dass es sich um Furnierschichtholz mit einem gemessenen E-Modul von 11340 N/mm² und einem Wert für $f_{m,k}$ von 48 N/mm² (ermittelt mit unabhängiger Qualitätskontrolle) handelt. Nimmt man an, dass der gegebene E-Modul einen charakteristischen Wert darstellt ($E_{0,k} = 11340$ N/mm²), so ähnelt dieses Holz am ehesten der Holzgüte LVL 50 S ($E_{0,k} = 11600$ N/mm² und $f_{m,0,flat,k} = 50$ N/mm² bzw. $f_{m,0,edge,k} = 44$ N/mm²) nach DIN EN 14374 [41], welche für die Berechnung angenommen wird. Die Festigkeiten und Steifigkeiten sind im Anhang in Tab. 6-3 gegeben. Der thermische Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{tim,T}$ wurde mit $8 \cdot 10^{-6}$ /K gewählt.

Laut Publizierenden werden die Umgebungsbedingungen in die Nutzungsklasse 3 nach [7] eingeteilt. Für die Berechnung nach [5] wird allerdings die Nutzungsklasse 2 angenommen. Dies stützt sich auf der Tatsache, dass die Holzfeuchte während der gesamten Aufzeichnung 15 % nicht übersteigt (siehe Anhang Abb. 6-8) und die Garage den Holzbalken vor direkter Witterung schützt. Die rel. Luftfeuchtigkeit übersteigt zwar mehrmals 85%, die mittlere rel. Luftfeuchtigkeit nach Gl. (5.2) beträgt allerdings nur 65,5 % (siehe auch Anhang Abb. 6-7), was eine Zuordnung in die NKL 2 rechtfertigen sollte.

Der verwendete Normalbeton bzw. schwindarmer Beton (Annahme: beide haben quarzhaltige Gesteinskörnungen $k_E = 9500$) hatte eine charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} von 35 N/mm² und ein $f_{ck,cylinder}$ von 45 N/mm². Man vermutet, dass es sich hierbei um die Betongüte C35/45 handelt, was für die Berechnung auch so angenommen wurde. Für die Klasse der Festigkeitsentwicklung von Beton wurde „CN“ und für die Zementklasse „N“ gewählt. Die Dicke der Betonschalung bestehend aus Holz wurde mit den gegeben 17 mm übernommen. Für den

schwindarmen Beton wurde in der Berechnung ein Endschwindmaß $\varepsilon_{cs,\infty}$ von -0,25 ‰ angesetzt. Der thermische Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{conc,T}$ wurde mit $12 \cdot 10^{-6}/K$ gewählt.

Die Verbindungsmittleigenschaften (Werte für $K_{0,4}$, $K_{0,6}$ bzw. $K_{0,8}$ siehe Tab. 5-11 bzw. Anhang Tab. 6-3) wurden für die Berechnung unverändert [40] entnommen. Es ist unbekannt in welchem Abstand die Verbindungsmittel zueinander platziert wurden und ob sie dem Querkraftverlauf angepasst sind. Lediglich wurde die Anzahl der Verbindungsmittel (sechs bzw. acht) angegeben. Aus der Anzahl der Verbindungsmittel wurde für die Balken „H“ und „I“ für die Berechnung ein effektiver Verbindungsmittelabstand $s_{i,eff}$ von 1500 mm mit 250 mm Abstand von beiden Auflagern bzw. für den Balken „J“ ein Abstand $s_{i,eff}$ von 1100 mm mit 150 mm Abstand von beiden Auflagern gewählt. Die Verbindungsmittel wurden dabei vereinfacht dem Querkraftverlauf nicht angepasst.

Die gegebene Flächenlast von $2,2 \text{ kN/m}^2$, welche 40,0 % der Bemessungslast im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($E_d = G_k + 0,4 \cdot Q_k$) entspricht, wurde auf eine Flächenlast q_k von $5,5 \text{ kN/m}^2$ umgerechnet, um einen vollen Betrag (100 %) für q_k zu erhalten.

Der Versuch war zum Zeitpunkt der Publikation (4 Jahre nach Belastungsbeginn) noch nicht abgeschlossen. Das Betonalter bei Belastungsbeginn betrug 36 Tage. Der Beton wurde für fünf Tage nachbehandelt, weswegen von einem Betonalter bei Trocknungsbeginn von 5 Tagen ausgegangen wird.

Zur Berechnung wird herangezogen, dass die Temperatur im Beton bzw. im Holz zu jeder Zeit der Umgebungstemperatur entspricht. Die maximale und minimale Temperatur betrug $28,4 \text{ }^\circ\text{C}$ bzw. $2,1 \text{ }^\circ\text{C}$ (siehe Anhang Abb. 6-7) und wurde so übernommen. Die Aufstelltemperatur von Beton $T_{0,conc}$ und Holz $T_{0,tim}$ wurde lt. EN 1991-1-5 Anhang A Kap. A.1(3) [29] zu $10 \text{ }^\circ\text{C}$ gewählt. Der zeitl. Temperaturverlauf (siehe Anhang Abb. 6-7) zeigt eine relativ gleichmäßige Zu- bzw. Abnahme der Temperatur, weswegen für die Berechnung vereinfachend von einem annähernd konstanten Temperaturverlauf ausgegangen wird (mittlere Temperatur: $15,25 \text{ }^\circ\text{C}$, siehe (5.1)).

Die maximale und minimale rel. Luftfeuchtigkeit der Umgebung betrug $92,5 \text{ } \%$ bzw. $48,7 \text{ } \%$. Für die Berechnung wurde allerdings das Maximum und Minimum der rel. Luftfeuchtigkeit mit $98,0 \text{ } \%$ bzw. $33,0 \text{ } \%$ herausgemessen, da man im Diagramm deutlich erkennt, dass die vom Publizierenden genannten Extrema unter- bzw. überschätzt wurden. In der Berechnung wurde dann eine rel. Luftfeuchtigkeit RH von $65,5 \text{ } \%$ berücksichtigt (lt. Gl. (5.2)).

Als Einbaufeuchte mc_0 wurden $11 \text{ } \%$ angenommen (siehe Anhang Abb. 6-8). Die max. und min. Holzfeuchte von $14,6 \text{ } \%$ (mc_{max}) bzw. $10,8 \text{ } \%$ (mc_{min}) wurden wie in [39] für die Berechnung beibehalten (siehe auch Anhang Abb. 6-8). Die Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} wurde nach Gl. (5.3 mit $12,7 \text{ } \%$ abgeschätzt.

Eine Übersicht aller Annahmen ist ebenfalls im Anhang in Tab. 6-3 zu finden.

5.3.5 Diskussion und Vergleich der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 mit jenen aus dem Versuch

Die analytisch ermittelte Durchbiegung nach [5] ist in Abb. 5-8 dargestellt. Die Durchbiegung in Feldmitte bei Belastungsbeginn beträgt $12,67 \text{ mm}$, $12,67 \text{ mm}$ bzw. $12,26 \text{ mm}$. Im Zeitraum nach drei bis sieben Jahren nahm die Verformung um $165,5 \text{ } \%$, $139,65 \text{ } \%$ bzw. $147,31 \text{ } \%$ auf einen Wert von $33,65 \text{ mm}$, $30,37 \text{ mm}$ bzw. $30,31 \text{ mm}$ zu. Zum Zeitpunkt $t = \infty$ (± 50 Jahre) ist die Durchbiegung auf einen Endwert von $39,98 \text{ mm}$, $35,0 \text{ mm}$ bzw. $34,87 \text{ mm}$ gestiegen, was einer Verformungszunahme um $215,43 \text{ } \%$, $176,18 \text{ } \%$ bzw. $184,45 \text{ } \%$ gegenüber der Durchbiegung bei Belastungsbeginn entspricht.

In Tab. 5-14 sind die Versuchsergebnisse aus [39] den ermittelten Durchbiegungen nach [5] gegenübergestellt. Beim Balken „H“ wich die berechnete Anfangsdurchbiegung w_0 nach [5] von der experimentell ermittelten Durchbiegung um $-9,50 \text{ } \%$ ab. Nach 3 bis 7 Jahren (im Versuch

nach 4 Jahren) ist die Abweichung von den Versuchsergebnissen nach [39] mit -1,03 % (experimentell) bzw. -1,90 % (analytisch) am geringsten und nach 50 Jahren beträgt diese -12,90 % (siehe Tab. 5-14). Die Durchbiegung konnte beim Balken „H“ durch die ONR CEN/TS 19103 [5] sehr gut abgeschätzt werden (vor allem für den Zeitraum „3 bis 7 Jahre“), auch wenn die Verformung für alle Zeitpunkte unterschätzt wird und somit die Vorhersage auf der unsicheren Seite liegt.

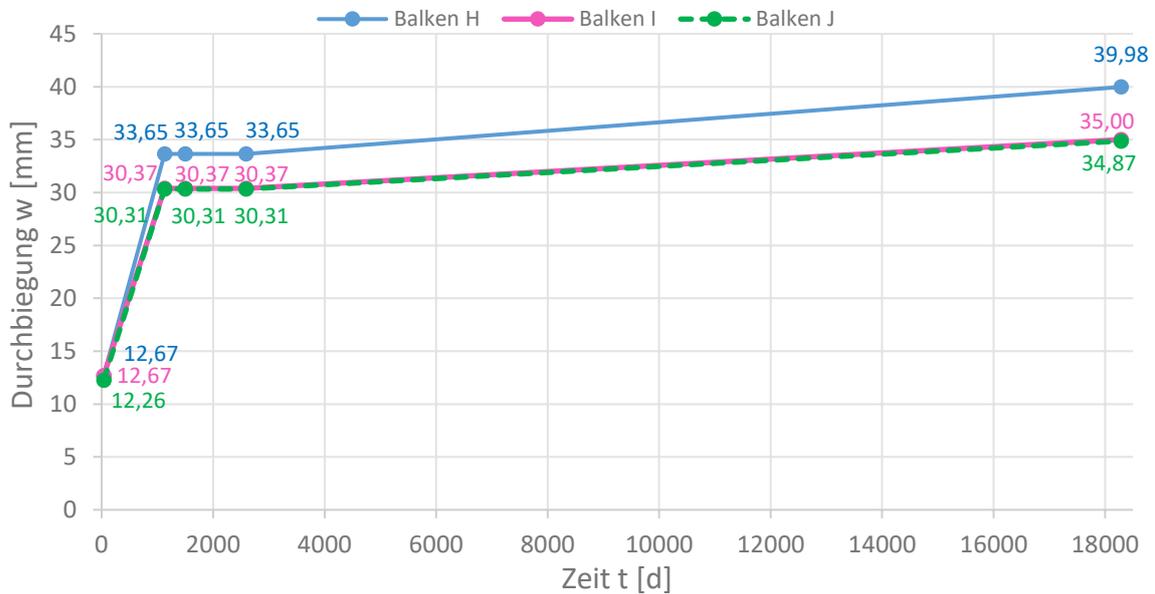


Abb. 5-8: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung nach [5]

Für den Balken „I“, der sich vom Balken „H“ nur durch die Verwendung von schwindarmem Beton unterscheidet, konnte, abgesehen von der Anfangsdurchbiegung w_0 , ein ähnliches Verhalten beobachtet werden. Die Anfangsverformung w_0 wich um 29,29 % von den Resultaten nach [39] ab und im Zeitraum „nach 3 bis 7 Jahren“ wurde die Verformung durch die ONR CEN/TS 19103 [5] sehr genau mit einer Abweichung von nur 1,57 % von den experimentellen Versuchsergebnissen bzw. 2,60 % von den analytischen Versuchsergebnissen prognostiziert. Diesmal sind die Ergebnisse nach [5] allerdings auf der sicheren Seite. Lediglich die Endverformung nach 50 Jahren blieb um -13,15 % unterschätzt und somit auf der unsicheren Seite.

Tab. 5-14: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und jenen nach [5] (Durchbiegung in [mm])

	Balken „H“	Balken „I“	Balken „J“	w_I / w_H	w_J / w_I
exp. w_0	14,0	9,8	10,1	-30,00 %	3,06 %
exp. $w_{4\text{Jahre}}$	34,0	29,9	25,5	-12,06 %	-14,72 %
anal. $w_{4\text{Jahre}}$	34,3	29,6	27,7	-13,70 %	-6,42 %
anal. w_{max}	45,9	40,3	37,6	-12,20 %	-6,70 %
CEN/TS 19103 w_0	12,67	12,67	12,26	0,00 %	-3,24 %
CEN/TS 19103 $w_{3-7\text{Jahre}}$	33,65	30,37	30,31	-9,75 %	-0,20 %
CEN/TS 19103 w_{max}	39,98	35,0	34,87	-12,46 %	-0,37 %
$w_{0,\text{CEN}} / w_{0,\text{exp}}$	-9,50 %	29,29 %	21,39 %	-	-
$w_{3-7\text{Jahre,CEN}} / w_{4\text{Jahre,exp}}$	-1,03 %	1,57 %	18,86 %	-	-
$w_{3-7\text{Jahre,CEN}} / w_{4\text{Jahre,anal}}$	-1,90 %	2,60 %	9,42 %	-	-
$w_{\text{max,CEN}} / w_{\text{max,anal}}$	-12,90 %	-13,15 %	-7,26 %	-	-

Für den Balken „J“, der sich von den übrigen Balken durch einen größeren Querschnitt und der Art und Anzahl der Verbindungsmittel unterscheidet (siehe Abb. 5-6 und Abb. 5-7), spiegelte sich ein anderes Verhalten wider. Die Anfangsdurchbiegung nach [5] wich um 21,39 % von den Versuchsergebnissen nach [39] ab. Der Zeitraum „nach 3 bis 7 Jahren“ wurde mit der ONR CEN/TS 19103 [5] mit einer größeren Sicherheit von 18,86 % (experimentell) bzw. 9,42 % (analytisch) abgebildet als bei den übrigen Balken. Die Enddurchbiegung wurde hingegen dafür etwas besser als bei den übrigen Balken prognostiziert mit einer Differenz von -7,26 %.

Der Vergleich der Versuchsergebnisse [39] zwischen Balken „H“ und „I“ zeigt, dass die Verwendung von schwindarmem Beton die Anfangsdurchbiegung um 30,0 % und die Langzeitverformung um bis zu 13,70 % verringert (siehe Tab. 5-14). Die ONR CEN/TS 19103 [5] bildet ein sehr ähnliches Verhalten ab (siehe Tab. 5-14): die Durchbiegung nach 3 bis 7 Jahren $w_{3-7\text{Jahre}}$ wird um 9,75 % verringert und die Enddurchbiegung w_{max} um 12,46 %. Während die Durchbiegung $w_{3-7\text{Jahre}}$ auf der sicheren Seite liegend um 9,75 % verringert wird (im Vgl. zu -12,06 % bzw. -13,70 % im Versuch), wird die Verringerung der Enddurchbiegung w_{max} mit -12,46 % minimal um 0,26 % gegenüber den analytischen Versuchsergebnissen [39] (-12,20 %) überschätzt. Da das Endschwindmaß $\epsilon_{\text{CS},\infty}$ bei der analytischen Berechnung nach aktueller Normenlage ([5] und [7]) erst zu späteren Zeitpunkten als beim Belastungsbeginn berücksichtigt wird, unterscheiden sich die Anfangsverformungen w_0 des Balkens „H“ und „I“ nicht voneinander (0,0 %).

Der Balken „J“ hat im Vergleich zum Balken „I“ einen zweiten Furnierschichtholz balken (2x63x400 mm), eine doppelt so breite Betonplatte (1200 mm statt 600 mm) sowie eine andere Art und Anzahl des Verbindungsmittels. Während im Versuch [39] die Anfangsdurchbiegung w_0 vom Balken „J“ um 0,3 mm (+3,06 %) größer ist als jene vom Balken „I“, konnte mit dem neuen Querschnitt die Langzeitverformung $w_{4\text{Jahre}}$ um -14,72 % (experimentell) bzw. -6,42 % (analytisch) und die Endverformung w_{max} um -6,70 % verringert werden. Bei der Nachrechnung nach aktueller Normenlage ([5] und [7]), verringert sich zwar die Anfangsdurchbiegung w_0 mit -3,24 % auf die unsichere Seite, die Langzeitverformung hingegen bleibt fast unverändert (Abweichung -0,20 % bzw. -0,37 %). Der mögliche Grund für diese geringe Abweichungen könnte in den größeren Differenzen zwischen den Durchbiegungen nach [5] und den Versuchsergebnissen [39] des Balkens „J“ liegen, wo sich die Langzeitverformung um 18,86 % bzw. 9,42 % und -7,26 % unterscheidet (siehe oben).

Die Langzeitverformung aller drei Balken konnte mit der ONR CEN/TS 19103 [5] sehr genau prognostiziert werden (Genauigkeit bis zu -1,03 %). Am genauesten wurde die Durchbiegung des Balkens „H“ und „I“ vorhergesagt, auch wenn die Ergebnisse zum Teil auf der unsicheren Seite liegen (bis zu -13,15 %). Obwohl die Langzeitverformungen des Balkens „J“ nach [5] auf der sicheren Seite liegen, sind diese Ergebnisse mit Vorsicht zu genießen, da dieser Balken perforierte Nagelplatten als Verbindungsmittel enthält und die [5] eigentlich nur „stiftförmige“ Verbindungsmittel (im 90° Winkel zur Trennfuge eingebaut) und Kerfen in der Berechnung zulässt. Falls diese Nagelplatten allerdings in den Geltungsbereich der ONR CEN/TS 19103 [5] fallen sollten, liefert [5] auch hier sehr genaue Vorhersagen der Langzeitverformung dieses Balkens. Zusätzlich zeigt der Versuch, dass die Einflüsse von schwindarmem Beton durch die [5] gut abgedeckt werden und die getroffenen Annahmen lt. Kapitel 5.3.4 u. A. auch die Annahme der Nutzungsklasse 2, ebenfalls sehr zutreffend zu sein scheinen.

5.4 1-Jahres Langzeitversuch an Holz-Beton-Verbundbalken mit vorgefertigter Betonplatte

Der Versuch ist in [24] vollständig beschrieben. Die Verbindungsmiteileigenschaften wurden [11] entnommen. Alle anderen Werte und Informationen, die in der nachfolgenden, gekürzten Beschreibung zu finden sind, sind in [24] gegeben. Der Balken „1“ in diesem Versuch kann streng genommen nicht mit der ONR CEN/TS 19103 [5] nachgerechnet werden, da die Verbundkomponenten nicht durch Kerben bzw. „stiftförmige“ Verbindungsmittel, sondern durch Stahlplatten mit Nägeln verbunden sind (siehe auch 3.2). Da genaue Werte für die Verbindungsmiteileigenschaften vorliegen wurde dieser Versuch dennoch nachgerechnet unter der Annahme, dass diese Verbindungsmittelart sich ähnlich zu „stiftförmigen“ Verbindungsmitteln bzw. Kerben verhält.

5.4.1 Versuchsaufbau und Materialeigenschaften

Für den Versuch wurden zwei Holz-Beton-Verbundbalken (Balken „1“ bzw. „2“) mit 4,8 m Spannweite hergestellt (für Querschnittsabmessungen siehe Abb. 5-9). Ein als Einfeldträger ausgeführter Balken besteht jeweils aus einem Brettschichtholzträger (GL32 nach EN 1194, $E = 13,5$ GPa, $\rho = 458$ kg/m³, Holzfeuchte von 10 %) und einer Betonplatte aus selbstverdichtendem Beton (C20/25 Beton nach EC 2, experimentell bestimmte Eigenschaften: $f_{cm,cylinder} = 44,6$ MPa, $f_{cm,cube} = 53,7$ MPa, $E = 35,4$ GPa, $\rho = 2318$ kg/m³). Durch die Verwendung von selbstverdichtendem Beton ist ein sattes Anliegen zwischen Beton und Holz gegeben, wodurch Relativverschiebungen zwischen den beiden Werkstoffen vermieden wurden.

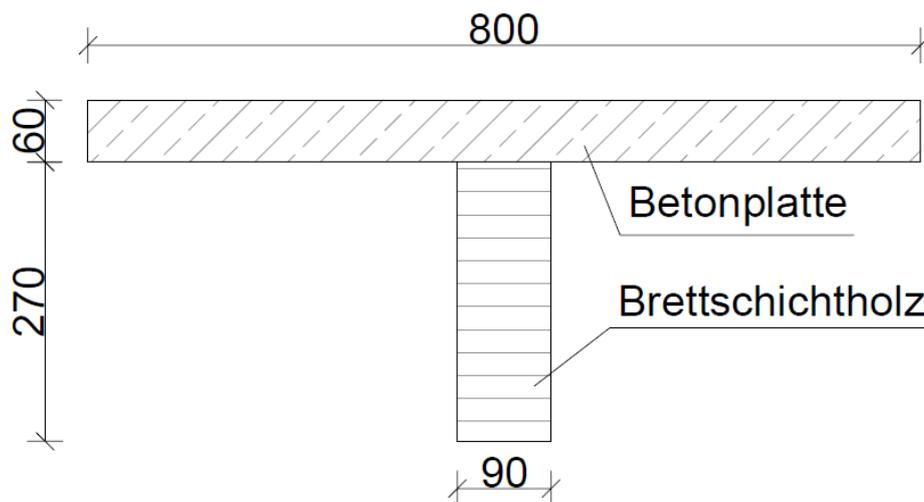


Abb. 5-9: Querschnittsabmessungen der beiden Balken 1 und 2 (Maße in mm). [24]

Für den Balken „1“ wurde dabei der Verbindungsmitteltyp „SP + N“ gewählt, welches aus einer 2,4 m langen, gelochten Metallplatte (eingebettet in die Betonplatte) und U-förmigen Metallplatten, die alle 600 mm an die Metallplatte angeschweißt sind, besteht (siehe Abb. 5-10). Die 2,4 m langen Metallplatten wurden zu einem 4,8 m langen Teil zusammengeschweißt und die U-förmigen Metallplatten wurden beidseitig an den Holzbalken genagelt (8-mal $\varnothing 4,5 \times 75$ mm). Der Balken „2“ hat den Verbindungsmitteltyp „SST+S“, welcher aus in den Beton eingebetteten Stahlrohren und 160 mm langen, vorgespannten (130 Nm) Schrauben mit 20 mm Durchmesser besteht (siehe Abb. 5-10) und alle 250 mm entlang der Spannweite des Trägers eingebracht wurde. Die Stahlrohre wurden dabei punktuell an die Bewehrungsmatte angeschweißt, danach der Holzbalken mit dem Beton durch Einschrauben der Schrauben in das Rohr verbunden und anschließend wurden die Schrauben vorgespannt.

Die Verbindungseigenschaften wurden experimentell mit Hilfe von Push-Out-Versuchen oder direkten Scherversuchen nach EN 26891 bestimmt (Bildung des Sekantenmoduls bei 40 %, 60 % bzw. 80 % der Scherkraft, die zum Versagen führt und Ermittlung der Scherfestigkeit). Die ermittelten Werte sind in Tab. 5-15 zusammengefasst:

Tab. 5-15: Materialeigenschaften der Verbindungen (Mittelwerte) [11]

Verbindung	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	F_{max} [kN]
Stahlplatten „SP + N“	258,8	113,1	68,3	42,3
Verschraubung „SST+S“	5,9	6,8	6,4	33,9

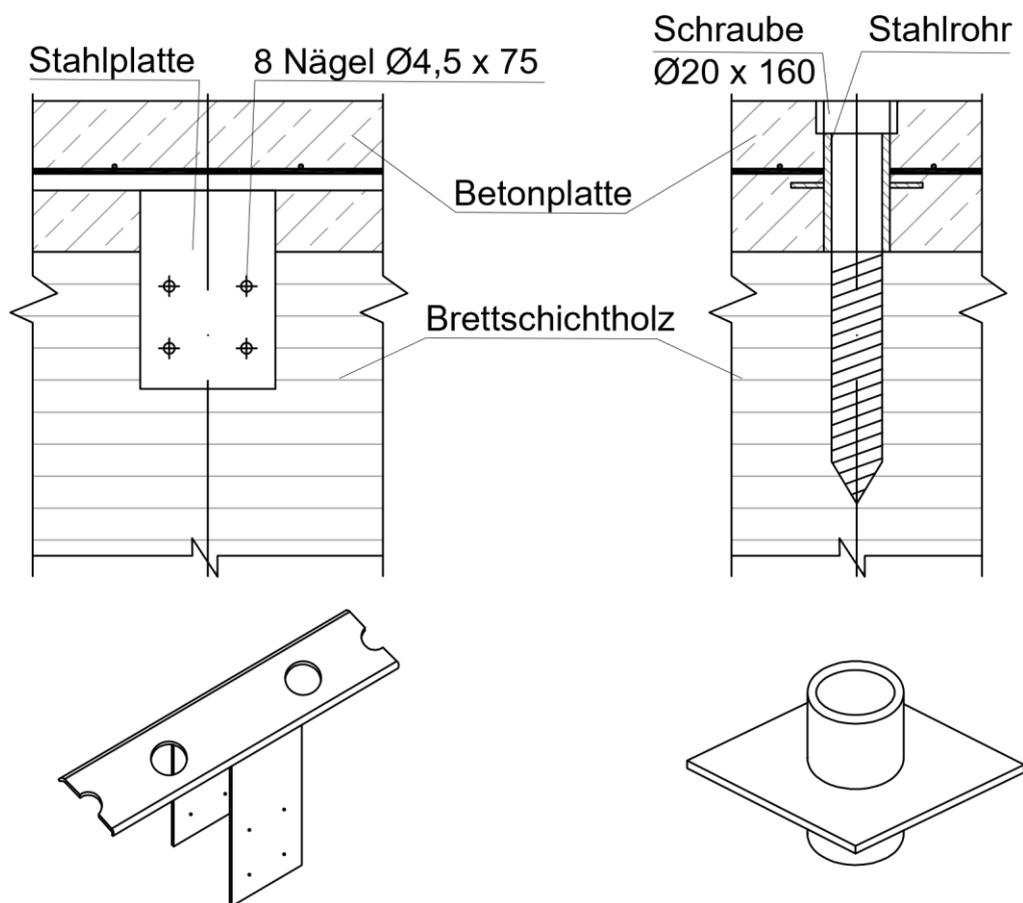


Abb. 5-10: Verbindung „SP + N“ (links), Verbindung „SST+S“ (rechts) (M1:3) [24]

5.4.2 Versuchsdurchführung

Die beiden Betonplatten wurden am 29. März 2006 hergestellt und nach 172 Tagen, am 17. September 2006, mit den Holzbalken zu HBV-Bauteilen verbunden. Für Montagezwecke wurden die Holzbalken unterstützt. Die Unterstützung wurde erst 68 Tage später entfernt (24. November 2006) und die Balken wurden für 304 Tage im unbeheizten Labor gelagert (in der Zeit wurden keine Materialparameter aufgezeichnet). 544 Tage nach Herstellung der Betonplatten, am 24. September 2007, begann der Vier-Punkt-Biegeversuch indem zwei konzentrierte Lasten (2 x 5,02 kN bei Balken „1“ und 2 x 6,65 kN bei Balken „2“), die 13 % der experimentell ermittelten Bruchlast entsprechen, in den Drittelpunkten der Spannweite beider HBV-Balken platziert und für 339

Tage belassen wurden. Die Belastung entspricht der quasi-ständigen Bemessungslast $F_p = G + \psi_2 \cdot Q$ (mit $G = 2,6/3,7 \text{ kN/m}^2$, $\psi_2 = 0,3$, $Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$). Nach 339 Tagen wurde die Belastung entfernt und die elastische Antwort für 21 Tage untersucht. Getestet wurde indoor in unbeheizten, unkonditionierten Umgebungsbedingungen.

Während der Versuchsdurchführung (339 + 21 Tage) wurden folgende Werte aufgezeichnet:

- Temperatur der Umgebung
- Relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung
- Vertikale Durchbiegung in Feldmitte
- Relativverschiebung zwischen Beton und Holz an bestimmten Verbindungsmitteln
- Dehnungen im Beton und Holz entlang der Querschnittsmitte

Trotz Angabe der Holzfeuchte im Brettschichtholzträger beim Einbau, wurde diese während des Versuchs nicht gemessen.

Mit Hilfe einer uniaxialen FE-Software wurden die Versuchsergebnisse überprüft. Hierfür wurden die beiden Balken „1“ und „2“ modelliert und die Verformung während des Beobachtungszeitraumes von 360 Tagen und nach 50 Jahren ermittelt. Zusätzlich wurden zwei weitere Balken „3“ und „4“ mit anderen Verbindungsmittel, deren Langzeitverhalten nicht untersucht wurde, modelliert und die Verformung nach 50 Jahren berechnet. Im Folgenden wurde auf die Angabe der Ergebnisse von Balken „3“ und „4“ verzichtet, da diese nur in der FE-Software modelliert wurden.

5.4.3 Ergebnisse des Publizierenden

Während die Temperatur zwischen $6,5 \text{ °C}$ im Winter und 23 °C im Sommer schwankte, nahm die relative Luftfeuchtigkeit Werte zwischen $27,5 \%$ (Sommer) und 72% (Winter) an. Die jährlichen Schwankungen der rel. Luftfeuchtigkeit und Temperatur beeinflussen das Verhalten der HBV-Bauteile. Insbesondere die Zunahme der relativen Luftfeuchtigkeit und Abnahme der Temperatur (indirekte Zunahme der rel. Luftfeuchte) bewirken eine erhöhte Holzfeuchte und dadurch neben einer zunehmenden Durchbiegung auch negative Verschiebungen an den Auflagern in geringem Ausmaß. Die Zunahmen der Durchbiegungen und Verschiebungen in den Verbindungsmitteln zufolge Änderungen in den Umgebungsbedingungen sind reversibel, d. h. der Ausgangszustand wird sich wieder einstellen, sobald sich die Umgebungsbedingungen wieder ändern.

Die Verschiebung in den Verbindungsmitteln war vernachlässigbar klein während des Versuchs, was auf die geringe, aufgebrachte Belastung bzw. die Reibung und den Verbund zwischen den Werkstoffen zurückzuführen ist.

Die Dehnungen im Holz und Beton sind ebenfalls vernachlässigbar klein, wobei die geringsten Deformationen in der Zug- und der Druckzone konnten bei minimaler rel. Luftfeuchtigkeit beobachtet werden. Die Dehnungen nahmen mit steigender rel. Luftfeuchtigkeit wieder zu.

Die Durchbiegung in Feldmitte zeigte ein ähnliches Verhalten über die Zeit bei beiden HBV-Balken. Die gemessenen Werte sind in Tab. 5-16 angegeben und den Durchbiegungen, welche mit Hilfe der FE-Software modelliert wurden, gegenübergestellt. Zusätzlich sind hier die ermittelten Werte nach 50 Jahren aufgeführt.

Tab. 5-16: experimentell/numerisch ermittelte Durchbiegung in Feldmitte (in mm)

Bauteil	v_{el}	v_{339}	$\Delta v_{el,339}$	v_{360}	$v_{50\text{Jahre}}$
Balken 1	5,58/5,15	8,28/8,91	5,62/5,15	1,97/2,59	-/16,24
Balken 2	5,40/5,28	9,54/9,12	5,28/5,23	3,46/2,40	-/14,87

Nach 339 Tagen konnte eine Zunahme der Verformung um 48 % im Balken „1“ bzw. 77 % im Balken „2“ erfasst werden. Danach wurde die Belastung entfernt und 21 Tage später (360. Tag) reduzierte sich die Verformung auf 35 % bzw. 64 % (Balken „1“ bzw. „2“) der elastischen Verformung bei Belastungsbeginn v_{el} . Die Durchbiegungen in Feldmitte beider Balken nach 50 Jahren ermittelt mit dem FE-Modell waren beide unterhalb des Grenzwertes von $l/250$ und betragen ca. das 3,5- bis 4-fache der sofortigen Durchbiegung, welche sich durch die Aufbringung der quasi-ständigen Belastung (ohne Eigengewicht des Balkens) ergab.

Der Vergleich von den experimentell ermittelten Ergebnissen mit den numerisch hergeleiteten zeigte, dass das uniaxiale FE-Modell das Langzeitverhalten von HBV-Konstruktionen gut abbildet und demnach für Langzeituntersuchungen geeignet ist. Die Durchbiegung in Feldmitte wurde durch das Modell sehr gut abgebildet (siehe Tab. 5-16, v. A. Balken „2“), während die Prognose der Verbindungsmittelverschiebungen und Holzdehnungen ausreichend genau war. Die größte Abweichung konnte bei den Betondehnungen beobachtet werden. Laut [24] ist die Langzeitdurchbiegung von HBV-Konstruktionen mit vorgefertigten Betonplatten kleiner als jene von HBV-Konstruktionen mit in situ gegossenen Betonplatte.

Tab. 5-17: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse

<u>Holz</u>	
Holzgüte (nach EN 1194)	GL32
$E_{0,mean}$ [N/mm ²]	13500
$\rho_{k,mean}$ [kg/m ³]	458
Nutzungsklasse	keine Angabe
$\alpha_{tim,T}$ [1/K]	$5 \cdot 10^{-6}$
<u>Beton</u>	
Dicke Schalung t_s [mm] (vorgefertigte Betonplatte)	0
Betongüte	C20/25
$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	53,7
$f_{cm,cylinder}$ [N/mm ²]	44,6
E [N/mm ²]	35400
ρ [kg/m ³]	2318
Klasse der Festigkeitsentwicklung (Annahme)	CN
$\alpha_{conc,T}$ [1/K]	$10 \cdot 10^{-6}$
<u>Verbindungsmittel</u>	
Herkunft Verbindungsmittleigenschaften	Push-Out-Test
$K_{0,4}$ [kN/mm]	258,8/5,9
$K_{0,6}$ [kN/mm]	113,1/6,8
$K_{0,8}$ [kN/mm]	68,3/6,4
$F_{v,rm}$ [kN]	42,3/33,9
<u>System und Belastung</u>	
statisches System	Einfeldträger
Vier-Punkt-Biegeversuch?	Ja
Anzahl Versuchskörper	2
Spannweite [m]	4,8
Faktor X,XX in „X,XX*P _{max} “ (GZG)	0,13/0,13
Nutzlast Q_k [kN/m ²]	3,0/3,0
Nutzlast P_k [kN] (in Drittpunkten angesetzt)	5,02/6,65
<u>Zeit</u>	
Dauer des Versuches [d]	339

Betonalter bei Trocknungsbeginn [d]	keine Angabe
Betonalter bei Belastungsbeginn [d]	544
<u>Temperatur</u>	
Max. Temperatur [°C]	23,0
Min. Temperatur [°C]	6,5
tägliche Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	72,0
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	27,5
mittlere rel. Luftfeuchtigkeit [%]	47,0
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte mc_0 [%]	10
Max. Holzfeuchte mc_{\max} [%]	keine Angabe
Min. Holzfeuchte mc_{\min} [%]	keine Angabe
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} [%]	keine Angabe
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte</u>	
exp. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	5,58/5,40
num. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	5,15/5,28
exp. Durchbiegung w_{339} nach 339 Tagen [mm]	8,28/9,54
num. Durchbiegung w_{339} nach 339 Tagen [mm]	8,91/9,12
num. Durchbiegung w_{\max} nach 50 Jahren [mm]	16,24/14,87

5.4.4 Annahmen für die Berechnung nach ONR CEN/TS 19103

Der Versuch wurde als Vier-Punkt-Biegeversuch durchgeführt (Einzelasten in den zwei Drittelpunkten aufgebracht). Da für die Berechnung der unelastischen Dehnungen lt. [5] dieselben Randbedingungen gelten wie für das γ -Verfahren (u. A. sinusförmige Belastung), wurde aus den Einzelasten P_k nach Gl. (5.4) eine Gleichlast q_k rückgerechnet, welche dasselbe resultierende Biegemoment in Feldmitte erzeugt, wie die zwei Einzelasten P_k .

Es wird angenommen, dass die gegebene Holzgüte GL32 lt. EN 1194 der Holzgüte GL32c lt. dem Nachfolgedokument EN 14080 [37] entspricht. Die benötigten Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften (siehe Anhang Tab. 6-4), wie z.B. $\rho_{k,\text{mean}}$, wurden allerdings, entgegen der Angabe des Publizierenden, der EN 14080 [37] entnommen, da diese die aktuelle Norm darstellt. Der thermische Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{\text{tim},T}$ mit $5 \cdot 10^{-6}/K$ wurde wie in [24] beibehalten.

Seitens des Publizierenden wurden keine Angaben gemacht, in welche Nutzungsklasse die Umgebungsbedingungen einzuteilen sind. Für die Berechnung nach [5] wird die Nutzungsklasse 2 angenommen. Dies stützt sich auf der Tatsache, dass die rel. Luftfeuchtigkeit während des gesamten Versuchs 85 % nicht übersteigt (siehe auch Anhang Abb. 6-10). Dadurch sollte auch die Holzfeuchte den Grenzwert von 20 % nicht übersteigen. Zusätzlich wurde der Versuch indoor durchgeführt, wodurch der Holzbalken vor direkter Witterung geschützt ist und somit die gewählte Nutzungsklasse 2 rechtfertigt.

Die gegebene Betongüte C20/25 (siehe auch 5.4.1) wurde für die Berechnung beibehalten. Es wurde angenommen, dass es sich um Normalbeton mit quarzhaltigen Gesteinskörnungen ($k_E = 9500$) handelt. Für die Klasse der Festigkeitsentwicklung von Beton wurde „CN“ und für die Zementklasse „N“ gewählt. Da es sich um vorgefertigte Betonplatten handelt, welche zu einem spä-

teren Zeitpunkt mit dem Holzbalken verbunden wurden, kommen die HBV-Balken ohne Schalung ($t_s = 0$ mm) aus. Der thermische Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{\text{conc},T}$ mit $10 \cdot 10^{-6}/K$ wurde wie in [24] beibehalten.

Die Verbindungseigenschaften (Werte für $K_{0,4}$, $K_{0,6}$ bzw. $K_{0,8}$ siehe Tab. 5-15 bzw. Anhang Tab. 6-4) wurden für die Berechnung unverändert [11] entnommen. Die Verbindungsmittel sind dem Querkraftverlauf nicht angepasst und die jeweiligen Abstände wurden übernommen (siehe 5.4.1). Für die Berechnung ergibt sich somit ein effektiver Verbindungsmittelabstand $s_{i,\text{eff}}$ von 600 mm bzw. 250 mm.

Die gegebenen Einzellasten P_k mit 5,02 kN und 6,65 kN wurden auf eine Gleichlast q_k von 2,79 kN/m bzw. 3,69 kN/m umgerechnet.

Der Versuch dauerte 339 Tage. Das Betonalter bei Belastungsbeginn betrug 544 Tage. Zum Betonalter bei Trocknungsbeginn wurden keine Angaben seitens des Publizierenden gemacht, weswegen von keiner etwaiger Nachbehandlung des Betons ausgegangen wird und der Beton somit nach Fertigstellung sofort zu trocknen begann.

Zur Berechnung wird herangezogen, dass die Temperatur im Beton bzw. im Holz zu jeder Zeit der Umgebungstemperatur entspricht. Die maximale und minimale Temperatur betrug $23,0$ °C bzw. $6,5$ °C (siehe Anhang Abb. 6-10) und wurde so übernommen. Die Aufstelltemperatur von Beton $T_{0,\text{conc}}$ und Holz $T_{0,\text{tim}}$ wurde lt. EN 1991-1-5 Anhang A Kap. A.1(3) [29] zu 10 °C gewählt. Der zeitl. Temperaturverlauf (siehe Anhang Abb. 6-10) zeigt eine relativ gleichmäßige Zu- bzw. Abnahme der Temperatur, weswegen für die Berechnung vereinfachend von einem annähernd konstanten Temperaturverlauf ausgegangen wird (mittlere Temperatur: $14,75$ °C, siehe (5.1).

Die maximale und minimale rel. Luftfeuchtigkeit der Umgebung betrug $72,0$ % bzw. $27,5$ % (siehe Anhang Abb. 6-10) und wurde genauso wie die mittlere rel. Luftfeuchtigkeit mit $47,0$ % für die Berechnung übernommen.

Die Einbaufeuchte m_{c0} betrug 10 % (siehe Anhang Tab. 6-4). Es wurden keine Angaben zur max. und min. Holzfeuchte gemacht, weswegen diese, unter Einhaltung der Randbedingungen für quasi-konstante Umgebungsbedingungen (Kap. 3.1.5 in [5], max. 6 % Schwankung der Holzfeuchte), mit $m_{c\text{max}} = 11$ % und $m_{c\text{min}} = 9$ % abgeschätzt wurden. Die Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen $m_{c\text{use}}$ wurde nach Gl. (5.3 mit 10 % gewählt.

Eine Übersicht aller Annahmen ist ebenfalls im Anhang in Tab. 6-4 zu finden.

5.4.5 Diskussion und Vergleich der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 mit jenen aus dem Versuch

Die analytisch ermittelte Durchbiegung nach [5] ist in Abb. 5-11 dargestellt. Die Durchbiegung in Feldmitte bei Belastungsbeginn beträgt $3,41$ mm bzw. $9,31$ mm. Im Zeitraum nach drei bis sieben Jahren nahm die Verformung um $241,47$ % bzw. $22,69$ % auf einen Wert von $11,66$ mm bzw. $11,42$ mm zu. Zum Zeitpunkt $t = \infty$ ($\hat{=} 50$ Jahre) ist die Durchbiegung auf einen Endwert von $15,02$ mm bzw. $14,56$ mm gestiegen, was einer Verformungszunahme um $339,91$ % bzw. $56,37$ % gegenüber der Durchbiegung bei Belastungsbeginn entspricht.

In Tab. 5-18 sind die Versuchsergebnisse aus [24] den ermittelten Durchbiegungen nach [5] gegenübergestellt. Die Anfangsdurchbiegung w_0 des Balkens lt. aktueller Normenlage [5] und [7] liegt auf der unsicheren Seite im Vergleich zu den Versuchsergebnissen [24] und zwar mit einer Abweichung in Höhe von $-38,89$ % (experimentell) bzw. $-33,79$ % (numerisch). Da die Verformung nach [5] bzw. [7] nur bei Belastungsbeginn, zwischen 3 und 7 Jahren und nach 50 Jahren ermittelt werden kann, wird die experimentelle Durchbiegung nach 339 Tagen mit jener lt. [5] nach 3 bis 7 Jahren verglichen. Die ONR CEN/TS 19103 [5] liefert hier um $40,82$ % (experimentell) bzw. $30,86$ % (numerisch) erhöhte Ergebnisse als der Versuch [24]. Unter der Annahme, dass die Verformung bis zum Erreichen des Zeitpunktes „nach 3 bis 7 Jahren“ noch weiter zunimmt, könnte die ONR CEN/TS 19103 [5] hier sehr genaue Vorhersagen der Durchbiegung,

auf der sicheren Seite liegend, liefern. Die Enddurchbiegung w_{\max} hingegen wird von [5] im Vergleich zum numerischen Berechnungsmodell [24] um -7,51 % unterschätzt und liegt somit leicht auf der unsicheren Seite.

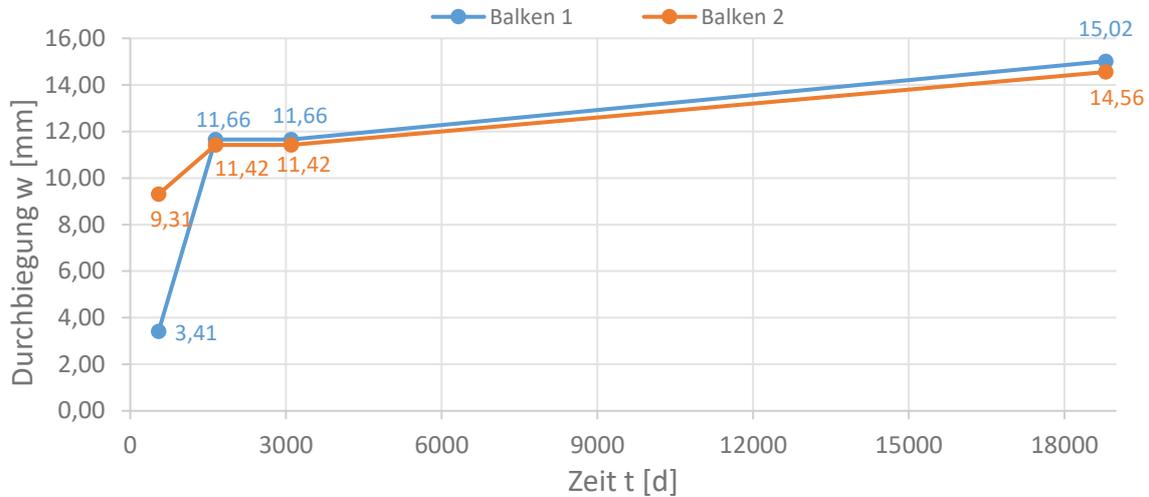


Abb. 5-11: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung nach [5]

Die aktuelle Norm [5] und [7] prognostiziert beim Balken 2 eine um 72,41 % (experimentell) bzw. 76,33 % (numerisch) erhöhte Anfangsdurchbiegung w_0 im Vergleich zum Versuch [24]. Die ermittelte Durchbiegung ist demnach konservativ. Für den Zeitpunkt „nach 3 bis 7 Jahren“ liefert die ONR CEN/TS 19103 [5] um 19,71 % (experimentell) bzw. 25,22 % (numerisch) erhöhte Ergebnisse als der Versuch [24]. Wie schon beim Balken 1 könnte die ONR CEN/TS 19103 [5] hier sehr genaue Vorhersagen der Durchbiegung, auf der sicheren Seite liegend, liefern, wenn die Verformung bis zum Erreichen des Zeitpunktes „nach 3 bis 7 Jahren“ noch weiter ansteigt. Obwohl die Enddurchbiegung w_{\max} nach [5] um -2,08 % leicht unterschätzt wird, wurde hier eine sehr genaue, wenn auch auf der unsicheren Seite liegende Vorhersage der Endverformung w_{\max} getroffen.

Tab. 5-18: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und jenen nach [5] (Durchbiegung in [mm])

	Balken 1	Balken 2	w_2/w_1
exp. w_0	5,58	5,40	-3,23 %
num. w_0	5,15	5,28	2,52 %
exp. w_{339}	8,28	9,54	15,22 %
num. w_{339}	8,91	9,12	2,36 %
num. w_{\max}	16,24	14,87	-8,44 %
CEN/TS 19103 w_0	3,41	9,31	173,02 %
CEN/TS 19103 $w_{3-7\text{Jahre}}$	11,66	11,42	-2,06 %
CEN/TS 19103 w_{\max}	15,02	14,56	-3,06 %
$w_{0,\text{CEN}}/w_{0,\text{exp}}$	-38,89 %	72,41 %	-
$w_{0,\text{CEN}}/w_{0,\text{num}}$	-33,79 %	76,33 %	-
$w_{3-7\text{Jahre,CEN}}/w_{339,\text{exp}}$	40,82 %	19,71 %	-
$w_{3-7\text{Jahre,CEN}}/w_{339,\text{num}}$	30,86 %	25,22 %	-
$w_{\max,\text{CEN}}/w_{\max,\text{num}}$	-7,51 %	-2,08 %	-

Während des Versuchs konnte, im Vergleich zum Balken 1, durch die Verwendung des Verbindungsmitteltyps „SST+S“ statt „SP+N“ beim Balken 2 die Anfangsdurchbiegung w_0 um -3,23 % verringert werden. Die Betrachtung der numerisch ermittelten Durchbiegung w_0 zeigte je-

doch eine Zunahme um 2,52 %. Die Verformung des Balkens 2 wurde zum Zeitpunkt „t = 339 Tage“ allerdings durch den anderen Verbindungsmitteltyp um 15,22 % bzw. 2,36 % erhöht. Die Enddurchbiegung w_{\max} verringerte sich wiederum um -8,44 %. Die Nachrechnung lt. EC 5 [7] ergab bei Belastungsbeginn eine um 173,02 % erhöhte Durchbiegung des Balkens 2 im Vergleich zum Balken 1. Dies lässt sich einerseits darauf zurückführen, dass lt. EC 5 [7] die reale Durchbiegung w_0 des Balkens 1 um -38,89 % unterschätzt und andererseits die Verformung w_0 des Balkens 2 um 72,41 % überschätzt wird. Der Einfluss des Wechsels auf die Verformung w_0 konnte mit dem EC 5 [7] eher schlecht prognostiziert werden. Der Vergleich der Zeitpunkte „t = 339 Tage“ und „nach 3 bis 7 Jahren“ zeigt eine viel bessere Übereinstimmung mit 15,22 % (experimentell) bzw. 2,36 % (numerisch) und -2,06 % Abweichung von den Durchbiegungen der Balken zu den Zeitpunkten. Geht man nun wieder davon aus, dass sich die Balken weiter durchbiegen bis zum Erreichen des Zeitpunktes „nach 3 bis 7 Jahren“, könnte auch der Effekt des Wechsels des Verbindungsmittels gut abgebildet werden. Die Endverformung w_{\max} wurde durch die ONR CEN/TS 19103 [5] um -3,06 % verringert im Gegensatz zu dem numerischen Ergebnis mit -8,44 %. Dieser Unterschied in den Resultaten lässt sich auf die Unterschätzung der Enddurchbiegung w_{\max} des Balkens 1 um -7,51 % zurückführen (siehe Tab. 5-18). Auch hier würde der Wechsel des Verbindungsmittels gut veranschaulicht werden, wenn die Enddurchbiegungen w_{\max} nach [5] höhere Genauigkeiten hätten.

Obwohl keine experimentellen Ergebnisse zum Zeitpunkt „nach 3 bis 7 Jahren“ vorliegen und deswegen w_{339} nach [24] mit $w_{3-7\text{Jahre}}$ nach [5] verglichen wird, kann man davon ausgehen, dass die ONR CEN/TS 19103 [5] sehr gute Vorhersagen bezüglich der Durchbiegung liefert. Lediglich die Enddurchbiegung w_{\max} wird mit einer Abweichung von -7,51 % bzw. -2,08 % auf der unsicheren Seite leicht unterschätzt (siehe Tab. 5-18).

5.5 4,5-Jahres Langzeitversuch von zwei HBV-Balken mit geklebter Verbindung

Der Versuch ist in [42] vollständig beschrieben. Alle Werte und Informationen, die in der nachfolgenden, gekürzten Beschreibung zu finden sind, wurden [42] entnommen. Dieser Versuch kann nicht mit der ONR CEN/TS 19103 [5] nachgerechnet werden, da die Verbundkomponenten nicht durch Kerben bzw. „stiftförmige“ Verbindungsmittel, sondern durch Kleber verbunden sind (siehe auch 3.2). Um einen Einblick in geklebte Langzeitversuche zu gewähren, wurde dieser dennoch kurz zusammengefasst.

5.5.1 Versuchsaufbau und Materialeigenschaften

Für den Langzeitversuch wurden zwei HBV-Balken (bezeichnet als „PL“ und „PQ“) mit einer Spannweite von 4,8 m bzw. 4,0 m (Einfeldträger) hergestellt. Für die Holzbalken wurden Fichtenstreifen mit 120 mm Breite und 36 mm Dicke zu einem Brettschichtholzträger (C24 nach SIA 265 siehe Tab. 5-19) zusammengeklebt, die allerdings aufrecht eingebaut wurden (siehe Abb. 5-12). Die Betonplatte besteht aus Normalbeton (C25/30 nach SIA 262, siehe Abb. 5-12 und Tab. 5-19). Zusätzlich wurden Betonprobekörper gegossen, um die Festigkeiten zu messen.

Tab. 5-19: Materialeigenschaften gemessen am Probekörper* (Mittelwert) bzw. nach SIA (charakteristisch) (in MPa)

	Holz (parallel zur Faser)	Beton (28 Tage)
E-Modul E_w	10887*	29000
Druckfestigkeit $f_{c,0}$	27,0	34,4*
Scherfestigkeit f_v	3,4	1,7
Zugfestigkeit $f_{t,0}$	18,0	5,1*

Als Verbindungsmittel wurde ein zwei-Komponenten Epoxid (Sikadur-T35-LVP, $\rho = 1,2 \text{ g/cm}^3$, Zugscherfestigkeit getestet an Stahl betrug 21 N/mm^2 , Zugfestigkeit von 3500 N/mm^2) benutzt. Ungefähr 1200 g/m^2 des Klebers wurden hierfür direkt auf dem Holzbalken verteilt, wodurch eine ungefähr 1 mm dicke Epoxidschicht entstand. 90 min später wurde der Beton darauf vergossen (nass-in-nass). Der Balken „PL“ hat eine effektive Biegesteifigkeit $(EI)_{ef}$ von $4,43 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$ und der Balken „PQ“ $4,64 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$. Nach 4,5 Jahren beträgt diese $4,28 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$ bzw. $4,46 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$.

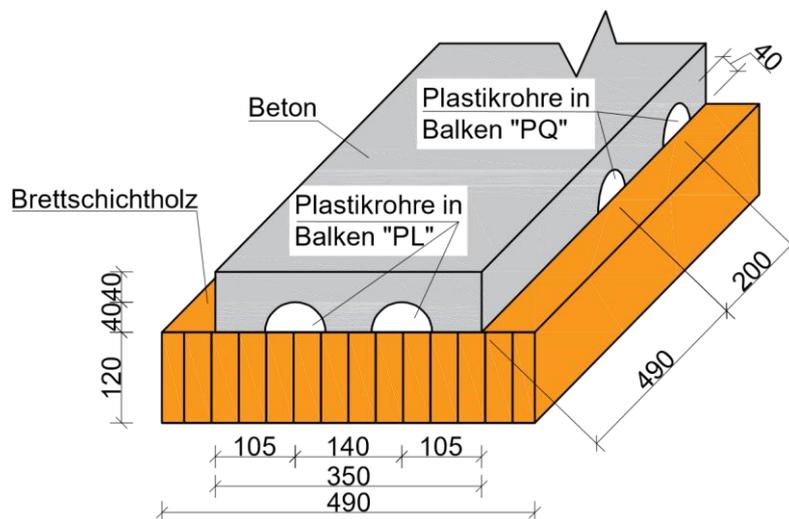


Abb. 5-12: Querschnittsabmessungen (Maße in mm, M1:10)

In der Verbundfuge wurden Plastikröhren (\varnothing 80 mm, Dicke 3 mm) eingebaut, um das Gewicht zu reduzieren und die Möglichkeit zu schaffen Leitungen zu verlegen, wobei die zwei Plastikröhren im Balken „PL“ in longitudinaler Richtung über die gesamte Länge des Balkens verlaufen und dadurch die Kontaktfläche zw. Holz und Beton auf 55 % reduzieren, während im Balken „PQ“ acht Plastikrohre in transversaler Richtung entlang der Breite des Balkens verlegt wurden und die Kontaktfläche dadurch auf 87 % verringern (siehe Abb. 5-12).

Die Verbindungsmitelegenschaften wurden laut Publizierenden den Herstellerangaben entnommen. Genauere Werte zu den Verbindungsmittelsteifigkeiten werden vom Publizierenden bzw. Hersteller nicht angegeben. Lediglich die effektive Schubspannung in der Verbundfuge $\tau_{\max,PL} = 3,8 \text{ N/mm}^2$ bzw. $\tau_{\max,PQ} = 3,3 \text{ N/mm}^2$ bei Bauteilversagen wurde hier genannt.

5.5.2 Versuchsdurchführung

Im Juni 2005 startete der Langzeitversuch und dauerte 4,5 Jahre bis Jänner 2010. Die beiden Balken „PL“ und „PQ“ wurden zum Zwecke der Platzeinsparung und gleichzeitiger Belastung beider Prüfkörper mit derselben Last übereinander gelagert und einem Vier-Punkt-Biegeversuch nach EN 408 [43] unterzogen (siehe Abb. 5-13). Damit sichergestellt ist, dass innerhalb jedes Balkens das Holz auf Zug und der Beton auf Druck beansprucht wird, wurde der obere Balken „PQ“ auf den „Kopf“ gelegt (siehe Abb. 5-13). Die Belastung, welche aus den zwei Betonwürfeln mit jeweils 15 kN und dem Eigengewicht („PL“: 1,05 kN/m bzw. „PQ“: 1,10 kN/m) besteht, entspricht ca. 30 % der max. aufnehmbaren Last. Aufgrund des Übereinanderlegens beider Balken, wird der Balken „PL“ durch zwei zusätzliche Einzellasten (ca. 2,64 kN) belastet, die aus dem Eigengewicht des Balkens „PQ“ resultieren (siehe Abb. 5-13). Getestet wurde indoor in unregulierten Umgebungsbedingungen mit Frischluftzufuhr von draußen.

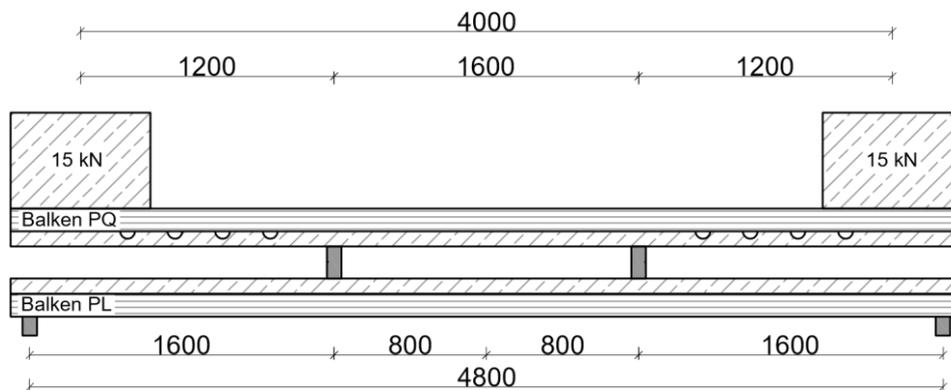


Abb. 5-13: Anordnung der Balken zur Versuchsdurchführung (Maße in mm, M1:40)

Während der Versuchsdurchführung wurden folgende Werte aufgezeichnet:

- die Durchbiegung in Feldmitte
- relative Luftfeuchtigkeit
- Raumtemperatur

Anfangs wurden die Werte täglich gemessen, nach sechs Monaten einmal alle zwei Tage und nach einem Jahr einmal pro Woche immer um ca. 9:00.

Unter der Annahme einer völlig starren Verbindung, wurden mit Hilfe der erfassten Werte die Durchbiegungskurven über den beobachteten Zeitraum modelliert (für Input-Parameter siehe [42])

Nach Abschluss des Langzeitversuchs wurden beide Balken in einem Vier-Punkt-Biegeversuch einer quasi-statischen Kurzzeitbelastung unterworfen, bis Bauteilversagen eingetreten ist. Die

Last-Verformungskurven und Last-Verschiebungskurven (Verschiebung zw. Beton und Holz) zeigten lineares Verhalten bis zum Bruch (Spröbruch im Beton zufolge Schub- und Druckspannungen). Die Steifigkeit nach Wiederbelastung zeigte kaum Abweichung zu der Anfangssteifigkeit.

5.5.3 Ergebnisse des Publizierenden

Die relative Luftfeuchte schwankte zw. 20,0 % und 62,5 % (durchschnittlich 44 %) und die Temperatur zw. 13,1 °C und 29,4 °C. Die maximale Temperatur wurde im Sommer, während die maximale rel. Luftfeuchtigkeit im Herbst (Zunahme der Deformationen) und die minimale rel. Luftfeuchtigkeit im Frühling (Abnahme der Deformationen) gemessen wurde. Es wurde eine zunehmende Durchbiegung bei relativ geringer Temperatursteigerung beobachtet, welche aber vermutlich durch das weitaus größer ausfallende Schwellen des Holzes im Vergleich zum thermischen Ausdehnen des Betons zurückzuführen ist.

Die initiale, elastische Durchbiegung in Feldmitte betrug 16,6 mm („PL“) bzw. 12,3 mm („PQ“), während die maximalen Durchbiegungen einen Wert von 14,9 mm („PL“) bzw. 9,4 mm („PQ“) annahmen. Die maximalen Durchbiegungen wurden nicht nach 4,5 Jahren, sondern kurz vor Versuchsende gemessen, aufgrund der jährlichen Schwankungen zufolge Änderungen der Temperatur und rel. Luftfeuchtigkeit (siehe auch Durchbiegungskurven in [42]). In den ersten sechs Monaten nach Belastungsaufbringung, nahm die Durchbiegung stark zu, vor allem wegen Kriechen. Bis zum Ende des Versuchs konnte ein weiterer, leichter Anstieg der Durchbiegung beobachtet werden, welcher von jährlichen Schwankungen (0,8 mm für Balken „PL“ bzw. 1,2 mm für Balken „PQ“, entsprechen 5 % bzw. 10 % der elastischen Durchbiegung) aufgrund von sich ändernder rel. Luftfeuchtigkeit geprägt war. Die geringe Zunahme der Durchbiegung über die Zeit wurde durch eine Kombination aus Kriechen (konstante Zunahme in Höhe von 1,6 mm/Jahr für Balken „PL“ bzw. 0,9 mm/Jahr für Balken „PQ“), Kriechen zufolge Feuchteänderungen und Betonschwinden verursacht, wobei erwartet wird, dass das Kriechen mit zunehmender Zeit abnimmt. Aufgrund der höheren Belastung und der größeren Spannweite erfuhr der Balken „PL“ eine höhere resultierende Durchbiegung von insgesamt 31,5 mm (ca. L/152, was den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit überschreitet) im Vergleich zum Balken „PQ“ mit 21,7 mm.

Die Relativverschiebung zw. Beton und Holz nahm im Laufe des Versuchs linear bis zu einem vernachlässigbaren Maximum von 0,6 mm („PL“) bzw. 0,5 mm („PQ“) zu, was auf einen Wirkungsgrad beider Verbundbauteile von mehr als 95 % schließen lässt, wenn die Balken mit einer Last beansprucht werden, die zum Bauteilversagen führt. Die Langzeitbeanspruchung hatte demnach kaum Auswirkungen auf das Verbundverhalten.

Der Vergleich zwischen den gemessenen und modellierten Durchbiegungen zeigt eine sehr gute Übereinstimmung für den gesamten Beobachtungszeitraum. Lediglich die jährlichen Schwankungen wurden etwas schlechter abgebildet. Mit Hilfe der Modellierung kann die Langzeitverformung bis zum Ende der Nutzung (50 Jahre) abgeschätzt werden.

Der Versuch hat gezeigt, dass die Aufbringung einer Belastung von ca. 30 % der max. aufnehmbaren Last, zu keiner Verschlechterung des Haftverbundes zwischen Beton und Holz führt. Zusätzlich konnte beobachtet werden, dass Langzeitbelastung zu keiner Abnahme des max. aufnehmbaren Biegemomentes führt.

Tab. 5-20: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse

<u>Holz</u>	
Abmessungen Holz (b/h in [mm])	490/120
Holzgüte (nach SIA 265)	C24
E_w [N/mm ²]	10887

Nutzungsklasse lt. Publizierenden	keine Angabe
<u>Beton</u>	
Abmessungen Beton (b/h in [mm])	350/80
Betongüte (nach SIA 262)	C25/30
E [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	29000
<u>Verbindungsmittel</u>	
Herkunft Verbindungsmittelleigenschaften	Herstellerangaben
K _{0,4} [kN/mm]	keine Angabe
K _{0,6} [kN/mm]	keine Angabe
K _{0,8} [kN/mm]	keine Angabe
F _{v,rm} [kN]	keine Angabe
Verbindungsmittel dem Q-Verlauf angepasst?	
S _{i,eff} [mm]	
<u>System und Belastung</u>	
statisches System	Einfeldträger
Vier-Punkt-Biegeversuch?	Ja
Anzahl Versuchskörper	2
Spannweite [m]	4,8/4,0
Faktor X,XX in „X,XX*P _{max} “ (GZG)	0,30
Nutzlast P _k [kN]	(15,0+2,64)/15,0
<u>Zeit</u>	
Dauer des Versuches [a]	4,5
Betonalter bei Trocknungsbeginn	keine Angabe
Betonalter bei Belastungsbeginn	keine Angabe
<u>Temperatur</u>	
Max. Temperatur [°C]	29,4
Min. Temperatur [°C]	13,1
tägliche Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	62,5
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	20,0
mittlere rel. Luftfeuchtigkeit [%] (lt. Publizierenden)	44,0
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte mc ₀ [%]	28,5
Max. Holzfeuchte mc _{max} [%]	13,7
Min. Holzfeuchte mc _{min} [%]	9,6
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc _{use} [%]	keine Angabe
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte</u>	
exp. Durchbiegung w ₀ bei Belastungsbeginn [mm]	16,6/12,3
exp. Durchbiegung w _{4,5Jahre} nach 4,5 Jahren [mm]	31,5/21,7
num. Durchbiegung w _{max} nach 50 Jahren [mm]	keine Angabe

5.6 Langzeitversuche an vier HBV-Balken aus Furnierschichtholz und verschiedenen Verbindungsmitteln

Der Versuch ist in [44] vollständig beschrieben. Die Verbindungsmittelleigenschaften wurden [45] entnommen. Alle anderen Werte und Informationen, die in der nachfolgenden, gekürzten Beschreibung zu finden sind, sind in [44] gegeben.

5.6.1 Versuchsaufbau und Materialeigenschaften

Vier, als Einfeldträger ausgeführte, HBV-Balken („B-NS“, „B-4N“, „B-6N“ und „B-SFS“) mit einer Spannweite von jeweils 5,8 m und unterschiedlichen Verbindungsmitteln wurden für den Versuch hergestellt. Ein Balken besteht aus einem Furnierschichtholzträger (siehe Tab. 5-21 für Materialeigenschaften) und einer Betonplatte aus Normalbeton (geforderte Druckfestigkeit von mind. 32 MPa, Druckfestigkeit nach 28, 56 bzw. 91 Tagen liegt bei 39,5, 44,3 bzw. 50,3 MPa, mittleres Trocknungsschwinden 800μ nach 28 Tagen) mit einer Bewehrungsmatte ($\varnothing 7 \text{ mm}$) zur Vermeidung von Schwindrissen (siehe Abb. 5-14).

Tab. 5-21: Materialeigenschaften des Furnierschichtholzes

Biegefestigkeit $f_{m,k}$	48 N/mm ²
Zugfestigkeit $f_{t,k}$	33 N/mm ²
Druckfestigkeit in Faserrichtung $f_{c,0,k}$	45 N/mm ²
Druckfestigkeit quer zur Faserrichtung $f_{c,90,k}$	12 N/mm ²
Scherfestigkeit $f_{v,k}$	5,3 N/mm ²
E-Modul E_k	13200 N/mm ²
Schub-Modul G_k	660 N/mm ²
Dichte ρ_k (bei 12 % Holzfeuchte)	620 kg/m ³

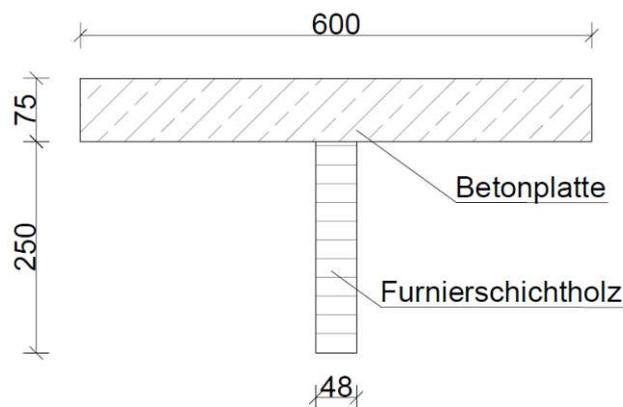


Abb. 5-14: Querschnitt der Balken (Maße in mm). [44]

Im Balken B-NS wurden normale Holzschrauben (Länge = 100 mm, $\varnothing = 5 \text{ mm}$) im Abstand von 500 mm als Verbindungsmittel gewählt. Der Verbindungsmitteltyp der beiden Balken B-4N und B-6N ist eine zimmermannsmäßige Verbindung (Länge = 200 mm, $\varnothing = 16 \text{ mm}$), wobei je nach Balken entweder vier oder sechs dieser Verbindungsmittel in unterschiedlichen Abständen zur Anwendung kommen. In den Balken B-SFS wurden SFS Schrauben (VB-4,8-7,5-165, Länge = 200 mm, $\varnothing = 6 \text{ mm}$) unter einem Winkel von $\pm 45^\circ$ und in einem Abstand von 300 mm eingebaut (siehe Abb. 5-15).

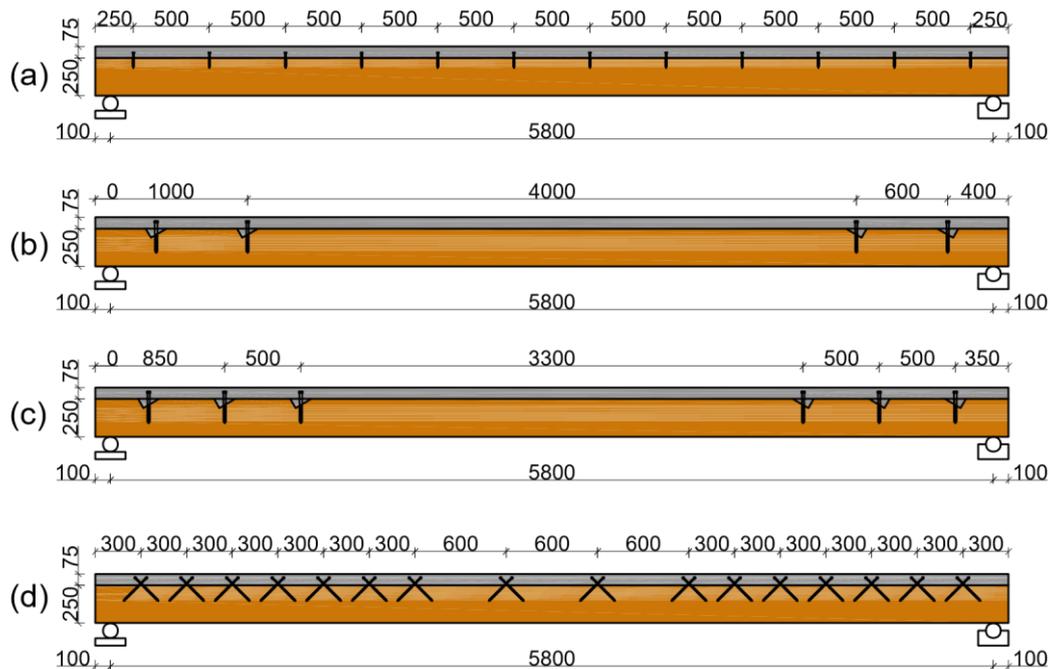


Abb. 5-15: Längsansicht der HBV-Balken (a) B-NS, (b) B-4N, (c) B-6N, (d) B-SFS (Maße in mm, M1:50)

Die Verbindungseigenschaften wurden experimentell mit Hilfe von Push-Out-Versuchen bestimmt (Bildung des Sekantenmoduls bei 40 %, 60 % bzw. 80 % der Scherkraft, die zum Versagen führt und Ermittlung der Scherfestigkeit). Die ermittelten Werte sind in Tab. 5-22 zusammengefasst:

Tab. 5-22: Materialeigenschaften der Verbindungsmittel

Verbindung	$K_{s,0,4}$ [kN/mm]	$K_{s,0,6}$ [kN/mm]	$K_{s,0,8}$ [kN/mm]	F_{\max} [kN]
Holzschraube	45,0	7,1	2,2	10,9
Kerve	36,9	35,1	31,6	32,6
SFS-Schraube	54,9	34,4	24,4	59,5

5.6.2 Versuchsdurchführung

Der Langzeitversuch startete im August 2010 (200 Tage nach dem Vergießen des Betons), indem auf den vier Balken gleichmäßig verteilte Bleibarren aufgelegt wurden, welche eine Belastung in Höhe von 1,05 kN/m darstellen und 43 % der max. aufnehmbaren (Langzeit-) Belastung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($G+0,4 \cdot Q$) entsprechen. Die Balken B-NS und B-4N wurden nach 550 Tagen entlastet und aus der Feuchteammer herausgeholt und die Belastung in einem Vier-Punkt-Biegeversuch wieder verschiebungsgesteuert stetig erhöht, bis die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sowie der Tragfähigkeit eingetreten sind, um die Verringerung der Biegesteifigkeit und die Resttragfähigkeit im Beton, Holz bzw. in den Verbindungsmitteln zu untersuchen. Die Langzeitversuche an den Balken B-6N und B-SFS waren zum Zeitpunkt der Verfassung von [44] noch nicht beendet (1400 Tage). Getestet wurde indoor in einer Feuchteammer im Labor der Universität von Sydney in semi-kontrollierten Umgebungsbedingungen (Einsatz eines Luftbefeuchters bzw. Ventilators).

Während der Versuchsdurchführung wurden folgende Werte aufgezeichnet:

- die Durchbiegung in Feldmitte
- relative Luftfeuchtigkeit der Raumluft

- Raumtemperatur
- Holzfeuchte

Die relative Luftfeuchtigkeit und die Temperatur der Feuchtekkammer wurden jede Stunde gemessen. Die mittlere Holzfeuchte wurde anhand von vier (kleinen und großen) Probekörpern bestehend aus der eingesetzten Holzart in der Feuchtekkammer gemessen. Die Holzfeuchte in kleinen Probekörpern wurde „regelmäßig“ und jene in den großen Probekörpern am Anfang und Ende jedes Zyklus (ca. alle vier Wochen) gemessen. Ein „Feuchtezyklus“ besteht aus einer „Feuchtperiode“ (rel. Luftfeuchtigkeit von 100 % durch Einsatz eines Luftbefeuchters erzielt) und einer „Trockenperiode“ (Öffnen der Feuchtekkammer und „Belüftung“ mit Hilfe eines Ventilators). Die Durchbiegung in Feldmitte wurde in den ersten 24 Stunden jede Minute und danach, für den Rest des Versuchs, stündlich abgelesen gemessen.

5.6.3 Ergebnisse des Publizierenden

Die Raumtemperatur blieb über den betrachteten Zeitraum (letzten drei Jahre) annähernd konstant bei ca. 20 °C (± 2 °C) und hatte demnach einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Kriechverformung. Die relative Luftfeuchtigkeit schwankte zwischen 45 % (in der „Trockenperiode“) und 100 % (in der „Feuchtperiode“). Ein Feuchtezyklus dauerte dabei vier bis sechs Wochen. Die Holzfeuchte konnte in Höhe von ca. 7 % am Ende der Trockenperiode und über 20 % am Ende der Feuchtperiode gemessen werden. Die Umgebungsbedingungen werden aufgrund dessen in die Nutzungsklasse 3 eingeteilt.

Der Wirkungsgrad der Verbundbauteile ergab sich wie folgt: 51 % für Balken B-NS, 80 % für Balken B-4N, 84 % für Balken B-6N und 90 % für Balken B-SFS.

In Tab. 5-23 ist die initiale, elastische Durchbiegung angegeben. Der Balken B-NS erfuhr die größte elastische Durchbiegung im Vergleich zu den restlichen Balken, welches auf einen geringen Wirkungsgrad dieses Verbundbauteils (51 %) zurückzuführen ist und somit die Relativverschiebungen zwischen dem Beton und dem Holz größer ausfallen. Außerdem sind die SFS Schrauben im Balken B-SFS gleichmäßig verteilt und somit ist die Relativverschiebung zwischen den Verbundpartner ebenfalls gleichmäßiger verteilt, was ebenfalls zu einer geringeren Durchbiegung führt.

Tab. 5-23 experimentell/numerisch/analytisch ermittelte Durchbiegung in Feldmitte (in mm)

	B-NS	B-4N	B-6N	B-SFS
v_{el}	8,24	4,67	4,39	4,17
$v_{el,y}$	4,0	4,7	4,6	3,8
$v_{550Tage}$	74,16	28,02	-	-
$\Delta v_{550Tage}$	-13,40	-4,61	-	-
v_{3Jahre}	-	-	34	33
φ_{3Jahre}	-	-	7,7	7,9
$v_{50Jahre,log.Curve}$	-	-	51,4	51,4
$v_{50Jahre,y}$	-	-	33,5	25,9
$\varphi_{50Jahre,y}$	-	-	7,63	6,21

Die Langzeitverformung wird wesentlich durch die Feuchtezyklen (Änderungen der rel. Luftfeuchtigkeit und dadurch der Holzfeuchte) beeinflusst und weist ebenfalls einen zyklischen Charakter auf. Die Durchbiegungen schwankten mit den Änderungen der rel. Luftfeuchtigkeit in der Feuchtekkammer. Die Kriechverformung ist vor allem auf Holzfeuchteänderungen zurückzuführen und nahm in der „Trockenperiode“ zu und verringerte sich in der „Feuchteperiode“ (einzige

Ausnahme: Zunahme der Kriechverformung beim ersten Befeuchten). Nach ungefähr sechs Feuchtezyklen (innerhalb der ersten 500 Tage) überschritt die Durchbiegung des Balkens B-NS die Grenze $L/200$ und war fünfmal größer als die Durchbiegung der anderen drei Balken. Die drei Balken B-4N, B-6N und B-SFS wiesen ein ähnliches Verformungsverhalten auf (siehe Tab. 5-23), wobei sich B-4N am meisten und B-SFS am wenigsten durchbog (in Korrelation zur Biegesteifigkeit). Der Großteil der Verformung der beiden Balken B-6N und B-SFS entstand in den ersten eineinhalb Jahren (700 Tage), danach kann eine weitaus geringere Durchbiegungszunahme (annähernd Plateau) mit der Zeit beobachtet werden.

Die gemessenen Verschiebungswerte wurden an eine logarithmische Funktion angepasst, um die Langzeitdurchbiegung nach 50 Jahren vorhersagen zu können. Nach Anpassung an die möglichen Schwankungen ($\pm 4-5$ mm) beträgt die prognostizierte Durchbiegung nach 50 Jahren 51,4 mm (siehe Tab. 5-23). Da die zugrunde liegende Gleichung der stetig steigenden Kurve folgt, überschätzt sie die Enddurchbiegung, obwohl ein einstellendes Plateau der Durchbiegung aus den Versuchswerten erkennbar ist.

Die Verformung nach 50 Jahren wurde ebenfalls mit dem γ -Verfahren nach Eurocode 5 ermittelt und den Versuchswerten gegenübergestellt (siehe Tab. 5-23). Der Balken B-6N erfährt eine Durchbiegung von 33,5 mm ($\approx L/170$) und der Balken B-SFS eine in Höhe von 25,9 mm ($\approx L/220$). Das γ -Verfahren unterschätzt die Durchbiegung des Balkens B-SFS um ca. 21 %.

Nach Entlastung der Balken B-NS und B-4N konnte eine Verringerung der Durchbiegung um 13,40 mm in B-NS bzw. 4,61 mm in B-4N gemessen werden. Die Biegesteifigkeit nahm aufgrund des Langzeitversuchs um 52,9 % (B-NS) bzw. 20,0 % (B-4N) ab, was auf eine Verringerung der Steifigkeit und Festigkeit der drei HBV-Komponenten zurückzuführen ist. Die beiden Versuchskörper versagten aufgrund einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung und Zug im Holz.

Tab. 5-24: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse

Holz	
Holzgüte	keine Angabe
E_k [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	13200
ρ_k [kg/m ³] (lt. Publizierenden)	620
Nutzungsklasse lt. Publizierenden	3
Beton	
Betongüte	keine Angabe
$f_{c,m}$ nach 28 Tagen [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	39,5
Verbindungsmitel	
Herkunft Verbindungsmitteleigenschaften	Push-Out-Test
$K_{0,4}$ [kN/mm]	45,0/36,9/54,9
$K_{0,6}$ [kN/mm]	7,1/35,1/34,4
$K_{0,8}$ [kN/mm]	2,2/31,6/24,4
$F_{v,rm}$ [kN]	10,9/32,6/59,5
System und Belastung	
statisches System	Einfeldträger
Anzahl Versuchskörper	4
Spannweite [m]	5,8
Faktor X,XX in „G + X,XX*Qk“ (GZG)	0,4
Nutzlast X,XX * Q _k [kN/m ²]	1,75
Nutzlast Q _k [kN/m ²]	4,375
Zeit	
Dauer des Versuches (nicht abgeschlossen)	550/1400

Betonalter bei Trocknungsbeginn [d]	keine Angabe
Betonalter bei Belastungsbeginn [d]	200
<u>Temperatur</u>	
Max. Temperatur [°C]	22
Min. Temperatur [°C]	18
tägliche Schwankung der Temperatur [°C] (Winter/Sommer)	keine Angabe
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit	100
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	45
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte mc_0 [%]	9
Max. Holzfeuchte mc_{max} [%]	>20
Min. Holzfeuchte mc_{min} [%]	7
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} [%]	keine Angabe
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte</u>	
exp. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	8,24/4,67/ 4,39/4,17
anal. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	4,0/4,7/4,6/3,8
exp. Durchbiegung w_{550} nach 550 Tagen [mm]	74,16/28,02/-/-
anal. Durchbiegung w_{550} nach 550 Tagen [mm]	keine Angabe
exp. Durchbiegung w_{3Jahre} nach 3 Jahren [mm]	-/-/34,0/33,0
anal. Durchbiegung w_{3Jahre} nach 3 Jahren [mm]	keine Angabe
anal. Durchbiegung $w_{max,log}$ nach 50 Jahren [mm] (log. Funktion)	-/-/51,4/51,4
anal. Durchbiegung $w_{max,\gamma}$ nach 50 Jahren [mm] (γ -Verfahren)	-/-/33,5/25,9

5.6.4 Annahmen für die Berechnung nach ONR CEN/TS 19103

Es wurden keine Angaben zur Holzgüte getätigt. Lediglich dass es sich um Furnierschichtholz mit einem E-Modul E_k von 13200 N/mm^2 , einem Wert für $f_{m,k}$ von 48 N/mm^2 und einer Rohdichte ρ_k von 620 kg/m^3 (weitere Holzeigenschaften siehe Tab. 5-21) handelt. Nimmt man an, dass der gegebene E-Modul einen charakteristischen Wert darstellt ($E_{0,k} = 13200 \text{ N/mm}^2$), so ähnelt dieses Holz am ehesten der Holzgüte LVL 52 S ($E_{0,k} = 14000 \text{ N/mm}^2$ und $f_{m,0,flat,k} = 52 \text{ N/mm}^2$ bzw. ein ρ_{mittel} von 580 kg/m^3) nach DIN EN 14374 [41], welche für die Berechnung angenommen wird. Die Festigkeiten und Steifigkeiten sind im Anhang in Tab. 6-6 gegeben. Der thermische Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{tim,T}$ wurde mit $8 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ gewählt.

Laut Publizierenden werden die Umgebungsbedingungen in die Nutzungsklasse 3 nach [7] eingeteilt. Obwohl die relative Luftfeuchtigkeit in jedem Feuchtezyklus für vier bis sechs Wochen 100 % erreicht, beträgt die mittlere rel. Luftfeuchtigkeit 72,5 % (nach Gl. (5.3) und die Holzfeuchte übersteigt nur vereinzelte Male den Höchstwert von 20 % (siehe Anhang Abb. 6-17). Die Temperatur bleibt zudem beinahe konstant mit 20 °C ($\pm 2 \text{ °C}$). Somit sollten die Umgebungsbedingungen zwischen NKL 2 und NKL 3 eingeteilt werden (Versuch zwar indoor aber in Feuchtekammer). Für die Berechnung nach [5] wird allerdings die Nutzungsklasse 2 angenommen um eine Berechnung nach [5] überhaupt zu ermöglichen.

Zur Betongüte wurden keine Angaben gemacht, lediglich die Verwendung von Normalbeton mit einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,m}$ nach 28 Tagen von $39,5 \text{ N/mm}^2$ ist gegeben. Für

die Berechnung wurde ein Beton mit quarzhaltigen Gesteinskörnungen ($k_E = 9500$) und der Betongüte C30/37 angenommen, da dessen Wert für $f_{c,m}$ (38 N/mm^2) zu den gegebenen $39,5 \text{ N/mm}^2$ am nächsten dran liegt. Für die Klasse der Festigkeitsentwicklung von Beton wurde „CN“ und für die Zementklasse „N“ gewählt. Die Dicke der Betonschalung bestehend aus Holz wurde zu 25 mm angenommen. Der thermische Ausdehnungskoeffizient $\alpha_{\text{conc,T}}$ wurde mit $12 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ gewählt.

Die Verbindungsmiteleigenschaften (Werte für $K_{0,4}$, $K_{0,6}$ bzw. $K_{0,8}$ siehe Tab. 5-22 bzw. Anhang Tab. 6-6) wurden für die Berechnung unverändert [45] entnommen. Die Verbindungsmittel der Balken B-4N, B-6N und B-SFS sind dem Querkraftverlauf angepasst (siehe Abb. 5-15), woraus sich für die Berechnung ein effektiver Verbindungsmittelabstand $s_{i,\text{eff}}$ von 1450 mm , 1200 mm bzw. 375 mm ergibt. Der Balken B-NS wiederum besitzt einen gleichmäßigen Verbindungsmittelabstand mit einem $s_{i,\text{eff}}$ von 550 mm .

Die gegebene Gleichlast von $1,05 \text{ kN/m}$, welche ca. $40,0 \%$ der max. aufnehmbaren (Langzeit-) Belastung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($E_d = G_k + 0,4 \cdot Q_k$) entspricht, wurde auf eine Flächenlast q_k von $4,375 \text{ kN/m}^2$ umgerechnet, um einen vollen Betrag (100%) für q_k zu erhalten.

Die Balken B-NS und B-4N wurden für 550 Tage belastet und die beiden übrigen B-6N und B-SFS für 1400 Tage (zum Zeitpunkt der Publikation noch nicht abgeschlossen). Das Betonalter bei Belastungsbeginn betrug 200 Tage. Zum Betonalter bei Trocknungsbeginn wurden keine Angaben seitens des Publizierenden gemacht, weswegen von keiner etwaiger Nachbehandlung des Betons ausgegangen wird und der Beton somit nach Fertigstellung sofort zu trocknen begann.

Zur Berechnung wird herangezogen, dass die Temperatur im Beton bzw. im Holz zu jeder Zeit der Umgebungstemperatur entspricht. Die maximale und minimale Temperatur betrug $22,0 \text{ }^\circ\text{C}$ bzw. $18,0 \text{ }^\circ\text{C}$ (siehe Anhang Abb. 6-17) und wurde so übernommen. Die Aufstelltemperatur von Beton $T_{0,\text{conc}}$ und Holz $T_{0,\text{tim}}$ wurde zu $20 \text{ }^\circ\text{C}$ gewählt, da die HBV-Balken bis zum Belastungsbeginn im Labor bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ Raumtemperatur gelagert wurden. Der zeitl. Temperaturverlauf wird als konstant mit $20 \text{ }^\circ\text{C}$ angenommen (siehe Anhang Abb. 6-17).

Die maximale und minimale rel. Luftfeuchtigkeit der Umgebung betrug 100% bzw. 45% . In der Berechnung wurde dann lt. Gleichung (5.2) eine mittlere rel. Luftfeuchtigkeit RH von $72,5 \%$ berücksichtigt.

Die Einbaufeuchte mc_0 wurde mit den gegebenen 9% [44] übernommen (siehe Anhang Tab. 6-6). Die max. Holzfeuchte wurde auf 22% (mc_{max}) aus dem Diagramm (Abb. 6-17) abgeschätzt und die min. Holzfeuchte von 7% (mc_{min}) wurde wie in [44] für die Berechnung beibehalten (siehe auch Anhang Abb. 6-17). Die Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} wurde nach Gl. (5.3 mit $14,5 \%$ abgeschätzt.

Eine Übersicht aller Annahmen ist ebenfalls im Anhang in Tab. 6-6 zu finden.

5.6.5 Diskussion und Vergleich der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 mit jenen aus dem Versuch

Die analytisch ermittelte Durchbiegung nach [5] ist in Abb. 5-16 und Abb. 5-17 dargestellt. Die Durchbiegung in Feldmitte bei Belastungsbeginn beträgt $10,44 \text{ mm}$, $15,48 \text{ mm}$, $14,48 \text{ mm}$ bzw. $9,41 \text{ mm}$. Im Zeitraum nach drei bis sieben Jahren nahm die Verformung um $243,75 \%$, $127,85 \%$, $144,45 \%$ bzw. $282,19 \%$ auf einen Wert von $35,88 \text{ mm}$, $35,28 \text{ mm}$, $35,40 \text{ mm}$ bzw. $35,98 \text{ mm}$ zu. Zum Zeitpunkt $t = \infty$ ($\cong 50$ Jahre) ist die Durchbiegung auf einen Endwert von $40,27 \text{ mm}$, $40,32 \text{ mm}$, $40,31 \text{ mm}$ bzw. $40,25 \text{ mm}$ gestiegen, was einer Verformungszunahme um $285,84 \%$, $160,42 \%$, $178,38 \%$ bzw. $327,55 \%$ gegenüber der Durchbiegung bei Belastungsbeginn entspricht.

In Tab. 5-25 sind die Versuchsergebnisse aus [44] den ermittelten Durchbiegungen nach [5] gegenübergestellt. Die Anfangsdurchbiegung w_0 des Balkens B-NS lt. aktueller Normenlage [5]

und [7] liegt auf der sicheren Seite im Vergleich zu den Versuchsergebnissen [44] und zwar mit einer Abweichung in Höhe von 26,70 % (experimentell) bzw. 161,0 % (analytisch). Zu beachten ist dabei, dass allein die Durchbiegung $w_{0,anal}$ mit 4,0 mm (statt 8,24 mm) des Balkens B-NS sehr schlecht durch die analytische Ermittlung des Publizierenden prognostiziert wurde und somit für diese große Abweichung (161,0 %) verantwortlich ist. Da die Verformung nach [5] bzw. [7] nur bei Belastungsbeginn, zwischen 3 und 7 Jahren und nach 50 Jahren ermittelt werden kann, wird die experimentelle Durchbiegung nach 550 Tagen mit jener lt. [5] nach 3 bis 7 Jahren verglichen. Die ONR CEN/TS 19103 [5] liefert hier um -51,62 % verringerte Ergebnisse als das Experiment [44]. Unter der Annahme, dass die Verformung bis zum Erreichen des Zeitpunktes „nach 3 bis 7 Jahren“ noch weiter zunimmt, unterschätzt die ONR CEN/TS 19103 [5] hier die Durchbiegung stark.

Der Balken B-4N hat im Vergleich zu den Versuchsergebnissen [44] lt. aktueller Normenlage [5] und [7] eine um 231,48 % (experimentell) bzw. 229,36 (analytisch) erhöhte Anfangsdurchbiegung w_0 . Wie beim Balken B-NS, wird auch beim Balken B-4N die experimentelle Durchbiegung nach 550 Tagen mit jener lt. [5] nach 3 bis 7 Jahren verglichen. Die ONR CEN/TS 19103 [5] liefert hier ein um 25,91 % erhöhtes Ergebnis als der Versuch [44]. Unter der Annahme, dass die Verformung bis zum Erreichen des Zeitpunktes „nach 3 bis 7 Jahren“ noch weiter zunimmt, könnte die ONR CEN/TS 19103 [5] hier sehr genaue Vorhersagen der Durchbiegung, auf der sicheren Seite liegend, liefern.

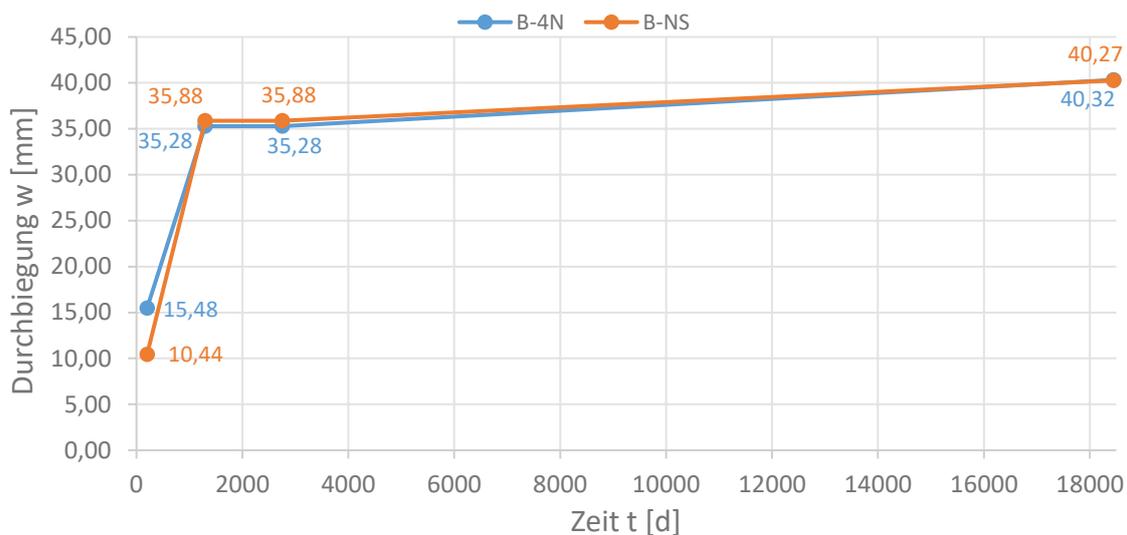


Abb. 5-16: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung der Balken B-NS und B-4N nach [5]

Beim Balken B-6N wich die berechnete Anfangsdurchbiegung w_0 nach [5] von den Versuchsergebnissen [44] um 229,84 % (experimentell) bzw. 214,78 % (analytisch) ab. Nach 3 bis 7 Jahren (im Versuch nach 1400 Tagen) beträgt die Abweichung von den experimentellen Ergebnissen nur 4,12 %. Nach 50 Jahren unterschätzt die ONR CEN/TS 19103 [5] die Durchbiegung um -21,58 % im Vergleich zur logarithmischen Funktion und liegt somit auf der unsicheren Seite. Jedoch ist das Ergebnis nach [5] um 20,33 % höher als jenes von [44] (ermittelt mit dem γ -Verfahren) und ist im Gegensatz zur logarithmischen Funktion wiederum auf der sicheren Seite.

Ein ähnliches Verhalten, wie beim Balken B-6N, bezüglich der Abweichungen von den Ergebnissen für die Durchbiegung konnte beim Balken B-SFS beobachtet werden. Der Balken B-SFS verformte sich nach [5] um 125,66 % (experimentell) bzw. 147,63 % (analytisch) mehr als im Versuch [44] ermittelt. Nach 3 bis 7 Jahren (im Versuch nach 1400 Tagen) beträgt die Abweichung von den experimentellen Ergebnissen nur 9,03 %. Die ONR CEN/TS 19103 [5] unter-

schätzt die Durchbiegung w_{\max} nach 50 Jahren um -21,69 % im Vergleich zur logarithmischen Funktion und liegt somit auf der unsicheren Seite. Das Ergebnis nach [5] allerdings ist um 55,41 % höher als jenes von [44] (ermittelt mit dem γ -Verfahren) und liegt im Gegensatz zur logarithmischen Funktion wiederum auf der sicheren Seite.

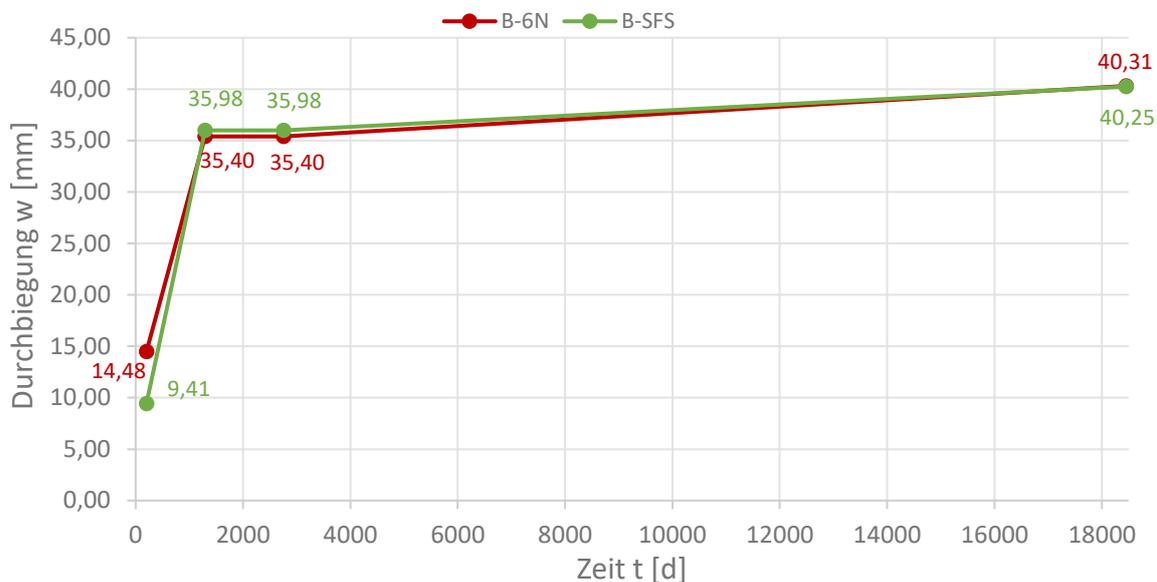


Abb. 5-17: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung der Balken B-6N und B-SFS nach [5]

Die experimentellen Versuchsergebnisse [44] zeigen, dass durch die Wahl eines anderen Verbindungsmittels und dessen Abstände zueinander als jene Holzschrauben wie im Balken B-NS die Anfangsdurchbiegung w_0 um bis zu -49,39 % verringert werden kann (siehe Tab. 5-25). Dieser Effekt lässt sich bei den analytischen Durchbiegungen w_0 nach [5] bzw. [44] allein bei dem Balken B-SFS erkennen und das mit einer Verringerung der Durchbiegung w_0 um nur max. -9,87 %. Durch die Verwendung der zimmermannsmäßigen Verbindung wie in Balken B-4N und B-6N wird die Anfangsdurchbiegung w_0 durch das γ -Verfahren [7] fälschlicherweise vergrößert anstatt reduziert um bis zu 48,28 %. Grund hierfür könnte die geringe Anzahl an Verbindungsmitteln (vier bzw. sechs) und dessen großer Abstand zueinander (4000 mm bzw. 3300 mm) sein. Dadurch wird bei den Balken B-4N und B-6N die Bedingung für den effektiven Verbindungsmitelabstand $s_{i,eff}$ nicht erfüllt (lt. ÖNORM B 1995-1-1:2019-06, Kap. 9.1.3 (3), Gl. (9.17) [7]):

$$s_{i,eff} = 0,75 * s_{min} + 0,25 * s_{max} \quad (5.5)$$

Nach 550 Tagen erzielte die zimmermannsmäßige Verbindung im Balken B-4N eine um -62,22 % verringerte Durchbiegung als die Holzschrauben im Balken B-NS. Die ONR CEN/TS 19103 [5] hingegen konnte nach 3 bis 7 Jahren eine Verringerung um nur -1,67 % wiedergeben. Dies resultiert allerdings aus der um -51,62 % reduzierten Durchbiegung vom Balken B-NS nach 3 bis 7 Jahren mit 35,88 mm statt den gemessenen 74,16 mm. Denn die Durchbiegung nach 3 bis 7 Jahren $w_{3-7\text{Jahre}}$ wurde durch [5] sehr gut prognostiziert (sichere Seite mit +25,91 %, siehe Tab. 5-25).

Im Versuch [44] verringerte sich durch die Verwendung von SFS-Schrauben (im 45° Winkel) die Durchbiegung $w_{3\text{Jahre}}$ um -2,94 %. Obwohl die ONR CEN/TS 19103 [5] sehr genaue Werte für die Durchbiegung nach 3 Jahren liefert (35,40 mm statt 34,0 mm bzw. 35,98 mm statt 33,0 mm) kommt es hier zu einer geringen Erhöhung der Durchbiegung um 1,64 %. Auch wenn diese Abweichung vernachlässigbar erscheint, so muss allerdings beachtet werden, dass die Durchbiegung erhöht, statt verringert wird durch die ONR CEN/TS 19103 [5].

Die analytische Ermittlung der Verformung nach 50 Jahren mittels logarithmischer Funktion ergab für beide Balken B-6N und B-SFS eine Enddurchbiegung von 51,4 mm (0,0 % verringerte Durchbiegung). Auch die ONR CEN/TS 19103 [5] spiegelt hier kaum eine Reduzierung der Durchbiegung durch ein anderes Verbindungsmittel mit -0,15 % wider und ist somit sehr genau. Laut Publizierenden [44] sollte aber die Verformung der Balken für einen weiteren Zeitraum beobachtet werden, um die Enddurchbiegung w_{\max} nicht zu überschätzen. Daraus lässt sich schließen, dass der Endwert w_{\max} mit 51,4 mm sehr konservativ ist und es noch zu einer geringen Abweichung zwischen Balken B-6N und B-SFS kommen sollte aufgrund des anderen Verbindungsmittels. Somit sollten die ermittelten Verformungen nach [5] mit 40,31 mm bzw. 40,25 mm sehr nah am realen Wert liegen.

Tab. 5-25: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und jenen nach [5] (Durchbiegung in [mm])

	B-NS	B-4N	B-6N	B-SFS	$w_{B-4N}/$ w_{B-NS}	$w_{B-6N}/$ w_{B-NS}	w_{B-} $w_{SFS}/$ w_{B-NS}	w_{B-} w_{SFS} $/w_{B-}$ 6N
exp. w_0	8,24	4,67	4,39	4,17	-43,33 %	-46,72 %	- 49,39 %	- 5,01 %
anal. w_0	4,0	4,7	4,6	3,8	17,50 %	15,0 %	- 5,00 %	- 17,39 %
exp. w_{550}	74,16	28,02	-	-	-62,22 %	-	-	-
exp. $w_{3\text{Jahre}}$	-	-	34,0	33,0	-	-	-	- 2,94 %
anal. $w_{\max,\log}$	-	-	51,4	51,4	-	-	-	0,0 0 %
anal. $w_{\max,\gamma}$	-	-	33,5	25,9	-	-	-	- 22,69 %
CEN/TS 19103 w_0	10,44	15,48	14,48	9,41	48,28 %	38,70 %	- 9,87 %	- 35,01 %
CEN/TS 19103 $w_{3-7\text{Jahre}}$	35,88	35,28	35,40	35,98	-1,67 %	-1,34 %	0,28 %	1,6 4 %
CEN/TS 19103 w_{\max}	40,27	40,32	40,31	40,25	0,12 %	0,10 %	- 0,05 %	- 0,15 %
$w_{0,CEN}/w_{0,exp}$	26,70 %	231,48 %	229,84 %	125,66 %	-	-	-	-
$w_{0,CEN}/w_{0,anal}$	161,00 %	229,36 %	214,78 %	147,63 %	-	-	-	-
$w_{3-7\text{Jahre},CEN}/$ $w_{550,exp}$	-51,62 %	25,91 %	-	-	-	-	-	-
$w_{3-7\text{Jahre},CEN}/$ $w_{3\text{Jahre},exp}$	-	-	4,12 %	9,03 %	-	-	-	-
$w_{\max,CEN}/w_{\max,\log}$	-	-	-21,58 %	-21,69 %	-	-	-	-
$w_{\max,CEN}/w_{\max,\gamma}$	-	-	20,33 %	55,41 %	-	-	-	-

Die analytische Ermittlung der Durchbiegung $w_{\max,\gamma}$ mit dem γ -Verfahren ergab nach 50 Jahren eine Reduktion der Durchbiegung durch die Anpassung des Verbindungsmittels um $-22,69\%$. Laut [5] ergibt sich allerdings eine um nur $-0,15\%$ verringerte Verformung w_{\max} . Nachdem aber die experimentelle Durchbiegung $w_{3\text{Jahre}}$ und die analytische Durchbiegung $w_{\max,\log}$ vom Balken B-6N und B-SFS so nah bei einander liegen ($34,0\text{ mm}$ und $33,0\text{ mm}$ bzw. $51,4\text{ mm}$ und $51,4\text{ mm}$), besteht der Verdacht, dass die ONR CEN/TS 19103 [5] um einiges genauer die Durchbiegung prognostiziert als das γ -Verfahren [7].

Die Nachrechnung dieses Versuchs hat gezeigt, dass vor allem die Durchbiegung nach 3 bis 7 Jahren mit [5], auf der sicheren Seite liegend mit einer Abweichung von nur max. $9,03\%$ von den experimentellen Versuchsergebnissen, sehr gut vorhergesagt werden kann. Nach 50 Jahren liefert [5] höchstwahrscheinlich ebenfalls sehr gute Prognosen, allerdings kann das erst bestätigt werden, wenn der Versuch [44] abgeschlossen ist. Die ONR CEN/TS 19103 [5] scheint jedoch die hier verwendeten Verbindungsmittel nicht ausreichend genug in der Berechnung zu berücksichtigen, da sich die Werte der Durchbiegungen der einzelnen vier Balken nach 3 bis 7 Jahren und nach 50 Jahren kaum voneinander unterscheiden (siehe Tab. 5-25). Die Ergebnisse zeigen weiter, dass die Annahme der Nutzungsklasse 2 gerechtfertigt ist, obwohl die rel. Luftfeuchtigkeit und Holzfeuchte die Grenzwerte nach [7] übersteigen. Das heißt, dass die Holzfeuchte höher ausfallen (bis zu 22% Holzfeuchte wären auch okay) und die rel. Luftfeuchtigkeit auch mehr als nur einige Wochen pro Jahr (siehe Tabelle NA.2.2-E1 in [7]) den Maximalwert von 85% übersteigen kann.

5.7 Zusammenfassung der Versuche

Im Folgenden wird ein zusammenfassender Überblick über die Versuche gegeben.

5.7.1 Versuch 5.1

In Abb. 5-18 wird der zeitliche Verlauf der experimentell ermittelten Durchbiegung [15] jener Verformung gegenübergestellt, die mit Hilfe der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 [5] berechnet wurde.

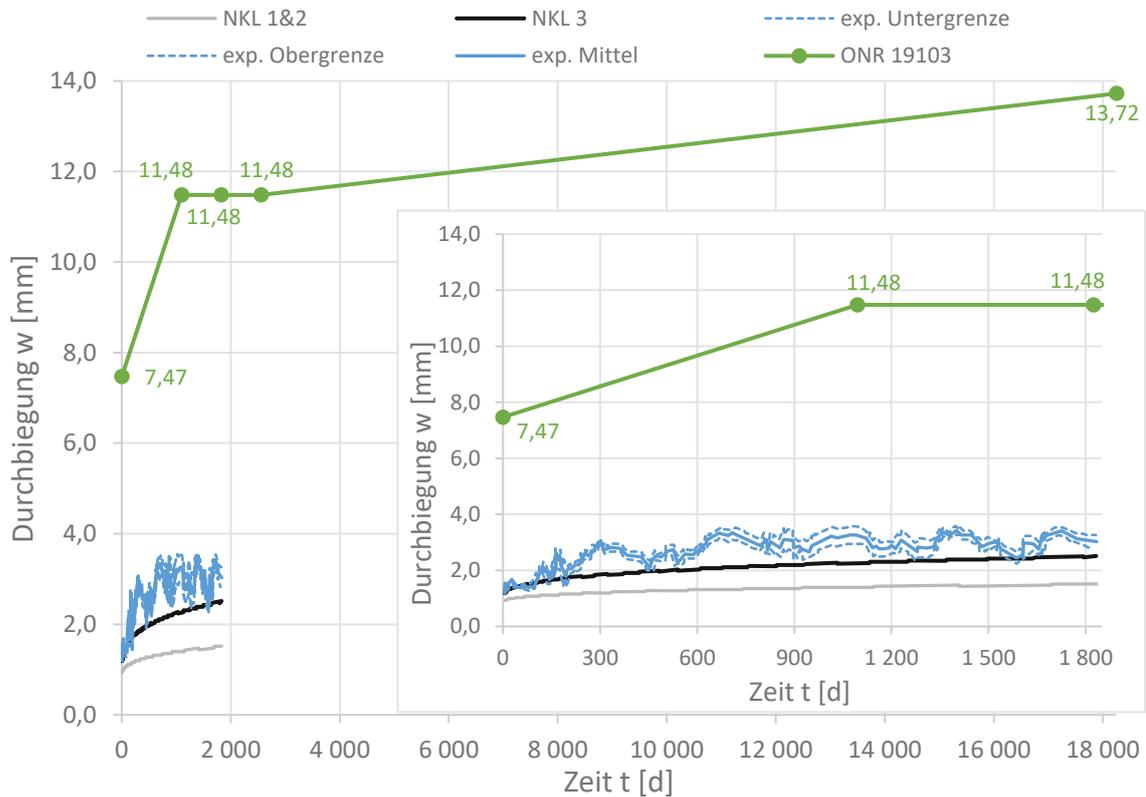


Abb. 5-18: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [15] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [5] berechneten (Belastungsbeginn bei $t = 0$).

Wie schon in 5.1.5 erwähnt, erkennt man deutlich, dass die Durchbiegung nach [5] sehr konservativ ist. Die berechnete Durchbiegung zu Beginn sowie nach 3, 5, 7 und 50 Jahren liegt weit über den Versuchsergebnissen (siehe auch Tab. 5-4). Der zulässige Grenzwert für die maximale Durchbiegung $w_{\text{net,fin}} = L/250 = 22,8$ mm für die quasi-ständige Einwirkungskombination nach ÖNORM EN 1995-1-1:2019 [7] wird nach 50 Jahren nicht überschritten. Die Durchbiegung nach 50 Jahren $w_{50\text{Jahre}} = 13,72$ mm entspricht ca. $L/415$. Die maximale zulässige Durchbiegung $w_{\text{net,fin}}$ ist nur zu 60,19 % ausgenutzt und liefert demnach noch reichlich Sicherheit.

In Kapitel 5.1.5 sind mögliche Gründe für diese Abweichung gegeben. Noch einmal erwähnt werden sollte allerdings, dass Langzeiteffekte wie Schwinden und Kriechen bei den Versuchsergebnissen gänzlich vernachlässigt wurden und somit zumindest die analytischen Versuchsergebnisse keine genaue Grundlage zur Verifikation der ermittelten Durchbiegungen nach ONR CEN/TS 19103 [5] darstellen, da sie ohnehin die tatsächliche Verformung unterschätzten (siehe Abb. 5-18). Aufgrund der in Kapitel 5.1.5 genannten Gründe und dem direkten Vergleich der zeitlichen Verläufe von experimentell und analytisch (nach [5]) ermittelter Durchbiegung in Abb. 5-18, wird die Verwendung der ONR CEN/TS 19103 nur empfohlen, wenn eine große Sicherheitsreserve gefordert wird.

5.7.2 Versuch 5.2

In Abb. 5-19 wird der zeitliche Verlauf der experimentell ermittelten Durchbiegung [38] jener Verformung gegenübergestellt, die mit Hilfe der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 [5] berechnet wurde.

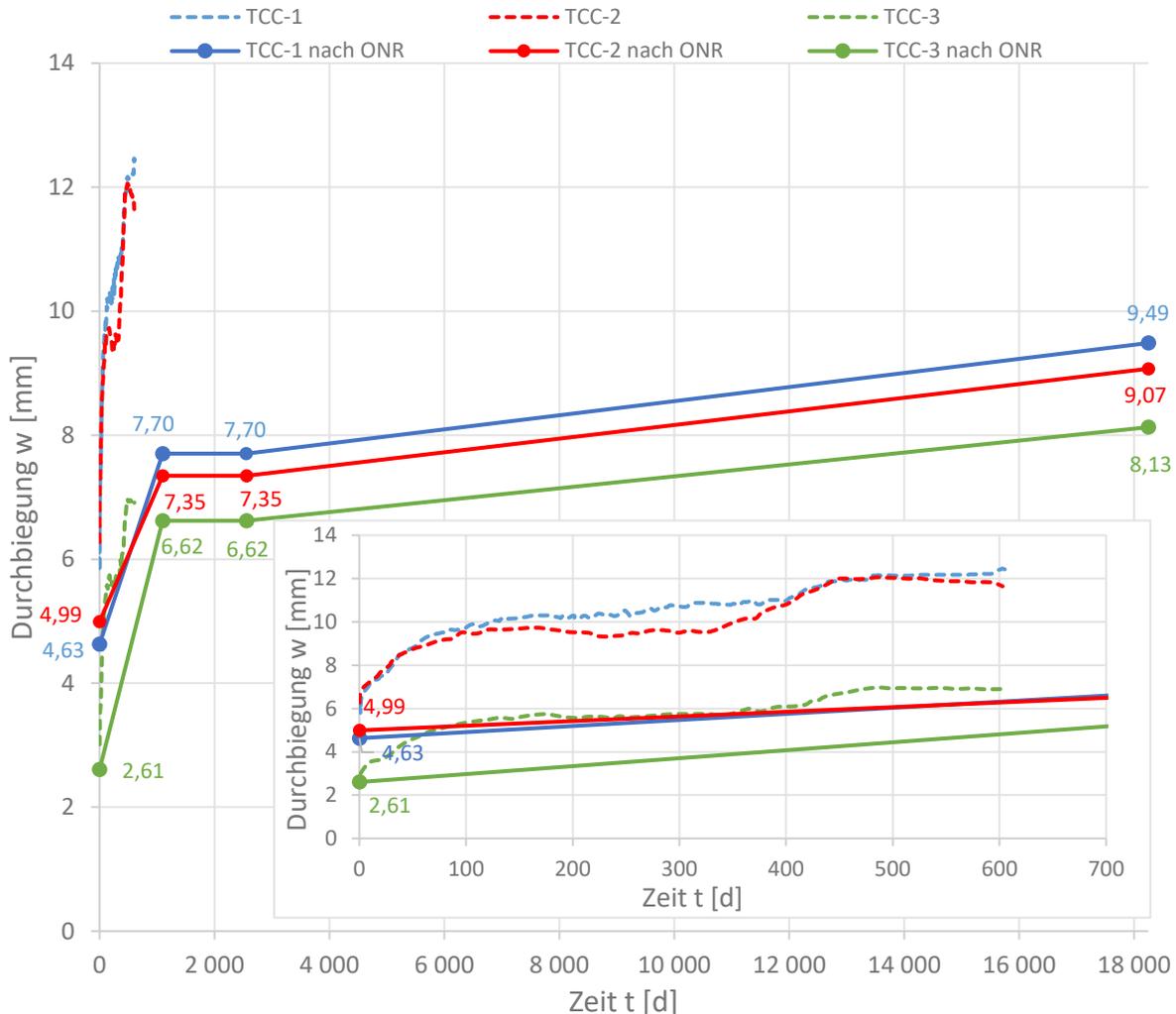


Abb. 5-19: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [38] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [5] berechneten (Belastungsbeginn bei $t = 0$).

Wie schon in Kapitel 5.2.5 diskutiert, werden die Verformungen der drei Balken von der ONR CEN/TS 19103 [5] unterschätzt. Die berechnete Durchbiegung zu Beginn sowie nach 3, 7 und 50 Jahren liegt unter den Versuchsergebnissen (siehe auch Tab. 5-10). Der zulässige Grenzwert für die maximale Durchbiegung $w_{\text{net,fin}} = L/250 = 18$ mm für die quasi-ständige Einwirkungskombination nach ÖNORM EN 1995-1-1:2019 [7] wird nach 50 Jahren nicht überschritten. Die Durchbiegung nach 50 Jahren $w_{50\text{Jahre}}$ mit 9,49 mm, 9,07 mm bzw. 8,13 mm entspricht ca. $L/474$, $L/496$ bzw. $L/554$. Die maximale zulässige Durchbiegung $w_{\text{net,fin}}$ ist nur zu 52,70 %, 50,40 % bzw. 45,16 % ausgenutzt und liefert demnach noch reichlich Sicherheit zumindest laut [5].

In Kapitel 5.2.5 sind mögliche Gründe für die Abweichungen und Unterschiede zwischen den einzelnen Balken untereinander gegeben. Zwar wird der Grenzwert der Durchbiegung $w_{\text{net,fin}}$ rein rechnerisch von keinem Balken erreicht, so erkennt man jedoch am zeitlichen Verlauf der experimentellen Durchbiegung in Abb. 5-19, dass die Versuchsergebnisse nach 50 Jahren diesen Grenzwert durchaus überschreiten könnten. Hierbei muss jedoch nochmal angemerkt werden, dass die Holzfeuchte die resultierende Durchbiegung wesentlich beeinflusst und da keine ge-

neuen Angaben zur minimalen $m_{c_{min}}$ und maximalen Holzfeuchte $m_{c_{max}}$ seitens des Publizierenden getätigt wurden, wurden diese für die Berechnung angenommen. Die Ergebnisse nach [5] könnten den tatsächlichen Verlauf der Durchbiegung besser widerspiegeln, wenn genaue Angaben zu Holzfeuchte gegeben wären. Der zeitl. Verlauf der Durchbiegung von Balken HBV-3 (= TCC-3) nach [5] weicht am geringsten vom realen Verlauf ab (siehe Abb. 5-19). Wie auch schon in Kapitel 5.2.5 erwähnt, lässt dies darauf schließen, dass die ONR CEN/TS 19103 [5] umso genauere Werte für die Durchbiegung liefert je geringer die aufgebrauchte Belastung ist.

5.7.3 Versuch 5.3

In Abb. 5-20 wird der zeitliche Verlauf der experimentell ermittelten Durchbiegung [39] jener Verformung gegenübergestellt, die mit Hilfe der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 [5] berechnet wurde.

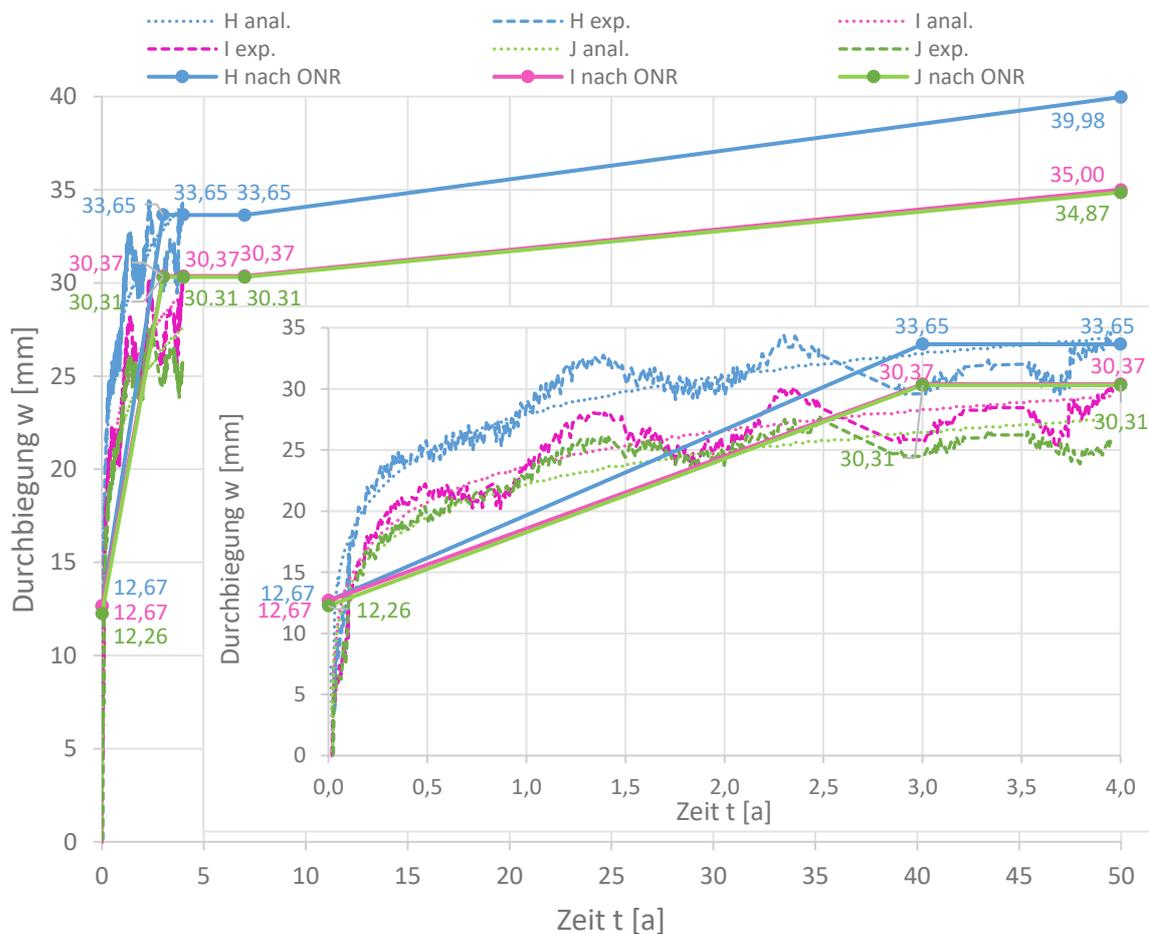


Abb. 5-20: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [39] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [5] berechneten (Belastungsbeginn bei $t = 0$).

Wie schon in Kapitel 5.3.5 diskutiert, werden die Verformungen der drei Balken von der ONR CEN/TS 19103 [5] sehr gut prognostiziert. Die berechnete Durchbiegung zu Beginn sowie nach 3, 4, 7 und 50 Jahren weist nur relativ geringe Abweichungen von den Versuchsergebnissen auf (Minimum liegt bei -1,03 %, siehe auch Tab. 5-14). Der zulässige Grenzwert für die maximale Durchbiegung $w_{net,fin} = L/250 = 32$ mm für die quasi-ständige Einwirkungskombination nach ÖNORM EN 1995-1-1:2019 [7] wird nach 50 Jahren von allen drei Balken überschritten. Die Durchbiegung nach 50 Jahren $w_{50\text{Jahre}}$ mit 39,98 mm, 35,00 mm bzw. 34,87 mm entspricht ca. $L/200$, $L/228$ bzw. $L/229$. Die maximale zulässige Durchbiegung $w_{net,fin}$ ist zu 124,93 %, 109,39

% bzw. 108,95 % ausgenutzt. Somit übersteigen die Verformungen der Balken den maximal zulässigen Grenzwert für die Endverformung.

Die ermittelten Verformungen nach [5] sind teils auf der sicheren und teils auf der unsicheren Seite (siehe Tab. 5-14), deren zeitlicher Verlauf scheint allerdings qualitativ sehr gut mit dem realen Verlauf der Durchbiegungen übereinzustimmen (siehe Abb. 5-20), weswegen die Vorhersage der Verformungen mit Hilfe der ONR CEN/TS 19103 [5] für den Versuch zielführend ist.

5.7.4 Versuch 5.4

In Abb. 5-21 und Abb. 5-22 wird der zeitliche Verlauf der experimentell ermittelten Durchbiegung [24] jener Verformung gegenübergestellt, die mit Hilfe der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 [5] berechnet wurde.

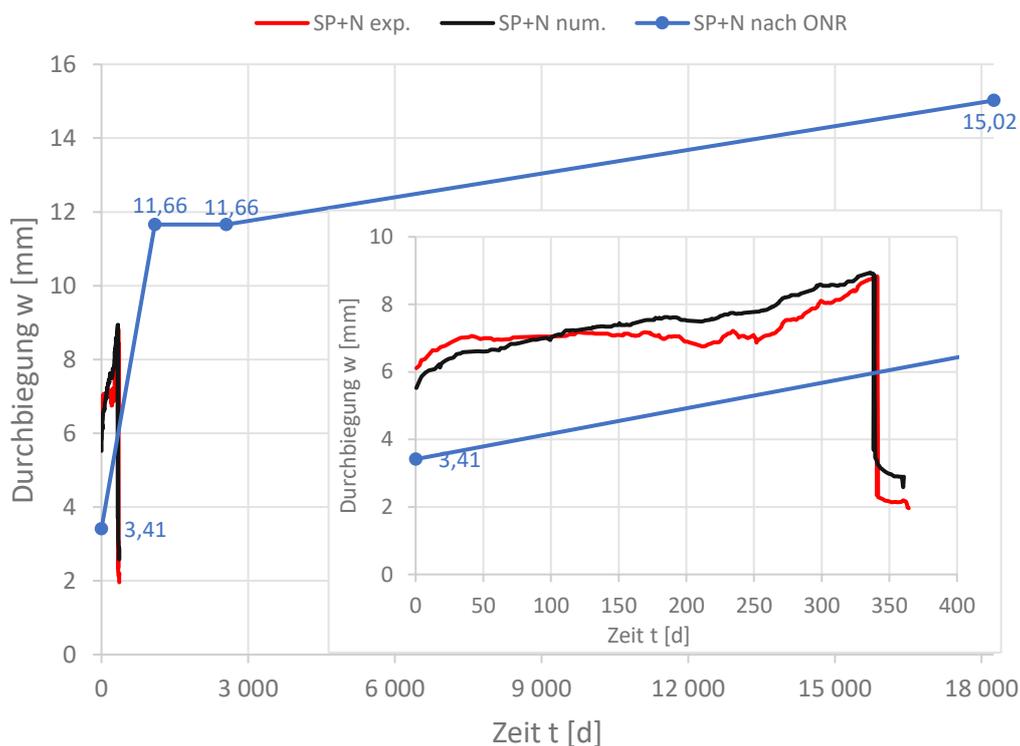


Abb. 5-21: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [24] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [5] berechneten für Balken „1“ (Belastungsbeginn bei $t = 0$).

Wie in Abb. 5-21 ersichtlich unterschätzt die ONR CEN/TS 19103 [5] die Durchbiegung von Balken „1“ während des Beobachtungszeitraums des Versuchs. Würde der Versuch fortgesetzt werden und die experimentelle Verformung des Balkens weiterhin in einem ähnlichen Trend ansteigen, wie bis zum Abbruch des Versuchs, so wäre vermutlich auch die Durchbiegung nach 3 bis 7 Jahren auf der unsicheren Seite von der ONR CEN/TS 19103 [5] vorhergesagt worden. Diese Annahme stützt sich auf dem Vergleich mit der experimentellen Verformung der Versuche 5.1, 5.2, 5.3 und 5.6, wo die gemessene Durchbiegung einem gewissen Trend folgt. Allerdings weicht die Verformung nach 50 Jahren w_{\max} lt. [5] mit nur -7,51 % geringfügig von den numerischen Versuchsergebnissen [24] ab (siehe auch Tab. 5-18). Somit liegt die Vorhersage der Durchbiegung von Balken „1“ nach ONR CEN/TS 19103 [5] gänzlich auf der unsicheren Seite. Der zulässige Grenzwert für die maximale Durchbiegung $w_{\text{net,fin}} = L/250 = 19,20$ mm für die quasi-ständige Einwirkungskombination nach ÖNORM EN 1995-1-1:2019 [7] wird nach 50 Jahren von Balken „1“ nicht überschritten. Die Durchbiegung nach 50 Jahren $w_{50\text{Jahre}} = 15,02$ mm ent-

spricht ca. $L/320$. Die maximale zulässige Durchbiegung $w_{\text{net,fin}}$ ist zu 78,23 % ausgenutzt und weist demnach noch eine gewisse Sicherheitsreserve auf.

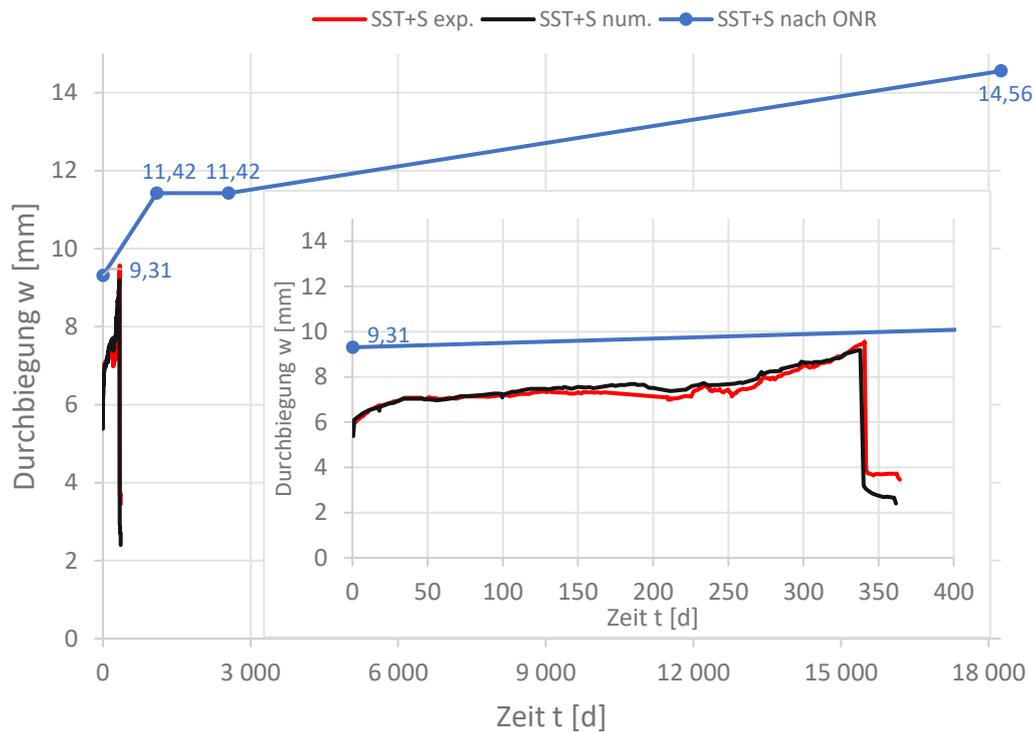


Abb. 5-22: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [24] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [5] berechneten für Balken „2“ (Belastungsbeginn bei $t = 0$).

In Abb. 5-22 kann hingegen beobachtet werden, dass die ONR CEN/TS 19103 [5] die Durchbiegung für Balken „2“ während des Beobachtungszeitraums des Versuchs auf der sicheren Seite liegend darstellt. Würde der Versuch fortgesetzt werden und die experimentelle Verformung des Balkens weiterhin in einem ähnlichen Trend ansteigen, wie bis zum Abbruch des Versuchs, so würden vermutlich die gemessenen Versuchsergebnisse nach 3 bis 7 Jahren sehr nah an den Ergebnissen von der ONR CEN/TS 19103 [5] dran liegen. Diese Annahme stützt sich auf dem Vergleich mit der experimentellen Verformung der Versuche 5.1, 5.2, 5.3 und 5.6, wo die gemessene Durchbiegung einem gewissen Trend folgt. Aus dem Trend ist jedoch schwer abzuschätzen, ob die Vorhersage der ONR CEN/TS 19103 [5] auf der sicheren Seite oder unsicheren Seite liegt. Die Verformung nach 50 Jahren $w_{\text{max}} \text{ lt. [5]}$ weicht mit nur -2,08 % geringfügig von den numerischen Versuchsergebnissen [24] ab (siehe auch Tab. 5-18). Der zulässige Grenzwert für die maximale Durchbiegung $w_{\text{net,fin}} = L/250 = 19,20$ mm für die quasi-ständige Einwirkungskombination nach ÖNORM EN 1995-1-1:2019 [7] wird nach 50 Jahren von Balken „2“ nicht überschritten. Die Durchbiegung nach 50 Jahren $w_{50\text{Jahre}} = 14,56$ mm entspricht ca. $L/330$. Die maximale zulässige Durchbiegung $w_{\text{net,fin}}$ ist zu 75,81 % ausgenutzt und weist demnach noch eine gewisse Sicherheitsreserve auf.

In Kapitel 5.4.5 werden die Abweichungen der Versuchsergebnisse von den ermittelten Verformungen nach [5] genau diskutiert. Zwar wird der Grenzwert der Durchbiegung $w_{\text{net,fin}}$ rein rechnerisch von beiden Balken nicht erreicht, so erkennt man jedoch zumindest am zeitlichen Verlauf der experimentellen Durchbiegung von Balken „1“ (siehe Abb. 5-21), dass die Versuchsergebnisse nach 50 Jahren diesem Grenzwert durchaus nahe kommen könnten. Aufgrund des kurzen Beobachtungszeitraums ist so ein Trend aber schwer abzuschätzen. Es muss nochmal angemerkt werden, dass die Holzfeuchte die resultierende Durchbiegung wesentlich beeinflusst

und da keine genauen Angaben zur minimalen $m_{c_{\min}}$ und maximalen Holzfeuchte $m_{c_{\max}}$ seitens des Publizierenden getätigt wurden, wurden diese für die Berechnung angenommen. Die Ergebnisse nach [5] könnten den tatsächlichen Verlauf der Durchbiegung besser widerspiegeln, wenn genaue Angaben zu Holzfeuchte gegeben wären.

Die Verformung von Balken „1“ wurde gänzlich auf der unsicheren Seite abgebildet. Bei der Durchbiegung von Balken „2“ hingegen ist es unklar, ob sie nach 3 bis 7 Jahren auf der sicheren oder unsicheren Seite liegt. Unter der Annahme das die numerischen Versuchsergebnisse [24] realistische Werte darstellen, so scheint die ONR CEN/TS 19103 [5] vor allem die Enddurchbiegung nach 50 Jahren sehr genau vorherzusagen (nur -7,51 % und -2,08 % Abweichung von den numerischen Versuchsergebnissen) und wird für den Zeitpunkt $t = \infty$ empfohlen.

5.7.5 Versuch 5.6

In Abb. 5-23 wird der zeitliche Verlauf der experimentell ermittelten Durchbiegung [44] jener Verformung gegenübergestellt, die mit Hilfe der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 [5] berechnet wurde.

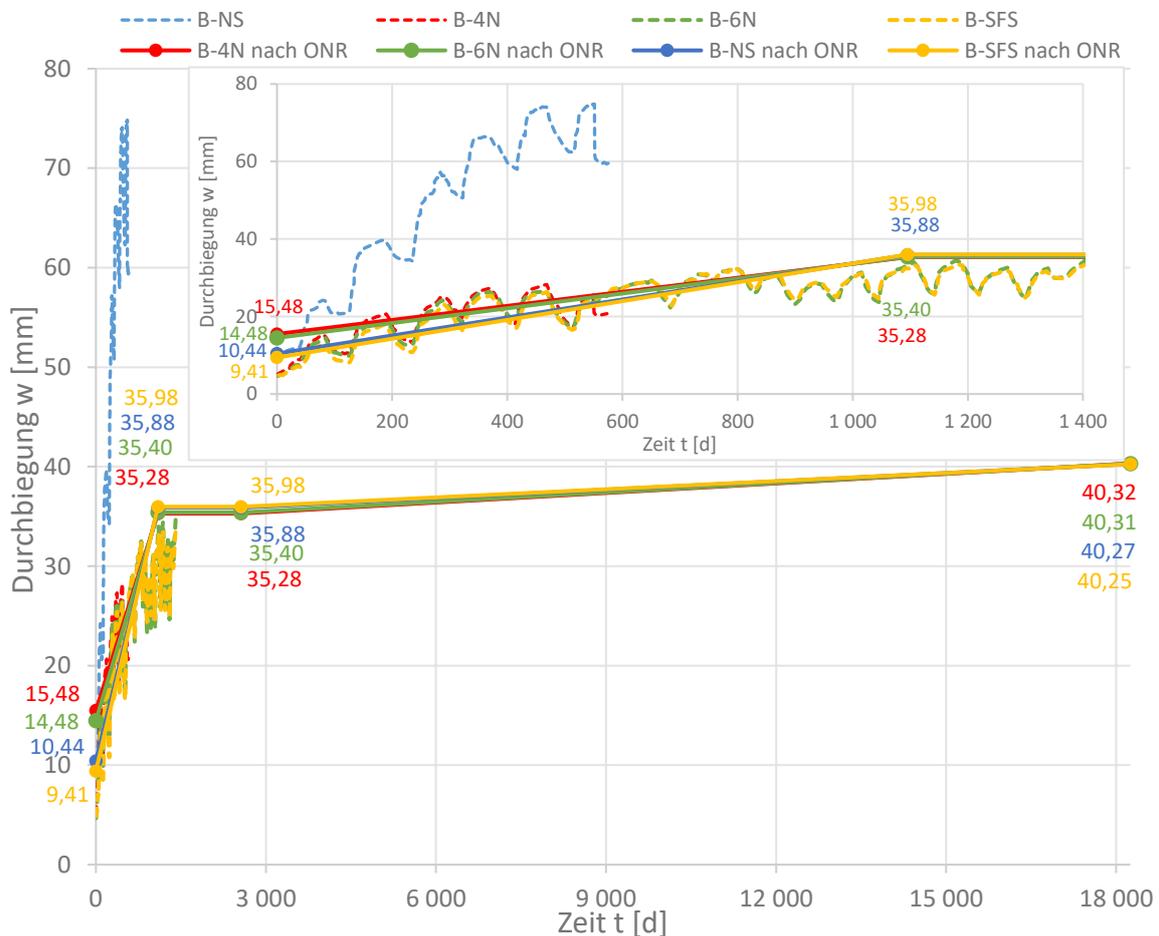


Abb. 5-23: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [44] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [5] berechneten (Belastungsbeginn bei $t = 0$).

Wie schon in Kapitel 5.6.5 diskutiert, werden die Langzeitverformungen der drei Balken B-4N, B-6N und B-SFS von der ONR CEN/TS 19103 [5] sehr gut prognostiziert. Lediglich die Anfangsdurchbiegung von Balken B-NS wird auf der sicheren Seite abgebildet, die Langzeitdurchbiegung hingegen wird stark unterschätzt durch [5] (siehe Abb. 5-23). Bei Belastungsbeginn können bei den drei Balken B-4N, B-6N und B-SFS die größten Abweichungen der Durchbiegung (bis zu +231,48 %) von den experimentellen Versuchsergebnissen beobachtet werden. Die Verformung

dieser Balken nach 3 bis 7 und nach 50 Jahren lt. [5] weist allerdings sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen [43] auf (minimale Abweichung liegt bei 4,12 %, siehe Tab. 5-25). Der zulässige Grenzwert für die maximale Durchbiegung $w_{\text{net,fin}} = L/250 = 23,20$ mm für die quasi-ständige Einwirkungskombination nach ÖNORM EN 1995-1-1:2019 [7] wird nach 50 Jahren von allen vier Balken überschritten. Die Durchbiegung nach 50 Jahren $w_{50\text{Jahre}}$ mit 40,32 mm, 40,31 mm, 40,27 mm bzw. 40,25 mm entspricht für alle Balken ca. $L/144$. Die maximale zulässige Durchbiegung $w_{\text{net,fin}}$ ist zu 173,80 %, 173,76 %, 173,57 bzw. 173,50 % ausgenutzt. Somit übersteigen die Verformungen der Balken den maximal zulässigen Grenzwert für die Endverformung.

In Kapitel 5.6.5 sind mögliche Gründe für die Abweichungen und Unterschiede zwischen den einzelnen Balken untereinander gegeben. Die Ermittlung der Durchbiegung des Balkens B-NS nach [5] wird nicht empfohlen, da sie zu niedrige Werte für die Verformung liefert. Der zeitl. Verlauf der Verformung von Balken B-4N lässt daraus schließen, dass die Langzeitverformung sehr akkurat allerdings eventuell auf der unsicheren Seite liegend prognostiziert werden kann. Die Langzeitverformung der übrigen zwei Balken B-6N und B-SFS kann hingegen mit der ONR CEN/TS 19103 [5] sehr genau vorhergesagt werden. Deren zeitliche Verläufe der Durchbiegung lassen darauf schließen, dass die erhaltenen Ergebnisse leicht auf der sicheren Seite liegen sollten und demnach zufriedenstellende Werte für die Zeitpunkte „nach 3 bis 7 Jahren“ und „nach 50 Jahren“ darstellen.

5.7.6 Überblick der Versuche

Im Folgenden wird eine tabellarische Übersicht der Versuche gegeben. Die Werte für $t = \infty$ stellen allesamt analytische bzw. numerische Werte dar (entweder dem jeweiligen Versuch entnommen oder mit ONR CEN/TS 19103 [5] ermittelt). Die restlichen Werte für die Durchbiegung sind experimentelle Messwerte (falls dem Versuch entnommen), oder wurden analytisch mit ONR CEN/TS 19103 [5] berechnet. Auf die Wiedergabe der analytischen Versuchsergebnisse (ausgenommen für $t = \infty$) wurde in Tab. 5-26 verzichtet, da der Fokus dieser Arbeit vor allem auf dem Vergleich von experimentellen Messwerten mit analytisch ermittelten nach ONR CEN/TS 19103 [5] liegt.

Aus Tab. 5-26 und Abb. 5-20 bzw. Abb. 5-23 wird ersichtlich, dass vor allem bei den Versuchen 5.3 und 5.6 (außer B-NS) die Durchbiegungen nach 3 bis 7 Jahren und nach 50 Jahren durch die ONR CEN/TS 19103 [5] sehr genau prognostiziert werden und demnach die Vorhersage der Langzeitverformung nach [5] empfohlen wird. Die Berechnung der Langzeitverformung von Versuch 5.4 nach [5] kann, aufgrund der rel. kurzen Versuchsdauer von nur 339 Tagen, lediglich für den Zeitpunkt $t = \infty$ empfohlen werden. Es fehlen nämlich experimentelle Vergleichswerte für den Zeitpunkt $t = 3$ bis 7 Jahre, um eine Aussage treffen zu können. Die Berechnung der Langzeitverformung von Versuch 5.1 wird nur empfohlen, falls sehr konservative Werte gewünscht sind (siehe Abb. 5-18 und Tab. 5-26). In Abb. 5-19 und Tab. 5-26 sieht man, dass die Vorhersage der Langzeitverformung für HBV-1 und HBV-2 nach [5] unsichere Werte liefert und deswegen von der ONR CEN/TS 19103 [5] hier abgeraten wird. Die Durchbiegung von HBV-3 zum Zeitpunkt $t = \infty$ allerdings wird durch [5] sehr gut auf der sicheren Seite abgebildet. Die zeitlichen Verläufe der exp. und anal. Verformung von HBV-3 sind relativ nah beieinander, jedoch auf der unsicheren Seite liegend. Da experimentelle Messwerte zum Zeitpunkt $t = 3$ bis 7 Jahre fehlen, kann die Verwendung von [5] nur für den Zeitpunkt $t = \infty$ empfohlen werden.

Tab. 5-26: Übersicht der Versuche und deren Ergebnisse (Durchbiegung w in [mm])

Versuch	$w(t=0)$	$w(t)$	$w(t=3-7$ Jahre)	$w(t=\infty)$	$W_{net,fin} =$ $L/250$	Verwendung von ONR CEN/TS 19103 empfohlen?
5.1 nach [15]	0,87	-	3,36	3,93	22,80	Nein (außer große Si- cherheitsreserve wird gefordert)
5.1 nach [5]	7,47	-	11,48	13,72		
5.2 nach [38]					18,00	Nein, für HBV-1 und HBV-2 (exp. Werte höher als anal.)
HBV-1	5,04	12,31	-	13,63		
HBV-2	5,58	11,57	-	13,31		
HBV-3	3,08	6,85	-	7,80	18,00	Ja, für HBV-3 für $t = \infty$
5.2 nach [5]						
HBV-1	4,63	-	7,70	9,49		
HBV-2	4,99	-	7,35	9,07	18,00	
HBV-3	2,61	-	6,62	8,13		
5.3 nach [39]					32,00	Ja (sehr gute quali- tative Überein- stimmig von exp. und anal. Verlauf der Verformung)
Balken H	14,0	-	34,0	45,9		
Balken I	9,8	-	29,9	40,3		
Balken J	10,1	-	25,5	37,6	32,00	
5.3 nach [5]						
Balken H	12,67	-	33,65	39,98		
Balken I	12,67	-	30,37	35,00	32,00	
Balken J	12,26	-	30,31	34,87		
5.4 nach [24]					19,20	Ja, für $t = \infty$ (für $t = 3$ bis 7 Jahre unklar, da Durchbiegung nur für 339 Tage aufge- zeichnet)
Balken 1	5,58	8,28	-	16,24		
Balken 2	5,40	9,54	-	14,87	19,20	
5.4 nach [5]						
Balken 1	3,41	-	11,66	15,02	19,20	
Balken 2	9,31	-	11,42	14,56		
5.6 nach [44]					23,20	Ja (außer für B-NS, da dessen Verformung unterschätzt wird von [5])
B-NS	8,24	74,16	-	-		
B-4N	4,67	28,02	-	-		
B-6N	4,39	-	34,00	51,4/33,5		
B-SFS	4,17	-	33,00	51,4/25,9	23,20	
5.6 nach [5]						
B-NS	10,44	-	35,88	40,27		
B-4N	15,48	-	35,28	40,32		
B-6N	14,48	-	35,40	40,31	23,20	
B-SFS	9,41	-	35,98	40,25		

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



6 Conclusio

In dieser Diplomarbeit wird, aufbauend auf der Kurzzeitverformung, vor allem die Langzeitverformung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen allgemein bzw. analytisch und anhand von ausgewählten Versuchen aus der Literatur erläutert. Neben der experimentellen Beschreibung der Versuche fokussiert sich diese Arbeit vor allem auf die Ermittlung deren Langzeitverformungen nach aktuellem Normenentwurf der ONR CEN/TS 19103/A „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau“ (Ausgabe 2022-04-01) [5]. Es wird erörtert, ob der aktuelle Normentwurf der ONR CEN/TS 19103 realistische Prognosen für die Langzeitdurchbiegungen von Holz-Beton-Verbundträgern (auf der sicheren Seite) liefert.

Mit den bisher veröffentlichten Verfahren, wie z.B. dem γ -Verfahren, können Langzeiteffekte wie unelastischen Dehnungen, Kriechen bzw. Schwinden zufolge Temperatur- und Feuchteänderungen nicht berücksichtigt werden und folglich ist auch die Vorhersage der Verformung nach mehreren Jahren nicht exakt. In dieser Arbeit wird die Berücksichtigung dieser genannten Langzeiteffekte bei der analytischen Ermittlung der Langzeitverformung (nach 3 bis 7 Jahren bzw. nach 50 Jahren) lt. ONR CEN/TS 19103 [5] erklärt und dargestellt. Hierfür werden die einzelnen Berechnungsschritte nach ONR CEN/TS 19103 [5], welche zur Vorhersage der Langzeitdurchbiegung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen benötigt werden und deren theoretischer Hintergrund bzw. deren theoretische Herleitung wiedergegeben.

Um die ONR CEN/TS 19103 [5] zu validieren, wurden aus der Literatur ausgewählte Langzeitversuche und deren Ergebnisse zusammenfassend beschrieben und mit der ONR CEN/TS 19103 [5] nachgerechnet (siehe Kapitel 5). Die experimentell und analytisch ermittelten Langzeitdurchbiegungen aus den einzelnen Versuchen wurden den Ergebnissen der ONR CEN/TS 19103 [5] gegenübergestellt (siehe graphischen Vergleich der exp. und anal. zeitlichen Verläufe der Langzeitverformung in 5.7), um festzustellen, ob der neue Normenentwurf [5] die Langzeitverformungen realitätsnah abbildet, dessen Prognosen für die Langzeitdurchbiegungen auf der sicheren ($< L/250$) oder unsicheren Seite ($> L/250$) sind und wie groß die prozentuellen Abweichungen der berechneten Werte nach ONR CEN/TS 19103 [5] von den experimentellen und analytischen Versuchsergebnissen ausfallen.

Die wichtigsten Erkenntnisse sind im Folgenden kurz wiedergegeben:

Die Nachrechnung der Versuche hat gezeigt, dass die Schwankungen der Holzfeuchte einen großen Einfluss auf die endgültige Verformung haben. Aufgrund dessen sollte stets großer Wert auf eine genaue Berücksichtigung der Holzfeuchte in der Berechnung der Durchbiegung gelegt werden (z.B. durch Angabe der max. und min. Holzfeuchte $m_{c,max}$ und $m_{c,min}$). Die genaue Berücksichtigung der Holzfeuchte bei den Versuchen mit Kerven und Schrauben als Verbindungsmittel (Versuch 5.3 und 5.6) lieferte die qualitativ beste Übereinstimmung des zeitlichen Verlaufs der experimentellen und analytischen Langzeitdurchbiegung.

Die Nachrechnung des Versuchs mit gewellten Bewehrungsstäben als Verbindungsmittel (Versuch 5.1) zeigte, dass von der Reduktion eines π -Querschnitts zu einem T-Querschnitts, um es nach neuer Norm [5] kalkulierbar zu machen, abzuraten ist. Die Langzeitdurchbiegung nach ONR CEN/TS 19103 [5] fällt hier sehr konservativ weit über den gemessenen Versuchsergebnissen aus. Durch die Nachrechnung weiterer ähnlicher Versuche sollte hier mehr Klarheit geschaffen werden.

Bei jenen Versuchen, bei denen die untersuchten Holz-Beton-Verbundbalken eine unterschiedliche Anzahl an Verbindungsmittel aber denselben Verbindungsmitteltyp hatten (5.2 und 5.6), lässt die Nachrechnung nach ONR CEN/TS 19103 [5] darauf schließen, dass der Einbau von einem zusätzlichen Verbindungsmittelpaar (6 statt 4 bzw. 8 statt 6 Verbindungsmittel) die Kurzzeit- und Langzeitverformungen nicht wesentlich beeinflussen. Dies ist sowohl in den expe-

rimentellen als auch in den analytischen Ergebnissen nach [5] zu sehen und bezieht sich auf HBV-Balken, die eine geringe Anzahl an Verbindungsmittel aufweisen (Einsatz von Nagelplatten+Schrauben bzw. Kerfen).

Im Versuch bei dem die HBV-Balken Nagelplatten und Schrauben als Verbindungsmittel haben (Versuch 5.2) konnte beobachtet werden, dass die ONR CEN/TS 19103 [5] umso realitätsnähere Durchbiegungen für die Langzeitverformung liefert, je geringer die aufgebrachte Belastung ist. Dieser Versuch fällt allerdings nicht in den Anwendungsbereich der ONR CEN/TS 19103 [5], da es sich nicht um Schrauben oder Kerfen als Verbindungsmittel handelt. Diese Annahme sollte demnach durch Versuche mit geeigneten Verbindungsmitteln nach ONR CEN/TS 19103 [5] validiert werden.

Weiters stellte sich heraus, dass der verformungsmindernde Einfluss von schwindarmem Beton auf die Langzeitdurchbiegung durch die ONR CEN/TS 19103 [5] realitätsnah abgebildet wird.

Die Beobachtung der Ergebnisse nach ONR CEN/TS 19103 [5] von jenem Versuch bei dem vier Balken mit unterschiedlichen Verbindungsmitteln (Versuch 5.6) untersucht wurden, zeigte, dass die Verbindungsmittleigenschaften nicht ausreichend in die Berechnung einfließen, da sich die ermittelten Durchbiegungen für alle vier Balken zu allen Zeitpunkten kaum voneinander unterscheiden. Dieses Phänomen konnte allerdings nur bei diesem einen Versuch beobachtet werden und sollte durch weitere Versuche belegt oder widerlegt werden.

Abgesehen von diesen Erkenntnissen, kann zusammenfassend gesagt werden, dass die Langzeitverformungen mit der ONR CEN/TS 19103 [5] realitätsnah prognostiziert werden können, und zwar sowohl für den Zeitpunkt „nach 3 bis 7 Jahren“ als auch nach 50 Jahren. Die Verwendung der ONR CEN/TS 19103 [5] wird vor allem für jene Holz-Beton-Verbundbalken empfohlen, bei denen genaue Angaben zur Holzfeuchte vorhanden sind und die Systemgrenzen der ONR CEN/TS 19103 [5] eingehalten werden (z.B. Fuge und Verbindung ausgeführt in Nutzungsklasse 1 oder 2, max. zwei verbundene Schichten, Kerfe oder „stiftförmiges“ Verbindungsmittel, etc.). Die Vorhersagen der Langzeitdurchbiegung sind allerdings teilweise auf der unsicheren Seite. Mögliche Gründe hierfür konnten aus den nachgerechneten Versuchen nicht gewonnen werden und sollten durch Nachrechnung weiterer Experimente untersucht werden.

Bei einigen behandelten Versuchen wurden auch Nagel- bzw. Stahlplatten mit Nägeln als Verbindungsmittel eingebaut, die eigentlich nicht in den Anwendungsbereich der ONR CEN/TS 19103 [5] fallen und dennoch mit der ONR CEN/TS 19103 [5] nachgerechnet wurden. Es stellte sich heraus, dass auch hier realitätsnahe Werte für die Langzeitverformung durch die ONR CEN/TS 19103 [5] prognostiziert werden. Es wird empfohlen weitere Nachforschungen diesbezüglich zu machen und eventuell die Verwendung von Nagel- bzw. Stahlplatten in der ONR CEN/TS 19103 [5] einzuarbeiten.

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2-1: Resultierender Zustand infolge von unterschiedlichen Relativverschiebungen aufgrund von z.B. Schwinden des Betons [5]	3
Abb. 3-1: Unterschiedliche Verbindungssysteme im Vergleich [2]	7
Abb. 3-2: Versagensarten des Holzes bzw. des Betons in Kernen [4]	9
Abb. 4-1: zeitliche Entwicklung der Kriechzahlen von Holz und Beton [3]	16
Abb. 4-2: Bauteilnummerierung [4]	18
Abb. 4-3: möglicher Wertebereich der effektiven Kriechzahl bei reiner Relaxation bzw. reinem Kriechen [3, 20]	23
Abb. 4-4: Entwicklung der Kriechdehnung des Betons in Bezug zur Kriechdehnung des Holzes [20]	24
Abb. 5-1: Längsansicht (M1:40) und Querschnitt (M1:20) des Probekörpers (Maße in mm) [14]	27
Abb. 5-2: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung nach [4]	32
Abb. 5-3: Anordnung der Verbindungsmittel bei den drei Trägern, oben (a): HBV-1 und HBV-3; unten (b): HBV-2 (Maße in mm, M1:40) [37]	34
Abb. 5-4: Geometrie der Verbindungsmittel (Maße in mm, M1:10) [37]	35
Abb. 5-5: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung nach [4]	40
Abb. 5-6: Querschnitt Balken „H“ und „I“ (oben) bzw. Balken „J“ (unten) (Maße in mm, M1:15) [38]	42
Abb. 5-7: Verbindungsmittels des Typs R300 (a), Typ P (b) (Maße in mm, M1:10) [38]	43
Abb. 5-8: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung nach [4]	48
Abb. 5-9: Querschnittsabmessungen der beiden Balken 1 und 2 (Maße in mm). [23]	50
Abb. 5-10: Verbindung „SP + N“ (links), Verbindung „SST+S“ (rechts) (M1:3) [23]	51
Abb. 5-11: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung nach [4]	56
Abb. 5-12: Querschnittsabmessungen (Maße in mm, M1:10)	58
Abb. 5-13: Anordnung der Balken zur Versuchsdurchführung (Maße in mm, M1:40)	59
Abb. 5-14: Querschnitt der Balken (Maße in mm). [43]	62
Abb. 5-15: Längsansicht der HBV-Balken (a) B-NS, (b) B-4N, (c) B-6N, (d) B-SFS (Maße in mm, M1:50)	63
Abb. 5-16: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung der Balken B-NS und B-4N nach [4]	68
Abb. 5-17: zeitl. Verlauf der analytisch ermittelten Durchbiegung der Balken B-6N und B-SFS nach [4]	69
Abb. 5-18: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [14] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [4] berechneten.	72
Abb. 5-19: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [37] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [4] berechneten.	73
Abb. 5-20: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [38] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [4] berechneten.	74
Abb. 5-21: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [23] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [4] berechneten für Balken „1“.	75
Abb. 5-22: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [23] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [4] berechneten für Balken „2“	76
Abb. 5-23: Vergleich der experimentell ermittelten Durchbiegung [43] mit jener analytisch nach ONR CEN/TS 19103 [4] berechneten.	77
Abb. 6-1: Max. und min. Tagestemperatur des letzten Versuchsjahres.	89
Abb. 6-2: Tagesmaxima und -minima der rel. Luftfeuchtigkeit des letzten Versuchsjahres.	89

Abb. 6-3: Zeitl. Verlauf der mittleren Holzfeuchte in 40 mm Tiefe.....	90
Abb. 6-4: gemessene Durchbiegung der Holzbalken in Feldmitte.....	90
Abb. 6-5: zeitl. Verlauf der Temperatur und der rel. Luftfeuchtigkeit über den betrachteten Zeitraum	93
Abb. 6-6: zeitl. Verlauf der Durchbiegung der HBV-Balken in Feldmitte	93
Abb. 6-7: zeitl. Verlauf der Temperatur und der rel. Luftfeuchtigkeit über den betrachteten Zeitraum	96
Abb. 6-8: Messwerte der Holzfeuchte zu bestimmten Zeitpunkten	96
Abb. 6-9: gemessene Durchbiegung der Holzbalken in Feldmitte	97
Abb. 6-10: zeitl. Verlauf der Temperatur und der rel. Luftfeuchtigkeit über den betrachteten Zeitraum	100
Abb. 6-11: zeitl. Verlauf der Durchbiegung von Balken 1 mit Verbindungsmittel Typ „SP+N“	100
Abb. 6-12: zeitl. Verlauf der Durchbiegung von Balken 2 mit Verbindungsmittel Typ „SST+S“	101
Abb. 6-13: zeitl. Verlauf der Temperatur über den betrachteten Zeitraum.....	103
Abb. 6-14: zeitl. Verlauf der rel. Luftfeuchtigkeit über den betrachteten Zeitraum	103
Abb. 6-15: zeitl. Verlauf der Durchbiegung von Balken „PL“	104
Abb. 6-16: zeitl. Verlauf der Durchbiegung von Balken „PQ“	104
Abb. 6-17: zeitl. Verlauf der Temperatur, der rel. Luftfeuchtigkeit und der Holzfeuchte	106
Abb. 6-18: zeitl. Verlauf der Durchbiegung der HBV-Balken in Feldmitte	106

Tabellenverzeichnis

Tab. 5-1: Vergleich zw. experimenteller und analytischer Ermittlung der Verbindungsmittleigenschaften	28
Tab. 5-2: Vergleich zw. experimenteller und analytischer Ermittlung der Durchbiegung in Feldmitte und Relativverschiebung über dem Auflager (in mm)	29
Tab. 5-3: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse	29
Tab. 5-4: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und jenen nach [4]	32
Tab. 5-5: gemessene Materialeigenschaften des Holzes parallel zur Faser	34
Tab. 5-6: Materialeigenschaften der Verbindung	35
Tab. 5-7 Experimentelle und analytische Ermittlung der Durchbiegung in Feldmitte und der Kriechbeiwerte zu verschiedenen Zeiten (in mm)	36
Tab. 5-8: Durchbiegung nach 50 Jahren (in mm)	37
Tab. 5-9: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse	37
Tab. 5-10: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und jenen nach [4] (Durchbiegung in [mm])	41
Tab. 5-11: Materialeigenschaften der Verbindungen (Mittelwerte) [39]	43
Tab. 5-12: Durchbiegungen in Feldmitte zu verschiedenen Zeitpunkten (in mm)	44
Tab. 5-13: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse	45
Tab. 5-14: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und jenen nach [4] (Durchbiegung in [mm])	48
Tab. 5-15: Materialeigenschaften der Verbindungen (Mittelwerte) [10]	51
Tab. 5-16: experimentell/numerisch ermittelte Durchbiegung in Feldmitte (in mm)	52
Tab. 5-17: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse	53
Tab. 5-18: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und jenen nach [4] (Durchbiegung in [mm])	56
Tab. 5-19: Materialeigenschaften gemessen am Probekörper* (Mittelwert) bzw. nach SIA (charakteristisch) (in MPa)	58
Tab. 5-20: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse	60
Tab. 5-21: Materialeigenschaften des Furnierschichtholzes	62
Tab. 5-22: Materialeigenschaften der Verbindungsmittel	63
Tab. 5-23 experimentell/numerisch/analytisch ermittelte Durchbiegung in Feldmitte (in mm)	64
Tab. 5-24: Übersicht des Versuchs und dessen Ergebnisse	65
Tab. 5-25: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und jenen nach [4] (Durchbiegung in [mm])	70
Tab. 5-26: Übersicht der Versuche und deren Ergebnisse (Durchbiegung w in [mm])	79
Tab. 6-1: Angaben des Publizierenden, Annahmen für Berechnung nach [4] und Ergebnisse	91
Tab. 6-2: Angaben des Publizierenden, Annahmen für Berechnung nach [4] und Ergebnisse	94
Tab. 6-3: Angaben des Publizierenden, Annahmen für Berechnung nach [4] und Ergebnisse	97
Tab. 6-4 Angaben des Publizierenden, Annahmen für Berechnung nach [4] und Ergebnisse	101
Tab. 6-5: Angaben des Publizierenden und Ergebnisse	104
Tab. 6-6: Angaben des Publizierenden, Annahmen für Berechnung nach [4] und Ergebnisse	107

Literaturverzeichnis

- [1] D. Y. E. Chuan, *Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite Floor System*, Christchurch, New Zealand: University of Canterbury, 2010.
- [2] D. Yeoh, M. Fragiaco, M. De Franceschi und K. Heng Boon, *State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review*, Journal of Structural Engineering, 137(10), 2011, pp. 1085-1095.
- [3] J. Schänzlin, *Eurocode 5:2022 - Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken*, Hochschule Biberach, Institut für Holzbau: Karlsruher Tage 2018-Holzbau-Forschung für die Praxis, 2018, pp. 85-103.
- [4] WIKIPEDIA - *Die freie Enzyklopädie*, <https://de.wikipedia.org>, zuletzt aufgerufen am 20.11.2022.
- [5] *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau (ONR CEN/TS 19103/A)*, Wien: Austrian Standards International, Ausgabe: 2022-04-01.
- [6] U. Kuhlmann, J. Schänzlin und B. Michelfelder, *Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken*, Stuttgart: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Beton und Stahlbetonbau 99, Heft 4, 2004.
- [7] *ÖNORM EN 1995-1-1 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*, Wien: Austrian Standards International, Ausgabe: 2019-06-01.
- [8] A. Frangi und M. Fontana, *Elasto-plastic Model for Timber-Concrete Composite Beams with Ductile Connection*, Struct. Eng. Int., 2003, pp. 47-57.
- [9] *DIN EN 1995-1-1/NA: Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter*, Berlin: Deutsches Institut für Normung, Ausgabe: 2013-08.
- [10] M. Grosse, R. Hartnack, S. Lehmann und K. Rautenstrauch, *Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*, Bautechnik Nr. 80, 2003, pp. 534-541 und 693-701.
- [11] E. Lukaszewska, H. Johnsson und M. Fragiaco, *Performance of connections for prefabricated timber-concrete composite floors*, Materials and Structures 41, 2008, pp. 1533-1550.
- [12] R. Gutkowski, W. Thompson, K. Brown, P. Etournaud, A. Shigidi und J. Natterer, *Laboratory testing on composite wood-concrete beam and deck specimens*, Stockholm, Sweden: In: Proc., RILEM symposium on timber engineering, September 13-14, 1999, pp. 263-272.
- [13] *ÖNORM EN 26891 Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983)*, Wien: Austrian Standards Institute, 1991.
- [14] K. Johansen, *Theory of timber connections. Publications of the International Association of Bridge and Structural Engineering Nr. 9*, Bern, Switzerland, 1949, pp. 249-262.
- [15] A. Ceccotti, M. Fragiaco und S. Giordano, *Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection*, Materials and Structures, 40(1), 2006, pp. 15-25.
- [16] E. Lukaszewska, M. Fragiaco und A. Frangi, *Evaluation of the slip modulus for ultimate limit state verifications of timber-concrete composite structures.*, CIB-W18, H.Blass, Editor. 2007: Bled-Slovenia. p.14.
- [17] A. M. P. G. Dias, H. M. P. Cruz, S. M. R. Lopes und J. W. van de Kuilen, *Stiffness of dowel-type fasteners in timber-concrete joints.*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers-

- Structures and Buildings 163(4): 257-266., 2010.
- [18] A. M. P. G. Dias, *Performance of dowel-type fasteners for hybrid timber structures.*, International Conference on Connections in Timber Engineering - From Research to the Standards. Graz, Austria, Graz University of Technology, 2017.
- [19] K. Kudla, *Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken.*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, 2017.
- [20] B. C. Michelfelder, *Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, 2006.
- [21] A. Dias, M. Fragiaco, R. Harris, P. Kuklík, V. Rajčić und J. Schänzlin, *CEN/TC 250/SC 5 - Technical Specification - Background Document - Eurocode 5: Design of Timber Structure - Structural design of timber-concrete composite structures - common rules and rules for buildings*, 2018.
- [22] N. Khorsandnia, H. Valipour, R. Shrestha, C. Gerber und K. Crews, *Review on long-term behaviour of timber-concrete composite floors.*, From Materials to Structures: Advancement Through Innovation - Proceedings of the 22nd Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, ACMSM 2012,1, 2013, pp. 1053-1058.
- [23] J. Schänzlin, *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Stuttgart: Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, 2003.
- [24] E. Lukaszewska und M. Fragiaco, *Time-dependent behaviour of timber-concrete composite floors with prefabricated concrete slabs*, Engineering Structures 52, 2013, pp. 687-696.
- [25] M. Fragiaco, *Long-term behaviour of timber-concrete composite beams. II: Numerical analysis and simplified evaluation.*, ASCE Journal of Structural Engineering, 132(1):23-33, 2006.
- [26] M. Fragiaco und A. Ceccotti, *Simplified approach for the long-term behaviour of timber-concrete composite beams according to the Eurocode 5 provisions.*, Meeting thirty-nine of the Working Commission W18-Timber Structures, CIB, International Council for Research and Innovation, Florence (Italy), August 28-31, paper No. CIB-W18/39-9-1, 12 pp., 2006 .
- [27] M. Fragiaco und A. Ceccotti, *Long-term behaviour of timber-concrete composite beams. I: Finite element modelling and validation.*, ASCE Journal of Structural Engineering, 132(1):13-22., 2006.
- [28] M. Fragiaco, J. Balogh, L. To und R. M. Gutkowski, *Three-Dimensional Modeling of Long-Term Structural Behavior of Wood-Concrete Composite Beams*, 2014.
- [29] *ÖNORM B 1991-1-5: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen*, Wien: Austrian Standards Institute, Ausgabe 2012-01-01.
- [30] J. Schänzlin und M. Fragiaco, *Extension of EC5 annex B formulas for the design of timber-concrete composite structures.*, Meeting forty of the Working Commission W18-Timber Structures, CIB, International Council for Research and Innovation, Bled (Slovenia), August 28-31, paper No. CIB-W18/40-10-1, 10 pp. CIB-40-10-1, 2007.
- [31] R. Grohe, *Comparison of different design methods for timber-concrete composite systems.*, Diploma thesis, University of Stuttgart, Institute of Structural Design. No. 2007-23X., 2007.
- [32] H. Kupfer und H. Kirmair, *Verformungsmoduln zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus zwei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen.*, Bauingenieur Nr.62, S. 371-377, 1987.
- [33] H. Kreuzinger, *Verbundkonstruktionen Holz / Beton*, 1994.
- [34] H.-J. Blaß, J. Ehlbeck, M. van der Linden und M. Schlager, *Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (T2710)*, 1995.
- [35] *DIN EN 1994-1-1:2010. Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und*

- Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009*, DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010.
- [36] V. Kerler, *Erste auswertungen zum teilsicherheitsbeiwert des schwindens*, Master's thesis, HTWG Konstanz, 2016.
- [37] *ÖNORM EN 14080: Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen*, Wien: Austrian Standards Institute, Ausgabe: 2013-08-01.
- [38] B. Shi, W. Liu und H. Yang, *Experimental investigation on the long-term behaviour of prefabricated timber-concrete composite beams with steel plate connections*, Construction and Building Materials, 266, PR China, 2021.
- [39] D. Yeoh, K. H. Boon und L. Y. Loon, *Timber-Concrete Composite Floor Beams under 4 Years Long-Term Load*, University of Canterbury, New Zealand: International Journal of Integrated Engineering, 5(2), 2013, pp. 1-7.
- [40] D. Yeoh, M. Fragiaco, A. Buchanan und C. Gerber, *Preliminary research towards a semi-prefabricated LVL-concrete composite floor system for the Australasian market*, Australian Journal of Structural Engineering, 9 (3), 2009.
- [41] *DIN EN 14374: Holzbauwerke-Furnierschichtholz (LVL) - Anforderungen*, Berlin: Deutsches Institut für Normung, Juli 2016.
- [42] T. Tannert, B. Endacott, M. Brunner und T. Vallée, *Long-term performance of adhesively bonded timber-concrete composites*, International Journal of Adhesion & Adhesives 72 (2017), 2016, pp. 51-61.
- [43] M. Brunner, M. Romer und M. Schnüriger, *Timber-concrete-composite with an adhesive connector (wet on wet process)*, Switzerland: Materials and Structures (2007) 40, 2006, pp. 119-126.
- [44] M. Hailu, *Long-term Performance of Timber-Concrete Composite Flooring Systems*, ME Thesis, 2015.
- [45] N. Khorsandnia, H. R. Valipour und K. Crews, *Experimental and analytical investigation of short-term behaviour of LVL-concrete composite connections and beams*, Australia: Construction and Building Materials, 37, 2012, pp. 229-238.

Anhang

Versuch 5.1

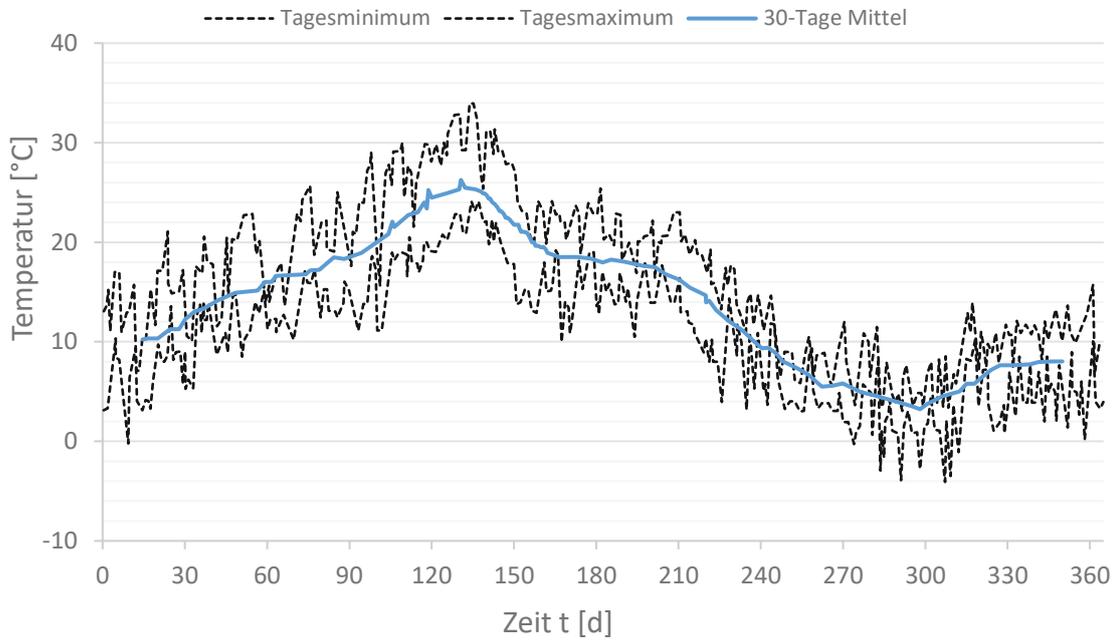


Abb. 6-1: Max. und min. Tagestemperatur des letzten Versuchsjahres.

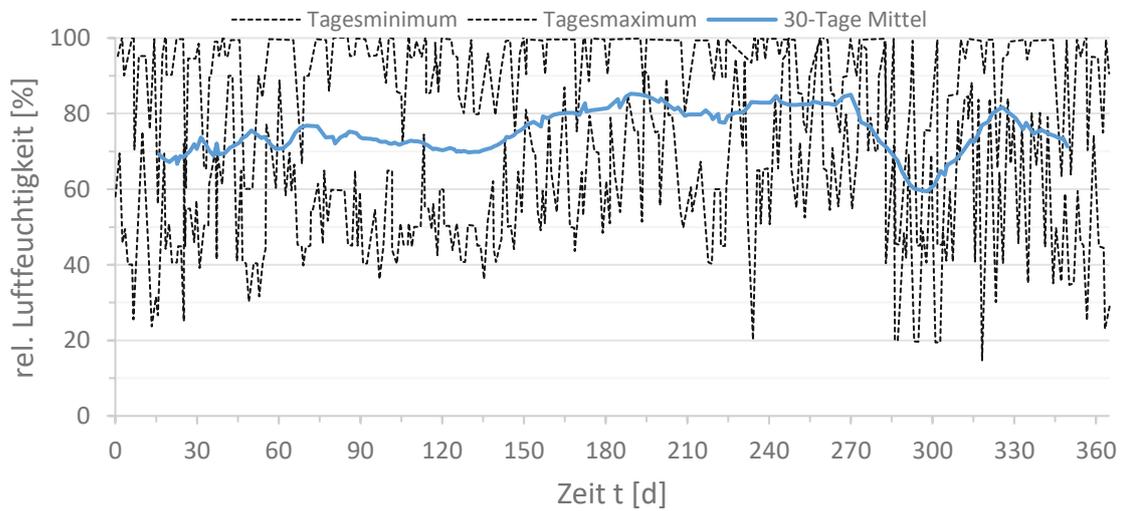


Abb. 6-2: Tagesmaxima und -minima der rel. Luftfeuchtigkeit des letzten Versuchsjahres.

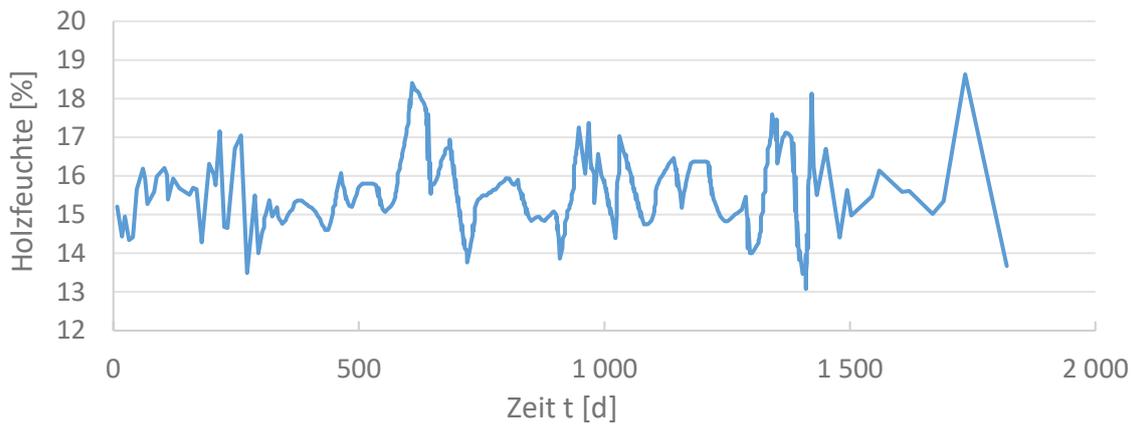


Abb. 6-3: Zeitl. Verlauf der mittleren Holzfeuchte in 40 mm Tiefe.

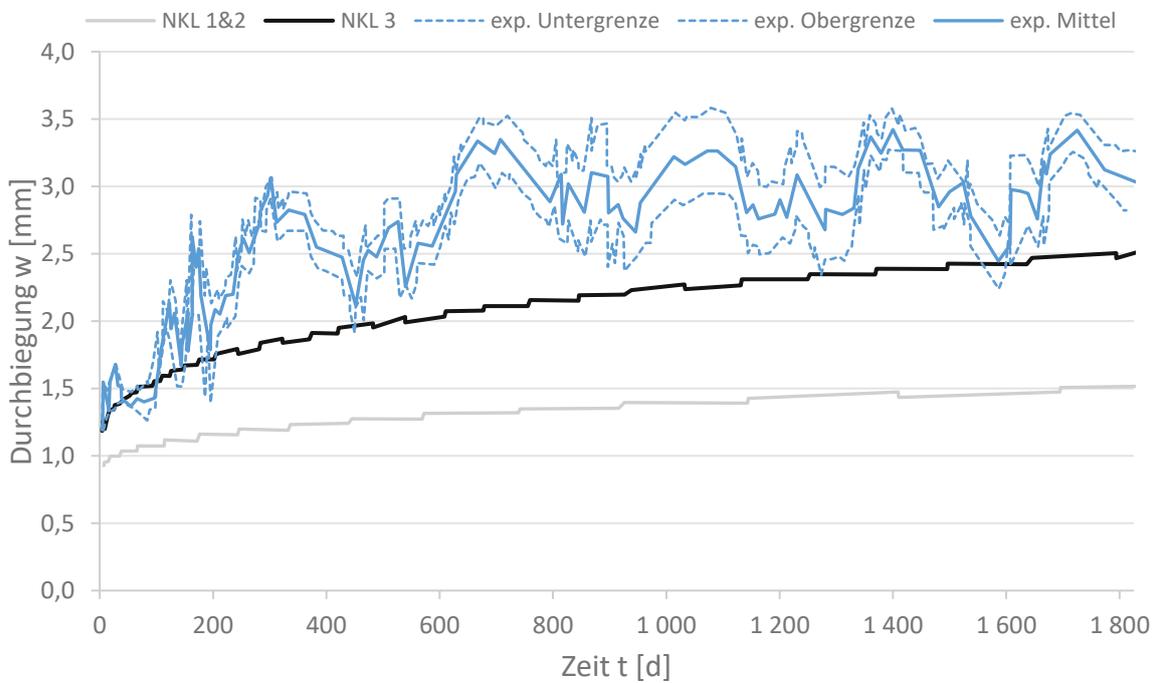


Abb. 6-4: gemessene Durchbiegung der Holzbalken in Feldmitte.

Tab. 6-1: Angaben des Publizierenden, Annahmen für Berechnung nach [5] und Ergebnisse

Holz	
Abmessungen Holz (b/h in [mm])	125/500
Holzgüte (nach prEN 1194)	GL24h
$E_{0,mean}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	10000
$E_{0,mean}$ [N/mm ²] (lt. EN 14080 [37])	11500
$\rho_{k,mean}$ [kg/m ³]	420
Nutzungsstufe lt. Publizierenden	3
Nutzungsstufe (Annahme)	2
k_{mod}	0,6
k_{def}	0,8
$\alpha_{t,u,tim}$ [1/1% Feuchteänderung] lt. [5]	0,0001
$\alpha_{tim,T}$ [1/K] (Annahme)	$8 \cdot 10^{-6}$
Beton	
Abmessungen Beton (b/h in [mm])	1500/100
Abmessungen Beton für Berechnung (b/h in [mm])	750/100
Dicke Schalung t_s [mm] (aus Stahl, Annahme)	1,5
Betongüte	keine Angabe
Betongüte (Annahme für Berechnung)	C25/30
$f_{c,m}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	30,4
Klasse der Festigkeitsentwicklung	CN
$\alpha_{conc,T}$ [1/K] (Annahme)	$12 \cdot 10^{-6}$
Verbindungsmittel	
Herkunft Verbindungsmittelleigenschaften	Push-Out-Test
$K_{0,4}$ [kN/mm]	25,0
$K_{0,6}$ [kN/mm]	20,0
$K_{0,8}$ [kN/mm]	keine Angabe
$F_{v,rm}$ [kN]	39,7
Verbindungsmittel dem Q-Verlauf angepasst?	Ja
$s_{i,eff}$ [mm]	225
System und Belastung	
statisches System	Einfeldträger
Vier-Punkt-Biegeversuch?	Nein (aber im Anschluss)
Anzahl Versuchskörper	1
Spannweite [m]	5,7
Faktor X,XX in „G + X,XX*Qk“ (GZG)	0,111
Nutzlast X,XX * Q _k [kN/m ²]	2,667
Nutzlast Q _k [kN/m ²]	24,024
Zeit	
Dauer des Versuches	5 Jahre
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d]	keine Angabe
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d] (Annahme)	0
Betonalter bei Belastungsbeginn [d]	280
Temperatur	
Annahme für Berechnung: Temperatur in Beton bzw. Holz entspricht Umgebungstemperatur	

Max. Temperatur [°C]	keine Angabe
Max. Temperatur [°C] (aus Diagramm geschätzt)	34
Min. Temperatur [°C]	keine Angabe
Min. Temperatur [°C] (aus Diagramm geschätzt)	-4
tägliche Schwankung der Temperatur [°C] (Winter/Sommer)	8
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	20
$T_{0,conc} = T_{0,tim}$ [°C] (Annahme lt. EN 1991-1-5 Anhang A)	10
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit [%] (aus Diagramm geschätzt)	100
Max. mittlere. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	keine Angabe
Max. mittlere. rel. Luftfeuchtigkeit [%] (aus Diagramm geschätzt)	85
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%] (aus Diagramm geschätzt)	17
Min. mittlere rel. Luftfeuchtigkeit [%]	keine Angabe
Min. mittlere rel. Luftfeuchtigkeit [%] (aus Diagramm geschätzt)	60
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	bis zu 40
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte mc_0 [%]	keine Angabe
Einbaufeuchte mc_0 [%] (Annahme)	16
Max. Holzfeuchte mc_{max} [%]	18,5
Max. Holzfeuchte mc_{max} [%] (Annahme)	-
Min. Holzfeuchte mc_{min} [%]	13
Min. Holzfeuchte mc_{min} [%] (Annahme)	-
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} [%]	keine Angabe
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} [%] (Annahme für Berechnung)	15,75
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte lt. Versuch</u>	
exp. Durchbiegung bei Belastungsbeginn [mm] (ermittelt aus $w_{max}/w_{max,e}$)	0,87
anal. Durchbiegung bei Belastungsbeginn [mm]	keine Angabe
exp. Durchbiegung w_{max} nach 5 Jahren [mm]	3,36
anal. Durchbiegung w_{max} nach 5 Jahren [mm] (NKL1/NKL2/NKL3)	1,52/1,52/2,51
anal. Durchbiegung w_{max} nach 50 Jahren [mm] (NKL1/NKL2/NKL3)	1,83/2,22/3,93
<u>Durchbiegung in Feldmitte lt. Nachrechnung</u>	
anal. Durchbiegung bei Belastungsbeginn [mm]	7,47
anal. Durchbiegung w_{5Jahre} nach 5 Jahren nach [5] [mm]	11,48
anal. Durchbiegung $w_{3-7Jahre}$ nach 3 bzw. 7 Jahren nach [5] [mm]	11,48
anal. Durchbiegung w_{max} nach 50 Jahren nach [5] [mm]	13,72

Versuch 5.2

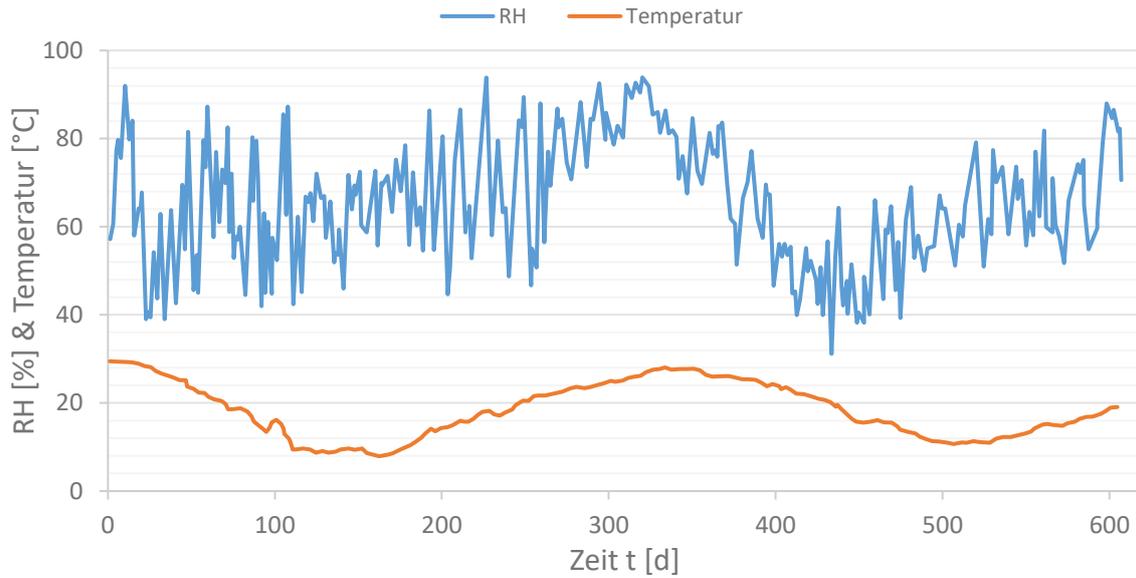


Abb. 6-5: zeitl. Verlauf der Temperatur und der rel. Luftfeuchtigkeit über den betrachteten Zeitraum

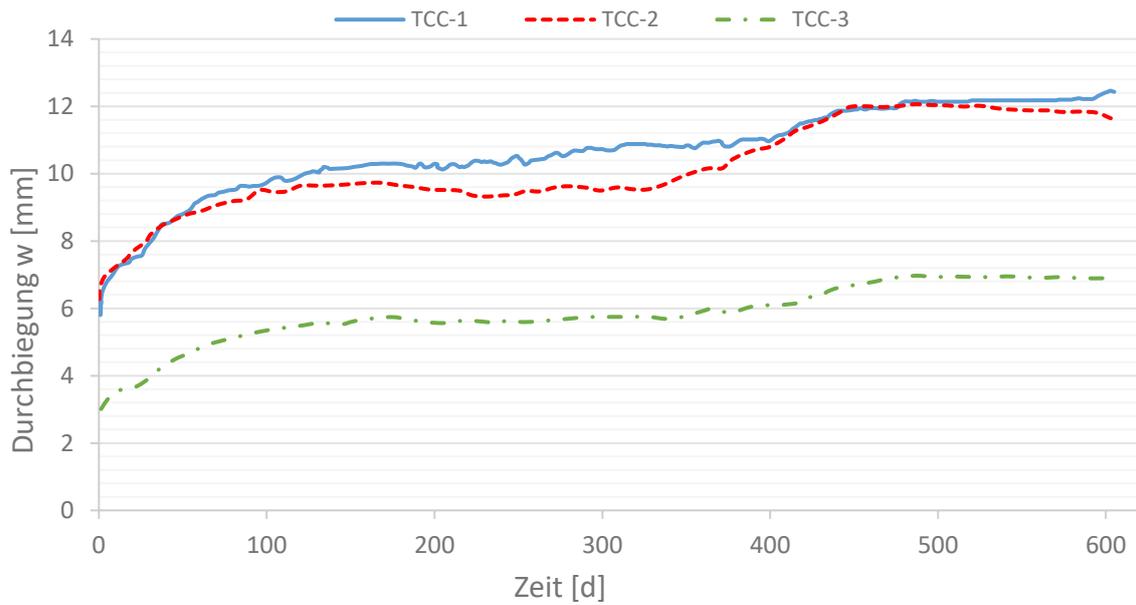


Abb. 6-6: zeitl. Verlauf der Durchbiegung der HBV-Balken in Feldmitte

Tab. 6-2: Angaben des Publizierenden, Annahmen für Berechnung nach [5] und Ergebnisse

Holz	
Abmessungen Holz (b/h in [mm])	135/300
Holzgüte (nach prEN 1194)	GL28h
$E_{0,mean}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden nach ASTM D198)	12683
$E_{0,mean}$ [N/mm ²] (lt. EN 14080 [37])	12600
$\rho_{k,mean}$ [kg/m ³]	460
Nutzungsklasse lt. Publizierenden	2-3
Nutzungsklasse (Annahme)	2
k_{mod}	0,6
k_{def}	0,8
$\alpha_{t,u,tim}$ [1/1% Feuchteänderung] lt. [5]	0,0001
$\alpha_{tim,T}$ [1/K] (Annahme)	$8 \cdot 10^{-6}$
Beton	
Abmessungen Beton (b/h in [mm])	400/80
Dicke Schalung t_s [mm] (Annahme)	25
Betongüte lt. Publizierenden	C30/35
Betongüte (Annahme für Berechnung)	C30/37
$f_{cm,cube}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	38,3
E_{cm} [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	33000
Klasse der Festigkeitsentwicklung	CN
$\alpha_{conc,T}$ [1/K] (Annahme)	$12 \cdot 10^{-6}$
Verbindungsmittel	
Herkunft Verbindungsmittleigenschaften	Push-Out-Test
$K_{0,4}$ [kN/mm]	48,2
$K_{0,6}$ [kN/mm]	45,3
$K_{0,8}$ [kN/mm]	35,9
$F_{v,rm}$ [kN]	174,1
Verbindungsmittel dem Q-Verlauf angepasst?	Ja
$s_{i,eff}$ [mm]	637,5/887,5/637,5
System und Belastung	
statisches System	Einfeldträger
Vier-Punkt-Biegeversuch?	Ja
Anzahl Versuchskörper	3
Spannweite [m]	4,5
Faktor X,XX in „X,XX*P _{max} “ (GZG)	0,2/0,2/0,1
Nutzlast 2*P _{max} [kN]	118,7/113,2/118,7
Nutzlast P _k [kN] (in Drittelunkten angesetzt)	12,0/11,4/6,0
Momenten äquivalente Nutzlast q _k [kN/m]	7,11/6,76/3,56
Zeit	
Dauer des Versuches [d] (nicht abgeschlossen)	613
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d]	keine Angabe
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d] (Annahme)	0
Betonalter bei Belastungsbeginn [d]	119
Temperatur	
Annahme für Berechnung: Temperatur in Beton bzw. Holz entspricht Umgebungstemperatur	

Max. Temperatur [°C]	30,4
Min. Temperatur [°C]	8,2
tägliche Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
$T_{0,conc} = T_{0,tim}$ [°C] (Annahme lt. EN 1991-1-5 Anhang A)	10
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	94,3
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	31,1
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte mc_0 [%]	< 15
Einbaufeuchte mc_0 [%] (Annahme)	13
Max. Holzfeuchte mc_{max} [%]	keine Angabe
Max. Holzfeuchte mc_{max} [%] (Annahme)	13,9
Min. Holzfeuchte mc_{min} [%]	keine Angabe
Min. Holzfeuchte mc_{min} [%] (Annahme)	7,9
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} [%]	10,9
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte lt. Versuch</u>	
exp. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	5,04/5,58/3,08
anal. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	5,75/6,22/2,88
exp. Durchbiegung w_{613} nach 613 Tagen [mm]	12,31/11,57/6,85
anal. Durchbiegung w_{613} nach 613 Tagen [mm]	keine Angabe
anal. Durchbiegung w_{max} nach 50 Jahren [mm] (Kelvin-Modell)	13,63/13,31/7,80
<u>Durchbiegung in Feldmitte lt. Nachrechnung</u>	
anal. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	4,63/4,99/2,61
anal. Durchbiegung w_{613} nach 613 Tagen nach [5] [mm]	7,70/7,35/6,62
anal. Durchbiegung $w_{3-7Jahre}$ nach 3 bzw. 7 Jahren nach [5] [mm]	7,70/7,35/6,62
anal. Durchbiegung w_{max} nach 50 Jahren nach [5] [mm]	9,49/9,07/8,13

Versuch 5.3

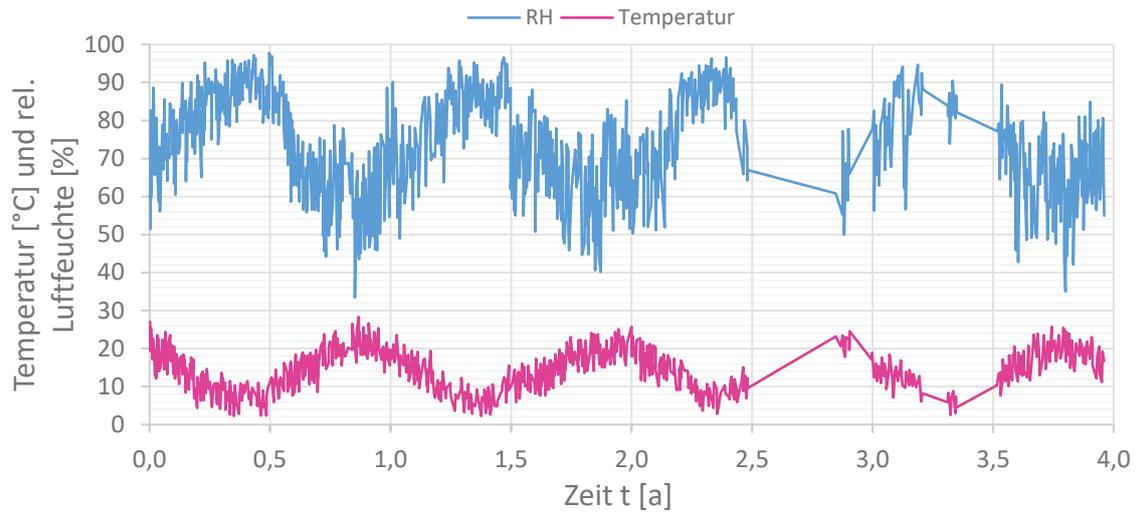


Abb. 6-7: zeitl. Verlauf der Temperatur und der rel. Luftfeuchtigkeit über den betrachteten Zeitraum

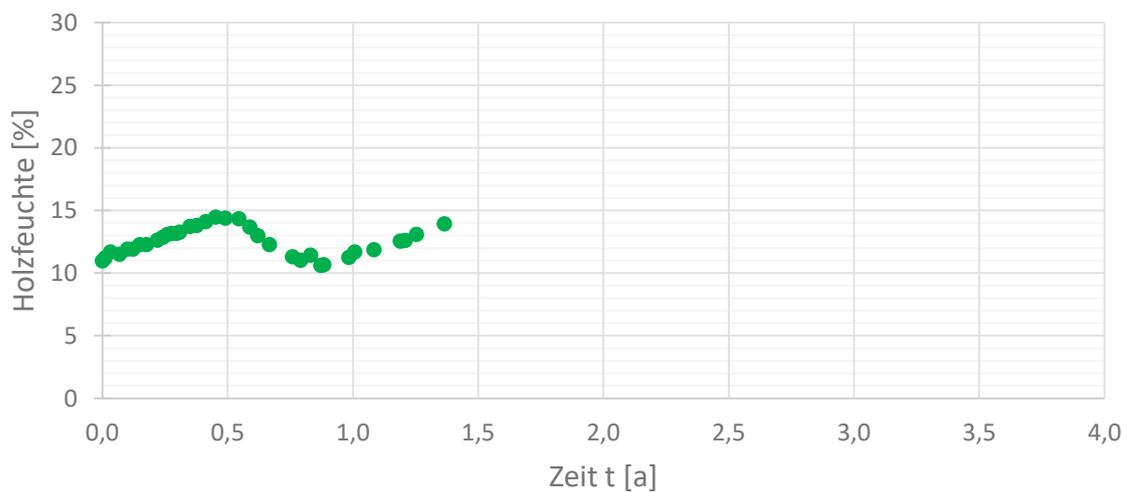


Abb. 6-8: Messwerte der Holzfeuchte zu bestimmten Zeitpunkten

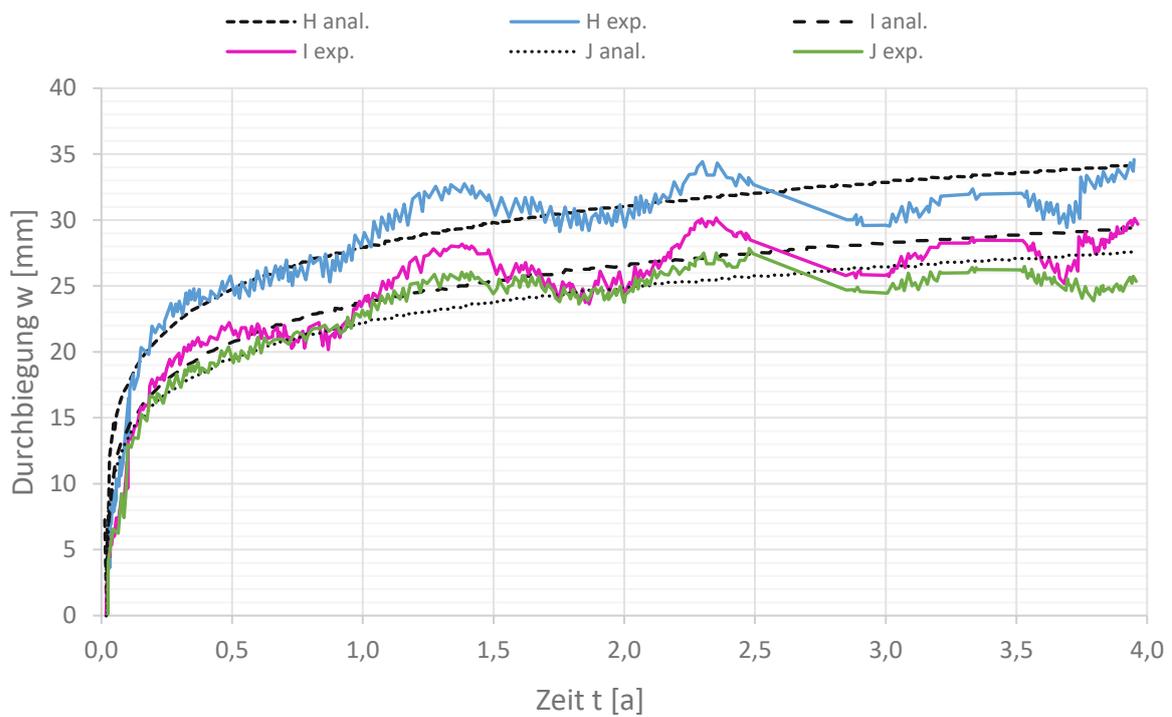


Abb. 6-9: gemessene Durchbiegung der Holzbalken in Feldmitte

Tab. 6-3: Angaben des Publizierenden, Annahmen für Berechnung nach [5] und Ergebnisse

<u>Holz</u>	
Abmessungen Holz (b/h in [mm])	63/400 bzw. 126/400
Holzgüte	keine Angabe
Holzgüte (Annahme lt. DIN EN 14374 [41])	LVL 50 S
E_k [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	11340
$f_{m,k}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	48
$E_{0,mean}$ [N/mm ²] (lt. DIN EN 14374 [41])	13800
$\rho_{k,mean}$ [kg/m ³] (lt. DIN EN 14374 [41])	510
Nutzungsklasse lt. Publizierenden	3
Nutzungsklasse (Annahme)	2
k_{mod}	0,6
k_{def}	0,8
$\alpha_{t,u,tim}$ [1/1% Feuchteänderung] lt. [5]	0,0001
$\alpha_{tim,T}$ [1/K] (Annahme)	$8 \cdot 10^{-6}$
<u>Beton</u>	
Abmessungen Beton (b/h in [mm])	600/65 bzw. 1200/65
Dicke Schalung t_s [mm] (Annahme)	17
Betongüte lt. Publizierenden	C35/45
f_{ck} [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	35
$f_{ck,cylinder}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	45
Klasse der Festigkeitsentwicklung	CN
$\alpha_{conc,T}$ [1/K] (Annahme)	$12 \cdot 10^{-6}$

<u>Verbindungsmittel</u>	
Herkunft Verbindungsmittelleigenschaften	Push-Out-Test
$K_{0,4}$ [kN/mm]	247,2/463,7
$K_{0,6}$ [kN/mm]	241,4/394,6
$K_{0,8}$ [kN/mm]	194,2/256,8
$F_{v,rm}$ [kN]	138,9/139,3
Verbindungsmittel dem Q-Verlauf angepasst?	keine Angabe
Verbindungsmittel dem Q-Verlauf angepasst? (Annahme)	Nein
Abstand s [mm] der Verbindungsmittel	keine Angabe
$s_{i,eff}$ [mm] (Annahme: gleichmäßig verteilte Verbindungsmittel mit jeweils 250/250/150 mm Abstand von jedem Auflager)	1500/1500/1100
<u>System und Belastung</u>	
statisches System	Einfeldträger
Anzahl Versuchskörper	3
Spannweite [m]	8,0
Faktor X,XX in „G + $X,XX \cdot Q_k$ “ (GZG)	0,4
Nutzlast $X,XX \cdot Q_k$ [kN/m ²]	2,2
Nutzlast Q_k [kN/m ²]	5,5
<u>Zeit</u>	
Dauer des Versuches [a] (nicht abgeschlossen)	4
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d]	5
Betonalter bei Belastungsbeginn [d]	36
<u>Temperatur</u>	
Annahme für Berechnung: Temperatur in Beton bzw. Holz entspricht Umgebungstemperatur	
Max. Temperatur [°C]	28,4
Min. Temperatur [°C]	2,1
tägliche Schwankung der Temperatur [°C] (Winter/Sommer)	5,8/7,0
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	12,7
$T_{0,conc} = T_{0,tim}$ [°C] (Annahme lt. EN 1991-1-5 Anhang A)	10
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	92,5
Max. rel. Luftfeuchtigkeit [%] (aus Diagramm geschätzt)	98
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	48,7
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%] (aus Diagramm geschätzt)	33
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%] (Winter/Sommer)	13,3/29,7
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte mc_0 [%]	keine Angabe
Einbaufeuchte mc_0 [%] (aus Diagramm geschätzt)	11
Max. Holzfeuchte mc_{max} [%]	14,6
Min. Holzfeuchte mc_{min} [%]	10,8
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} [%]	keine Angabe
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} [%] (nach Gl. (5.3))	12,7
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte lt. Versuch</u>	
exp. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	14,0/9,8/10,1
anal. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	keine Angabe

exp. Durchbiegung $w_{4\text{Jahre}}$ nach 4 Jahren [mm]	34,0/29,9/25,5
anal. Durchbiegung $w_{4\text{Jahre}}$ nach 4 Jahren [mm]	34,3/29,6/27,7
anal. Durchbiegung w_{max} nach 50 Jahren [mm]	45,9/40,3/37,6
Durchbiegung in Feldmitte lt. Nachrechnung	
anal. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	12,67/12,67/12,26
anal. Durchbiegung $w_{4\text{Jahre}}$ nach 4 Jahren nach [5] [mm]	33,65/30,37/30,31
anal. Durchbiegung $w_{3-7\text{Jahre}}$ nach 3 bzw. 7 Jahren nach [5] [mm]	33,65/30,37/30,31
anal. Durchbiegung w_{max} nach 50 Jahren nach [5] [mm]	39,98/35,00/34,87

Versuch 5.4

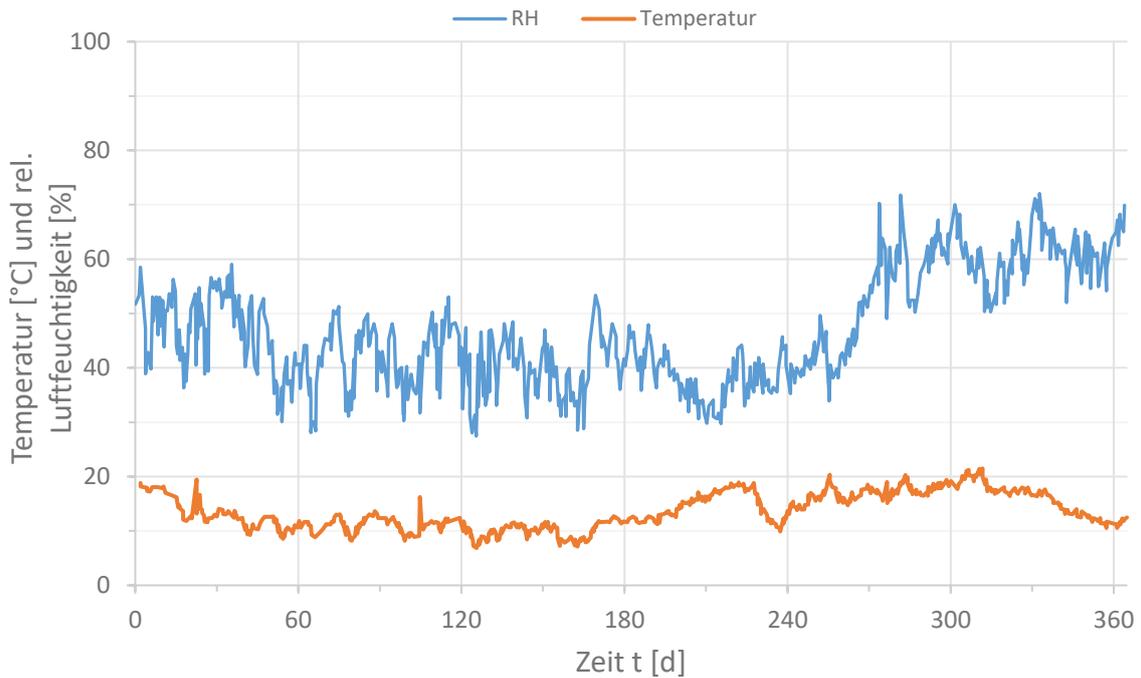


Abb. 6-10: zeitl. Verlauf der Temperatur und der rel. Luftfeuchtigkeit über den betrachteten Zeitraum

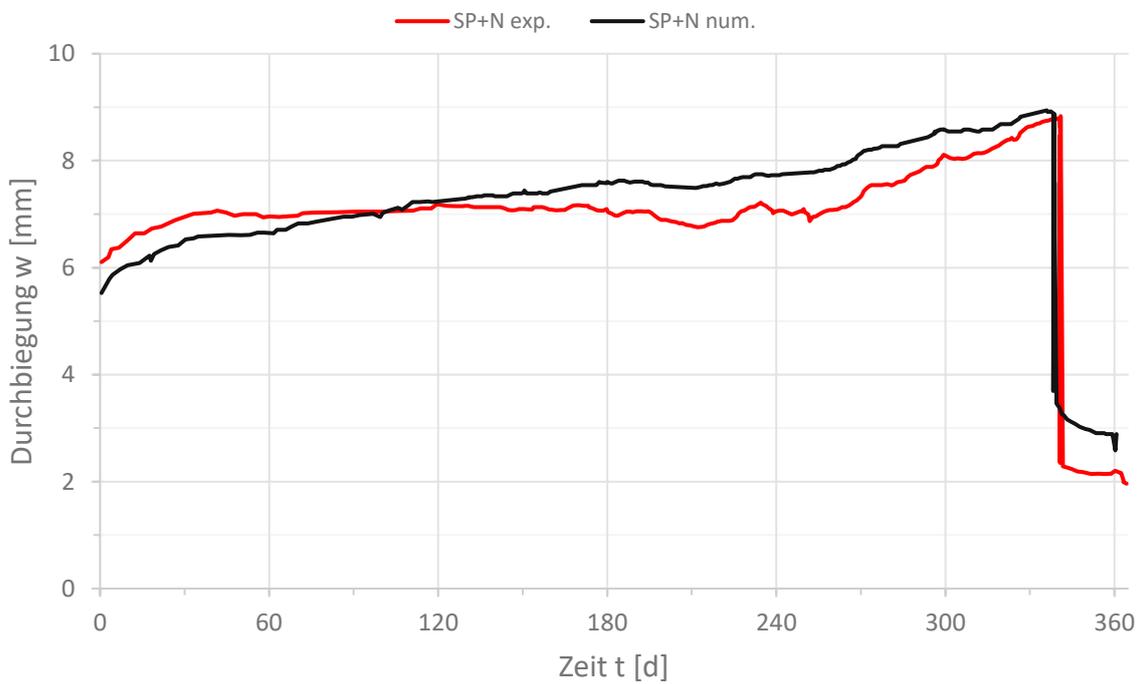


Abb. 6-11: zeitl. Verlauf der Durchbiegung von Balken 1 mit Verbindungsmittel Typ „SP+N“

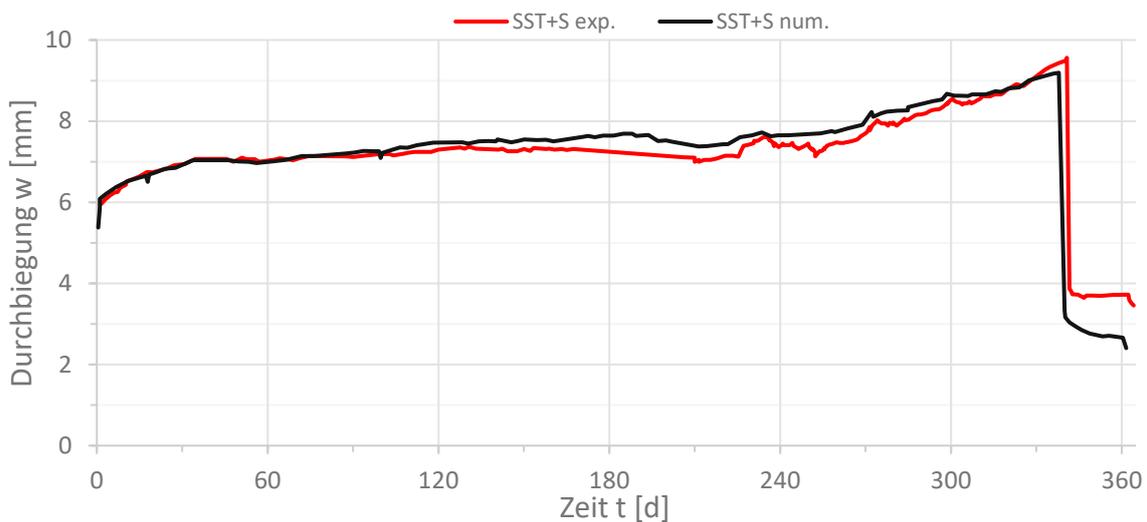


Abb. 6-12: zeitl. Verlauf der Durchbiegung von Balken 2 mit Verbindungsmittel Typ „SST+S“

Tab. 6-4 Angaben des Publizierenden, Annahmen für Berechnung nach [5] und Ergebnisse

Holz	
Abmessungen Holz (b/h in [mm])	90/270
Holzgüte (nach EN 1194)	GL32
Holzgüte lt. EN 14080 [37] (Annahme)	GL32c
$E_{0,mean}$ [N/mm ²]	13500
$\rho_{k,mean}$ [kg/m ³] (lt. Publizierenden)	458
$\rho_{k,mean}$ [kg/m ³] (lt. [37])	440
Nutzungsklasse lt. Publizierenden	keine Angabe
Nutzungsklasse (Annahme)	2
k_{mod}	0,6
k_{def}	0,8
$\alpha_{t,u,tim}$ [1/1% Feuchteänderung] lt. [5]	0,0001
$\alpha_{tim,T}$ [1/K]	$5 \cdot 10^{-6}$
Beton	
Abmessungen Beton (b/h in [mm])	800/60
Dicke Schalung t_s [mm] (vorgefertigte Betonplatte)	0
Betongüte	C20/25
$f_{cm,cube}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	53,7
$f_{cm,cylinder}$ [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	44,6
E [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	35400
ρ [kg/m ³] (lt. Publizierenden)	2318
Klasse der Festigkeitsentwicklung (Annahme)	CN
$\alpha_{conc,T}$ [1/K]	$10 \cdot 10^{-6}$
Verbindungsmittel	
Herkunft Verbindungsmittleigenschaften	Push-Out-Test
$K_{0,4}$ [kN/mm]	258,8/5,9
$K_{0,6}$ [kN/mm]	113,1/6,8
$K_{0,8}$ [kN/mm]	68,3/6,4
$F_{v,rm}$ [kN]	42,3/33,9
Verbindungsmittel dem Q-Verlauf angepasst?	Nein/Nein
$S_{i,eff}$ [mm]	600/250

<u>System und Belastung</u>	
statisches System	Einfeldträger
Vier-Punkt-Biegeversuch?	Ja
Anzahl Versuchskörper	2
Spannweite [m]	4,8
Faktor X,XX in „X,XX*P _{max} “ (GZG)	0,13/0,13
Nutzlast Q _k [kN/m ²]	3,0/3,0
Nutzlast P _k [kN] (in Drittelpunkten angesetzt)	5,02/6,65
Momenten äquivalente Nutzlast q _k [kN/m]	2,79/3,69
<u>Zeit</u>	
Dauer des Versuches [d]	339
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d]	keine Angabe
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d] (Annahme)	0
Betonalter bei Belastungsbeginn [d]	544
<u>Temperatur</u>	
Annahme für Berechnung: Temperatur in Beton bzw. Holz entspricht Umgebungstemperatur	
Max. Temperatur [°C]	23,0
Min. Temperatur [°C]	6,5
tägliche Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
T _{0,conc} = T _{0,tim} [°C] (Annahme lt. EN 1991-1-5 Anhang A)	10
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	72,0
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	27,5
mittlere rel. Luftfeuchtigkeit [%](lt. Publizierenden)	47,0
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte mc ₀ [%]	10
Max. Holzfeuchte mc _{max} [%]	keine Angabe
Max. Holzfeuchte mc _{max} [%] (Annahme)	11
Min. Holzfeuchte mc _{min} [%]	keine Angabe
Min. Holzfeuchte mc _{min} [%] (Annahme)	9
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc _{use} [%]	keine Angabe
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc _{use} [%] (nach Gl. (5.3))	10
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte lt. Versuch</u>	
exp. Durchbiegung w ₀ bei Belastungsbeginn [mm]	5,58/5,40
num. Durchbiegung w ₀ bei Belastungsbeginn [mm]	5,15/5,28
exp. Durchbiegung w ₃₃₉ nach 339 Tagen [mm]	8,28/9,54
num. Durchbiegung w ₃₃₉ nach 339 Tagen [mm]	8,91/9,12
num. Durchbiegung w _{max} nach 50 Jahren [mm]	16,24/14,87
<u>Durchbiegung in Feldmitte lt. Nachrechnung</u>	
anal. Durchbiegung w ₀ bei Belastungsbeginn [mm]	3,41/9,31
anal. Durchbiegung w ₃₃₉ nach 339 Tagen nach [5] [mm]	11,66/11,42
anal. Durchbiegung w _{3-7Jahre} nach 3 bzw. 7 Jahren nach [5] [mm]	11,66/11,42
anal. Durchbiegung w _{max} nach 50 Jahren nach [5] [mm]	15,02/14,56

Versuch 5.5

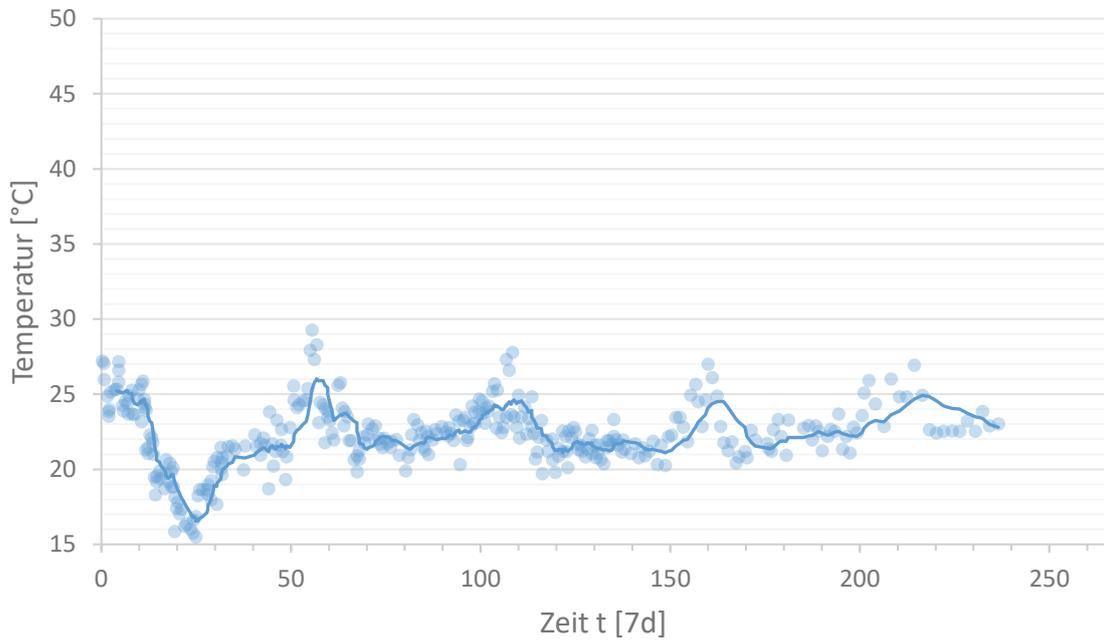


Abb. 6-13: zeitl. Verlauf der Temperatur über den betrachteten Zeitraum

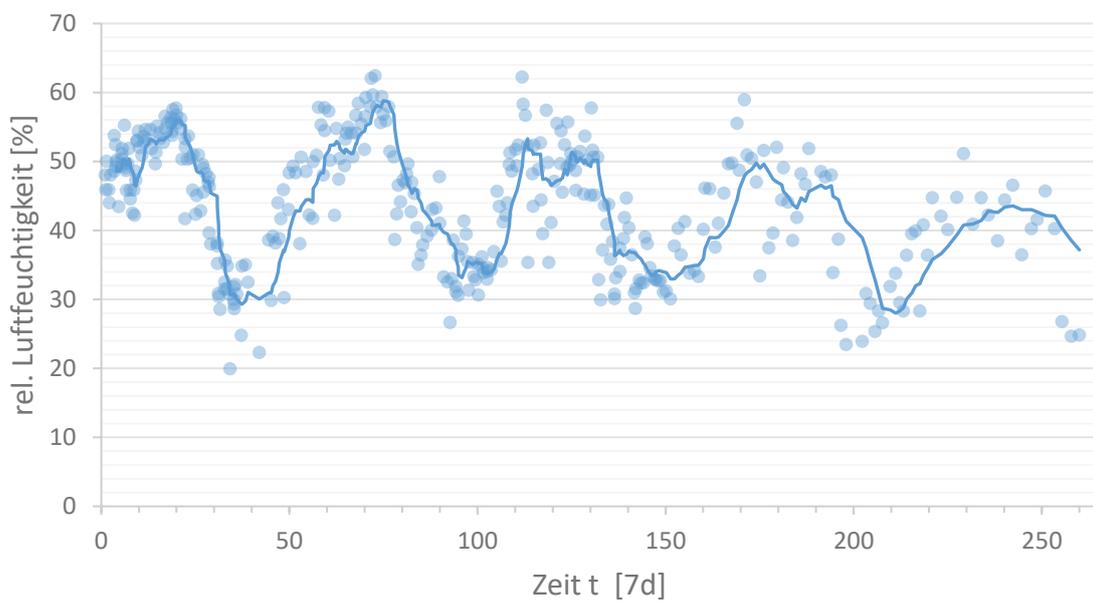


Abb. 6-14: zeitl. Verlauf der rel. Luftfeuchtigkeit über den betrachteten Zeitraum

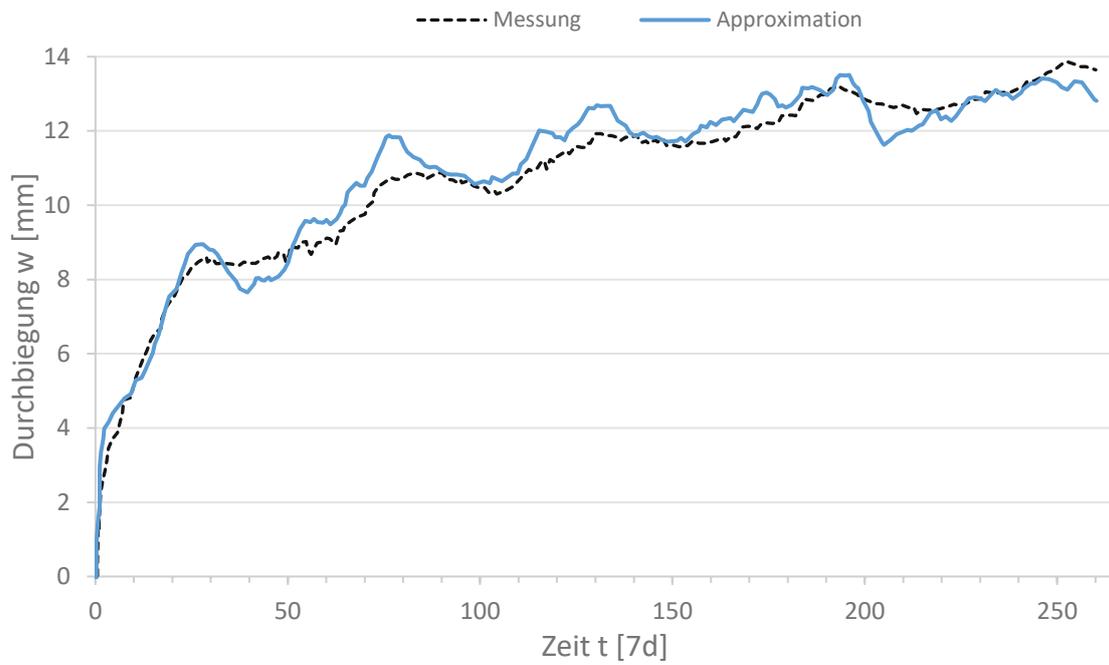


Abb. 6-15: zeitl. Verlauf der Durchbiegung von Balken „PL“

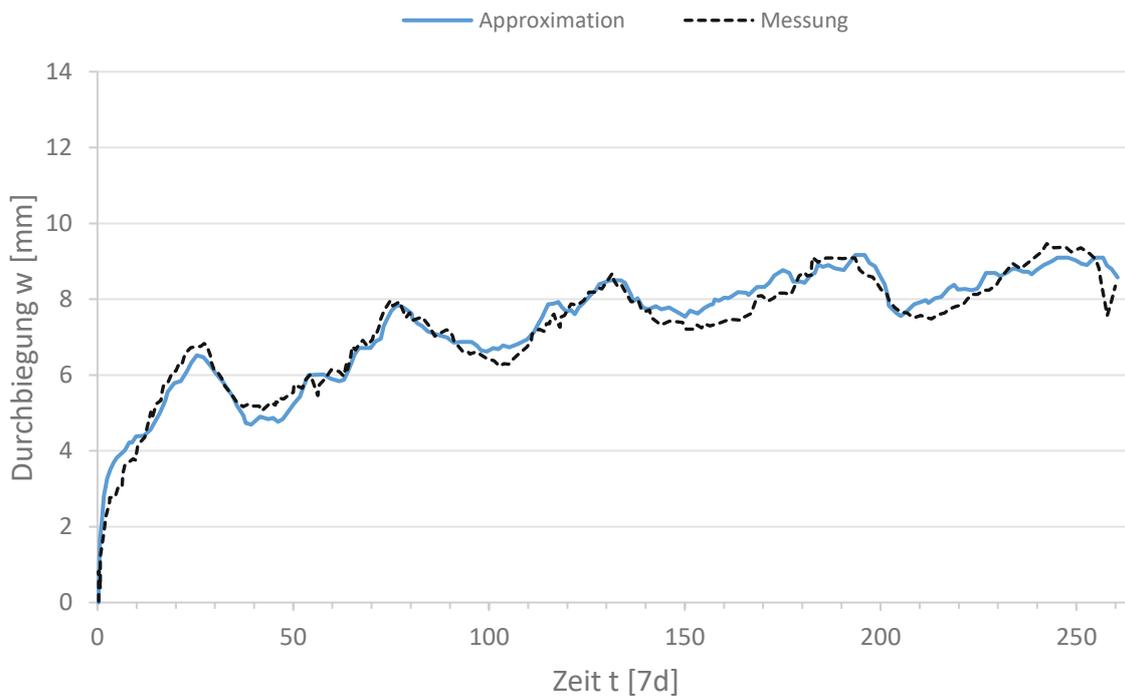


Abb. 6-16: zeitl. Verlauf der Durchbiegung von Balken „PQ“

Tab. 6-5: Angaben des Publizierenden und Ergebnisse

<u>Holz</u>	
Abmessungen Holz (b/h in [mm])	490/120
Holzgüte (nach SIA 265)	C24
E_w [N/mm ²]	10887
Nutzungsklasse lt. Publizierenden	keine Angabe
<u>Beton</u>	

Abmessungen Beton (b/h in [mm])	350/80
Betongüte (nach SIA 262)	C25/30
E [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	29000
<u>Verbindungsmittel</u>	
Herkunft Verbindungsmittleigenschaften	Herstellerangaben
K _{0,4} [kN/mm]	keine Angabe
K _{0,6} [kN/mm]	keine Angabe
K _{0,8} [kN/mm]	keine Angabe
F _{v,rm} [kN]	keine Angabe
Verbindungsmittel dem Q-Verlauf angepasst?	
S _{i,eff} [mm]	
<u>System und Belastung</u>	
statisches System	Einfeldträger
Vier-Punkt-Biegeversuch?	Ja
Anzahl Versuchskörper	2
Spannweite [m]	4,8/4,0
Faktor X,XX in „X,XX*P _{max} “ (GZG)	0,30
Nutzlast P _k [kN]	(15,0+2,64)/15,0
<u>Zeit</u>	
Dauer des Versuches [a]	4,5
Betonalter bei Trocknungsbeginn	keine Angabe
Betonalter bei Belastungsbeginn	keine Angabe
<u>Temperatur</u>	
Max. Temperatur [°C]	29,4
Min. Temperatur [°C]	13,1
tägliche Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	62,5
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	20,0
mittlere rel. Luftfeuchtigkeit [%] (lt. Publizierenden)	44,0
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte mc ₀ [%]	28,5
Max. Holzfeuchte mc _{max} [%]	13,7
Min. Holzfeuchte mc _{min} [%]	9,6
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc _{use} [%]	keine Angabe
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte</u>	
exp. Durchbiegung w ₀ bei Belastungsbeginn [mm]	16,6/12,3
exp. Durchbiegung w _{4,5Jahre} nach 4,5 Jahren [mm]	31,5/21,7
num. Durchbiegung w _{max} nach 50 Jahren [mm]	keine Angabe

Versuch 5.6

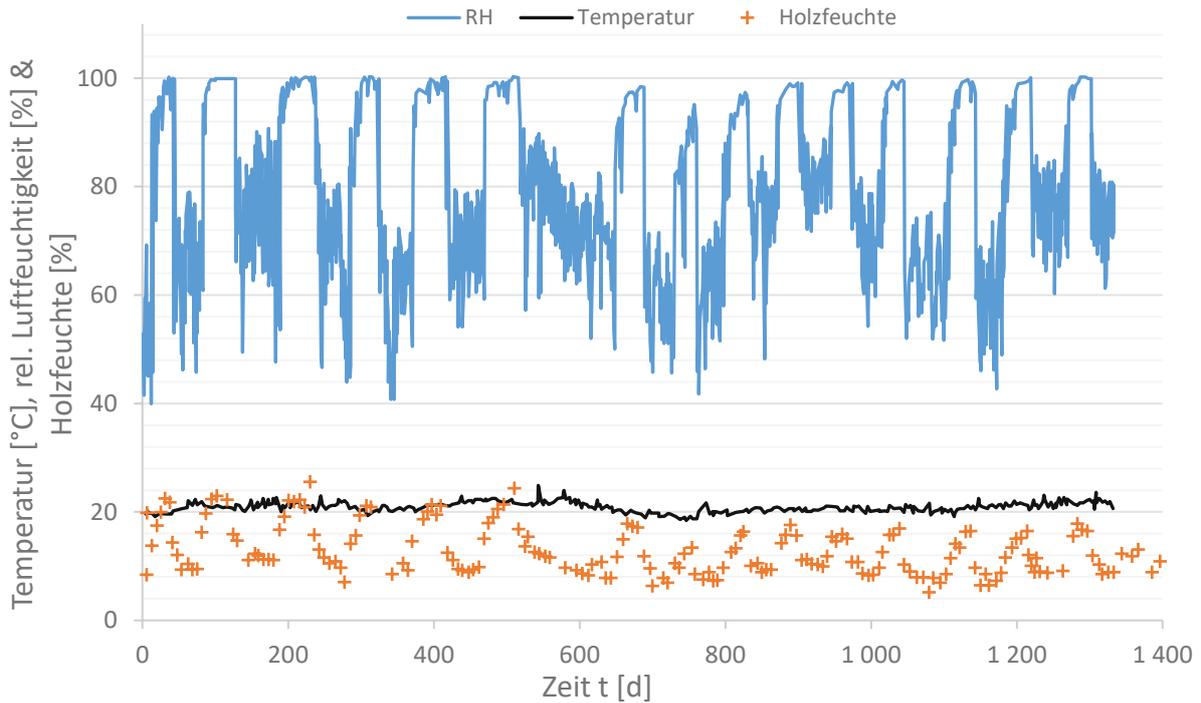


Abb. 6-17: zeitl. Verlauf der Temperatur, der rel. Luftfeuchtigkeit und der Holzfeuchte

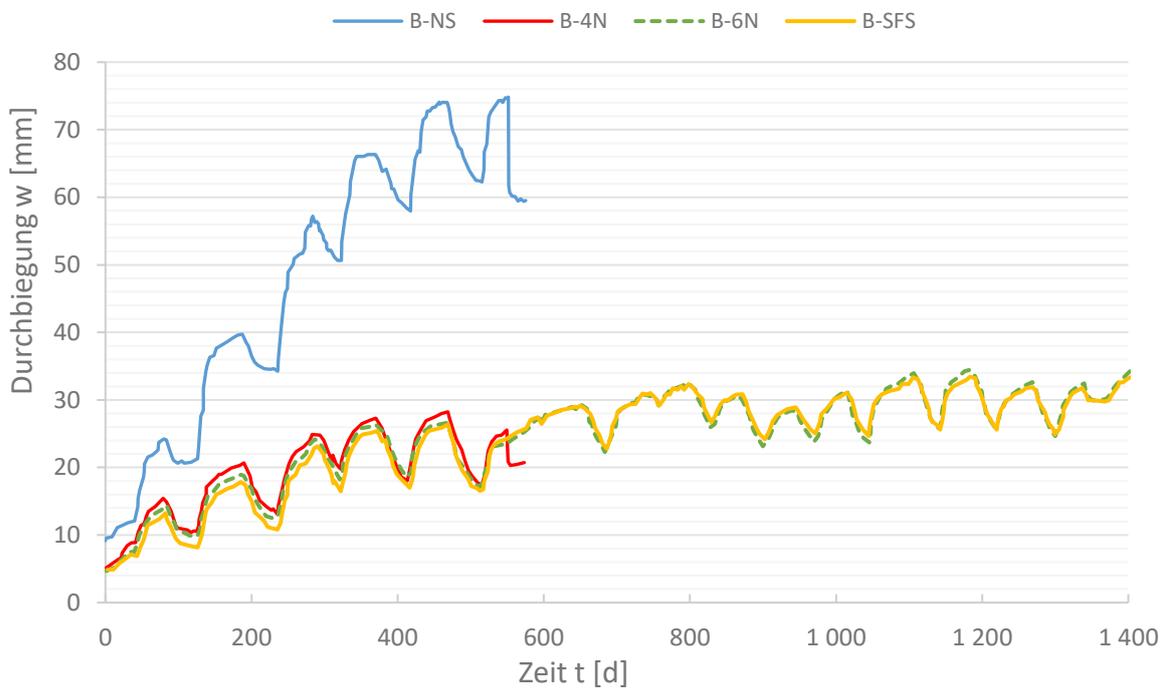


Abb. 6-18: zeitl. Verlauf der Durchbiegung der HBV-Balken in Feldmitte

Tab. 6-6: Angaben des Publizierenden, Annahmen für Berechnung nach [5] und Ergebnisse

Holz	
Abmessungen Holz (b/h in [mm])	48/250
Holzgüte	keine Angabe
Holzgüte (Annahme lt. DIN EN 14374 [41])	LVL 52 S
E_k [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	13200
$E_{0,k}$ [N/mm ²] (lt. DIN EN 14374 [41])	14000
$E_{0,mean}$ [N/mm ²] (lt. DIN EN 14374 [41])	15600
ρ_k [kg/m ³] (lt. Publizierenden)	620
$\rho_{k,mean}$ [kg/m ³]	580
Nutzungsklasse lt. Publizierenden	3
Nutzungsklasse (Annahme)	2
k_{mod}	0,6
k_{def}	0,8
$\alpha_{t,u,tim}$ [1/1% Feuchteänderung] lt. [5]	0,0001
$\alpha_{tim,T}$ [1/K] (Annahme)	$8 \cdot 10^{-6}$
Beton	
Abmessungen Beton (b/h in [mm])	600/75
Dicke Schalung t_s [mm] (Annahme)	25
Betongüte	keine Angabe
Betongüte (Annahme)	C30/37
$f_{c,m}$ nach 28 Tagen [N/mm ²] (lt. Publizierenden)	39,5
Klasse der Festigkeitsentwicklung	CN
$\alpha_{conc,T}$ [1/K] (Annahme)	$12 \cdot 10^{-6}$
Verbindungsmitel	
Herkunft Verbindungsmitteleigenschaften	Push-Out-Test
$K_{0,4}$ [kN/mm]	45,0/36,9/54,9
$K_{0,6}$ [kN/mm]	7,1/35,1/34,4
$K_{0,8}$ [kN/mm]	2,2/31,6/24,4
$F_{v,rm}$ [kN]	10,9/32,6/59,5
Verbindungsmitel dem Q-Verlauf angepasst?	Nein/Ja/Ja/Ja
$s_{i,eff}$ [mm]	500/1450/ 1200/375
System und Belastung	
statisches System	Einfeldträger
Anzahl Versuchskörper	4
Spannweite [m]	5,8
Faktor X,XX in „G + X,XX*Qk“ (GZG)	0,4
Nutzlast X,XX * Q _k [kN/m ²]	1,75
Nutzlast Q _k [kN/m ²]	4,375
Zeit	
Dauer des Versuches (nicht abgeschlossen)	550/1400
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d]	keine Angabe
Betonalter bei Trocknungsbeginn [d] (Annahme)	0
Betonalter bei Belastungsbeginn [d]	200
Temperatur	
Annahme für Berechnung: Temperatur in Beton bzw. Holz entspricht Umgebungstemp.	

Max. Temperatur [°C]	22
Min. Temperatur [°C]	18
tägliche Schwankung der Temperatur [°C] (Winter/Sommer)	keine Angabe
saisonale Schwankung der Temperatur [°C]	keine Angabe
$T_{0,conc} = T_{0,tim}$ [°C] (Annahme)	20
<u>Relative Luftfeuchtigkeit</u>	
Max. rel. Luftfeuchtigkeit	100
Min. rel. Luftfeuchtigkeit [%]	45
tägliche Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
saisonale Schwankung der rel. Luftfeuchte [%]	keine Angabe
<u>Holzfeuchte</u>	
Einbaufeuchte mc_0 [%]	9
Max. Holzfeuchte mc_{max} [%]	>20
Max. Holzfeuchte mc_{max} [%] (aus Diagramm geschätzt)	22
Min. Holzfeuchte mc_{min} [%]	7
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} [%]	keine Angabe
Holzfeuchte unter Einsatzbedingungen mc_{use} [%] (nach Gl. (5.3))	14,5
<u>gegebene Durchbiegung in Feldmitte lt. Versuch</u>	
exp. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	8,24/4,67/ 4,39/4,17
anal. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	4,0/4,7/4,6/3,8
exp. Durchbiegung w_{550} nach 550 Tagen [mm]	74,16/28,02/-/-
anal. Durchbiegung w_{550} nach 550 Tagen [mm]	keine Angabe
exp. Durchbiegung w_{3jahre} nach 3 Jahren [mm]	-/-/34,0/33,0
anal. Durchbiegung w_{3jahre} nach 3 Jahren [mm]	keine Angabe
anal. Durchbiegung $w_{max,log}$ nach 50 Jahren [mm] (log. Funktion)	-/-/51,4/51,4
anal. Durchbiegung $w_{max,\gamma}$ nach 50 Jahren [mm] (γ -Verfahren)	-/-/33,5/25,9
<u>Durchbiegung in Feldmitte lt. Nachrechnung</u>	
anal. Durchbiegung w_0 bei Belastungsbeginn [mm]	10,44/15,48/ 14,48/9,41
anal. Durchbiegung w_{550} nach 550 Tagen nach [5] [mm]	35,88/35,28/-/-
anal. Durchbiegung w_{1400} nach 1400 Tagen nach [5] [mm]	-/-/35,40/35,98
anal. Durchbiegung $w_{3-7jahre}$ nach 3 bis 7 Jahren nach [5] [mm]	35,88/35,28/ 35,40/35,98
anal. Durchbiegung w_{max} nach 50 Jahren nach [5] [mm]	40,27/40,32/ 40,31/40,25