Bemessung von HBV-Decken nach DIN CEN/TS19103

Jörg Schänzlin
Institut für Holzbau, Hochschule Biberach
Biberach, Deutschland

Bemessung von HBV-Decken nach DIN CEN/TS19103

1. Allgemeines

Bei der Holz-Beton-Verbundbauweise werden die Vorteile des Holzbaus mit den Vorteilen des Stahlbetonbaus verbunden. So werden im Vergleich zum Holzbau die Steifigkeit und die Tragfähigkeit erhöht und der Brand- und Schallschutz verbessert (siehe [1]). Auch lässt sich durch die Betonplatte eine aussteifende Scheibe auf einfache Art und Weise realisieren. Im Vergleich zum Stahlbetonbau wird das Eigengewicht reduziert und der Anteil von nachwachsenden Rohstoffen deutlich vergrößert. Hinzu kommt, dass im Hochbau bei sichtbaren Holzdecken oft kein weiterer Ausbau notwendig wird. Auch im Hinblick auf die Herstellung der Decken können einige Vorteile wie z.B. geringere einzubringende Betonmenge oder einen geringeren Anteil an Unterstützungsträgern durch die höhere Tragfähigkeit der Holzelemente im Vergleich zu Halbfertigteilplatten genutzt werden. Um diese Vorteile nutzen zu können, sind Berechnungsvorschriften für diese Bauteile zu entwickeln. Daher wurde [2] als Technical Specification erstellt und im Februar 2022 veröffentlicht. Sie kann auf europäischer Ebene als einen möglichen Vorschlag zur Ergänzung der zukünftigen Normengeneration dienen. Daher werden im Folgenden die wesentlichen Teile von [2] vorgestellt.

2. Aufbau von DIN CEN/TS19103 [2]

Um eine einfachere Zugänglichkeit zu den Normen zu erzielen, ist es ein Merkmal der EN-Reihe, dass diese vergleichbar aufgebaut sind. Daher ist [2] in folgende Kapitel gegliedert:
- 0 Einleitung
- 1 Anwendungsbereich
- 2 Normative Verweise
- 3 Begriffe und Symbole
- 4 Bemessungsgrundlage
- 5 Baustoffe
- 6 Dauerhaftigkeit
- 7 Tragwerksberechnung
- 8 Grenzzustände der Tragfähigkeit
- 9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Nach diesen «Standardkapiteln» sind in [2] folgende weitere Kapitel vorhanden:
- 10 Verbindungen
- 11 Konstruktive Ausführung und Ausführung
- Anhang A (informativ): Jährliche Schwankungen der über den Querschnitt gemittelten Holzfeuchte bei Holz-Beton-Verbundbauteilen unter veränderlichen Umgebungsbedingungen
- Anhang B (informativ): Berechnung der Auswirkungen unelastischer Dehnungen
- Anhang C (informativ): Experimentelle Bestimmung der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls von Holz-Beton-Verbindungen

Im Gesamten besteht [2] aus 46 Seiten Normentext und 13 Seiten Anhänge.

3. Anwendungsbereich

Für die Ausführung von Holz-Beton-Verbunddecken stehen eine Vielzahl von Möglichkeiten zur Verfügung. Allerdings sind nicht alle Kombinationen ausreichend durch Versuche und/oder analytische Studien untersucht worden. Daher ist der Anwendungsbereich von [2] durch folgende Randbedingungen festgelegt:
- Holz: [2] baut auf [3] auf. Damit sind alle Materialien, die in diesem Teil geregelt sind, prinzipiell verwendbar. Lediglich bei der Verwendung der Kerve kommt es zu einer Einschränkung des Materials auf mindestens C24 bzw. mindestens GL24.

- Beton: Für den Beton dürfen folgende Betonfestigkeitsklassen verwendet werden:
  - Normalbeton: ≥ C12/15; ≤ C60/80
  - Leichtbeton: ≥ LC12/15; ≤ LC60/80

Lediglich bei der Verwendung der Kerve entsprechend den im Rahmen von [2] gegebenen Parametern ist eine Mindestbetongüte C20/25 vorgegeben.
- Bewehrung: Für die Bewehrung wird auf [4] verwiesen, so dass alle dort verwendbaren Bewehrungen auch bei Holz-Beton-Verbundbauteilen verwendet werden dürfen.
- Nutzungsklasse: Prinzipiell sollte Holz nur in Nutzungsklasse 1 und 2 verwendet werden. Allerdings ist diese Definition von Land zu Land unterschiedlich. So ist z.B. in [5] der maximale Regeneinfallswinkel definiert, der die Grenze zwischen Nutzungsklasse 2 und Nutzungsklasse 3 definiert. Da es diese Regelung zum heutigen Stand nicht in allen europäischen Ländern gibt, ist die Einstufung von Bauteilen in Nutzungsklassen teilweise recht unterschiedlich. Daher wird in [2] keine generelle Einschränkung der Nutzungsklasse eingeführt. Lediglich die Nutzungsklasse der Fuge ist dahingehend vorgegeben, dass die Fuge so auszubilden ist, dass sie in Nutzungsklasse 1 oder 2 eingestuft werden kann.
- Im Hinblick auf die Abmessungen ist vorgegeben, dass die Betonplatte mindestens 50mm aber maximal 300mm Bauteildicke aufweist. Die Dicke von eventuell eingebauten Zwischenschichten darf nach aktuellem Stand maximal 50mm betragen.

4. Wesentliche Besonderheiten bei der Bemessung von Holz-Beton nach der Technical Specification im Hinblick auf das Kurzzeitverhalten

4.1. Belastung/Einwirkungen

Allgemeines: Ein wesentlicher Unterschied bei der Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen im Vergleich zu reinen Holz- oder Betonbauteilen sind die zu berücksichtigenden Einwirkungen. Ändert sich die Temperatur, der Feuchtegehalt des Holzes oder schwindet der Beton, wird diese Relativverschiebung des einen Verbundpartners durch den anderen behindert (vgl. Abb. 1).

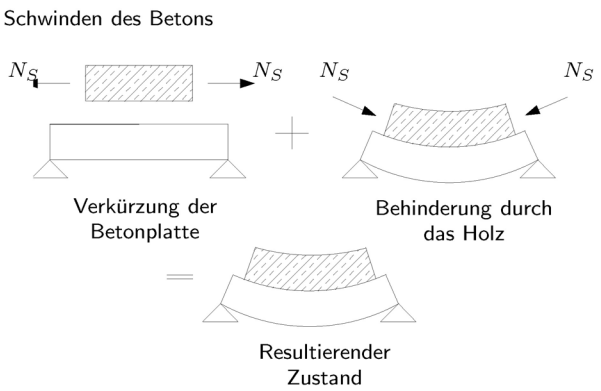


Abbildung 1: Auswirkungen der spannungslosen Dehnung z.B. infolge Temperaturabnahme oder Schwinden des Betons

Die dabei entstehenden Schnittgrößen und Verformungen lassen sich durch eine Superposition verschiedener Zustände abbilden. Im ersten Schritt werden dabei beide Querschnitte voneinander getrennt betrachtet, so dass sie sich unabhängig verformen können. Diese unabhängige Verformung wird allerdings durch die Verbindungsmittel verhindert, so dass der sich verkürzende Teilquerschnitt durch eine Kraft wieder so verlängert wird, dass die beiden Querschnitte gleich lang sind. Aus Gründen des Gleichgewichts wird diese Belastung auf den Verbundquerschnitt wieder aufgebracht. Daraus ergibt sich, dass nur die Relativverschiebung zwischen beiden Querschnitten von Bedeutung ist. Schwinden oder quellen beide Querschnitte in einem vergleichbaren Maß, entsteht keine Kraft, um beide Querschnitte auf die gleiche Länge zu bringen. Dies ist auch der Grund, warum das Quellen und Schwinden des Holzes bei den üblichen Holz-Holz-Verbundträgern nur von untergeordneter Bedeutung ist.

Verkürzt sich der oben liegende Beton relativ zum unten liegenden Holz, hat dies zur Folge:
- Abnahme der Normalkraft: Da sich der Beton verkürzt, entsteht daraus eine Druckkraft im Holz. Die resultierenden Belastungen aus äußerer Last und Schwinden des Betons führen dazu, dass die Normalkraft im Teilquerschnitt abnimmt.
- Abnahme der Belastung der Verbindungsmittelbelastung: Nimmt die Normalkraft im Teilquerschnitt ab, nimmt auch die Verbindungsmittelbelastung ab, da diese «nur» dazu dient, die Druckkraft im Beton mit der Zugkraft im Holz kurzzuschließen.
  Diese Abnahme hat auch zur Folge, dass Schwinden des Betons auch dann berücksichtigt werden muss, wenn das plastische Verhalten der Verbindungsmittel berücksichtigt wird. Während durch das Fließen des Stahls und des Betons und des Reißens des Betons erreicht wird, dass Schwinden bei Stahlbetonbauteilen in der Bemessung nicht berücksichtigt werden muss, entsteht bei Holz-Beton-Verbundbauteilen durch Schwinden des Betons eine Abnahme der Normalkraft und der Verbindungsmittelbelastung. Durch die Entlastung der Verbindungsmittel hat das plastische Vermögen der Verbindungsmittel keine Auswirkungen auf die Schnittgrößenaufteilung im Lastfall Schwinden.
- Zunahme des Moments im Holz: Da die Normalkraft abnimmt, die äußere Belastung aber konstant ist, steigt das Moment im Teilquerschnitt an.
- Zunahme der Verformung: Durch das Schwinden des Betons entzieht sich dieser seiner Druckbelastung, so dass der Verbundbauanteil am Lastabtrag abnimmt. Daher muss ein größerer Teil über Biegung abgetragen werden, so dass die Verformung des Gesamtbauteils zunimmt.

Verkürzt sich das unten liegende Holz relativ zum oben liegenden Beton treten die umgekehrten Effekte auf.
Durch diese unterschiedlichen Dehnungen der beiden Teilquerschnitte entstehen Eigenspannungen, die sich in Verformungen bemerkbar machen. So zeigt sich in [1], dass die Verformungen der Decken erst dann realitätsnah abgebildet werden können, wenn Schwinden des Betons berücksichtigt wird. Darüber hinaus sind auch Eigenspannungen Spannungen, die die Tragfähigkeit des Bauteils beeinflussen. Im Vergleich zu anderen Materialien hat Holz unter einer Zugbeanspruchung eher ein sprödes Verhalten, so dass diese Eigenspannungen nicht durch eine plastische Verformung abgebaut werden können. Daher sind diese Einwirkungen im Nachweis zu berücksichtigen.

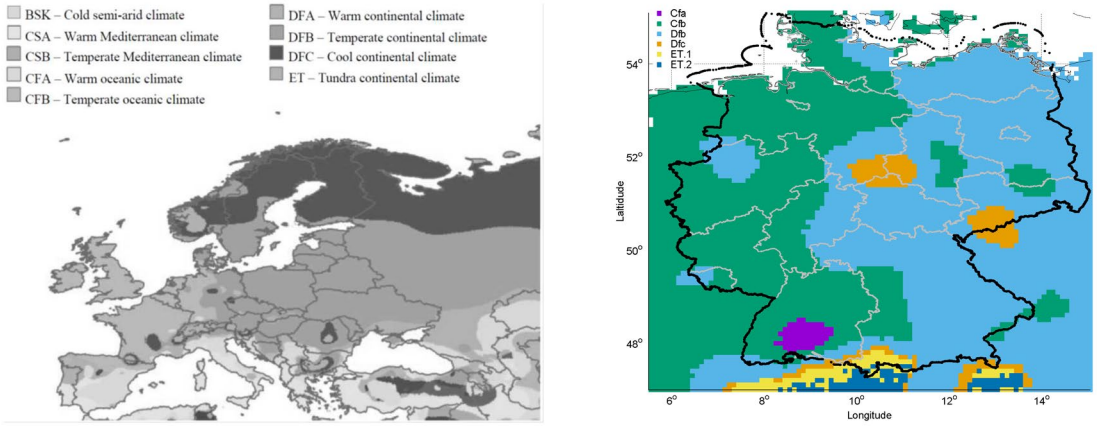
Anzusetzende Belastungen: Im Hinblick auf die Belastungen ergibt sich also, dass folgende Einwirkungen berücksichtigt werden müssen:
- «übliche» äußere Belastungen infolge Eigengewicht, Verkehr, Schnee, Wind etc. nach [6] ff.
- Eigenspannungen hervorrufende Einwirkungen wie z.B. Temperatur, Schwinden und Quellen des Holzes und Schwinden des Betons

Entsprechend [2] wird – vereinfachend – zugelassen, dass Temperaturänderungen und Auswirkungen der Feuchteänderungen in quasi-konstanter Umgebung vernachlässigt werden dürfen. Diese quasi-konstante Umgebung ist durch folgende Größen definiert:
- Das Holzfeuchte entspricht – im ingenieurmäßigen Sinn – zum Zeitpunkt des Einbaus der Ausgleichsfeuchte.
- Die Differenz zwischen minimaler und maximaler Holzfeuchte innerhalb eines Jahres ist kleiner/gleich 6%.
- Die Änderung der Lufttemperatur überschreitet nicht 20° C

Dies bedeutet, dass bei typischen Situationen der Nutzungsklasse I die Temperaturänderungen und die Feuchteänderungen (und damit das Quellen & Schwinden des Holzes) vernachlässigt werden dürfen. Schwinden des Betons ist dagegen auch bei quasi-ständigen Umgebungsbedingungen sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen.
Sollten die Umgebungsbedingungen nicht als quasi-konstante Umgebungsbedingungen eingestuft werden können, müssen zusätzlich zum Schwinden des Betons Temperaturänderungen und Quellen/Schwinden des Holzes in der Berechnung berücksichtigt werden.

Für die Ermittlung der inelastischen Dehnungen stehen verschiedene Quellen zur Verfügung:
- Temperatur nach [7], wobei prinzipiell zwei Einwirkungen zu unterscheiden sind
  - Temperaturdifferenz zwischen Temperatur beim Einbau und mittlere Temperatur im Betrieb
  - Jährliche Temperaturschwankungen
- Schwinden des Betons nach [4]
- Schwinden und Quellen des Holzes: Ähnlich wie bei der Temperatur sind beim Schwinden und Quellen des Holzes prinzipiell auch zwei verschiedene Einwirkungen infolge Feuchteänderung des Holzes zu beachten
  - Feuchteunterschied zwischen Einbau und Ausgleichsfeuchte
  - Jährliche Feuchteschwankungen: Für die Ermittlung des jährlichen Quellen bzw. Schwindens des Holzes werden im Anhang A von [2] Regelungen gegeben, anhand dieser die erwartete Feuchteänderung für ein überdachtes, nicht beheiztes Bauteil mit direktem Zugang der Außenluft ermittelt werden kann.

Die Ermittlung diese jahreszeitlichen Feuchteänderungen erfolgt – sofern keine genaueren Daten bekannt sind – in folgenden Schritten:
- Festlegung der Klimazone des Gebäudes anhand des Köppen-Geiger-Diagramms (vgl. Abb. 2)



(a) Europa (siehe [2]) (b) Deutschland

Abbildung 2: Köppen-Geiger-Diagramm

- Ermittlung der Feuchte durch Interpolation der in [2] gegebenen Werte für Querschnitte mit verschiedenen Breiten (vgl. Tab. 1)

Tabelle 1: Rechnerische Feuchteschwankungen in % im Querschnitt Δmc = *max mc-min mc* (Auszug aus [2])

Bez.	Breite in mm 38	125	>300
Gemäßigt ozeanisch Stuttgart, Paris, London CFB	15	9	3
Gemäßigt kontinental südliche Gebiete Warschau, Berlin, München, Prag DFB.2	15.5	9	3.5

- Modifikation der Feuchte in Abhängigkeit der Nutzungsklasse
- Ermittlung der Dehnung durch

$$\varepsilon = \alpha_{||} \cdot \Delta u \qquad (1)$$

ε effektive Dehnung infolge Feuchteänderung

Δu Feuchteänderung; ermittelt aus Tab. 1

$\alpha_{||}$ Ausdehnungskoeffizient des Holzes parallel zur Faser = 0,01%/%Δu entsprechend [8]

Werden die verschiedenen Zulassungen ausgewertet, ergibt sich, dass die Berücksichtigung der Dehnungen infolge Feuchteänderung des Holzes und Schwinden des Betons eigentlich bereits in den Zulassungen gefordert wird. Ein wesentlicher Unterschied zwischen [2] und den Zulassungen ist allerdings, dass bei [2] diese Einflussparameter explizit zu berücksichtigen sind, während in den Zulassungen diese Einflussparameter in einer globalen Abminderung der E-Moduli erfasst werden.

Teilsicherheitsbeiwerte: Für die Teilsicherheitsbeiwerte werden im Wesentlichen die Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend der Einteilung in [9] verwendet. So werden für ständig wirkende Lasten und eingeprägte Verformungen ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_F = 1{,}35$ vorgeschlagen, während für variable Lasten ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_F = 1{,}5$ zur Anwendung kommen soll. Die Belastungen infolge der Unterschiede zwischen Einbau- und Endzustand und infolge der jährlichen Schwankungen wie z.B. Temperatur, Schwinden des Betons und/oder Feuchte werden daher mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_F = 1.35$ versehen.

Klassen der Lasteinwirkungsdauern: Bezüglich der Klassen der Lasteinwirkungsdauern werden die Einteilungen nach [3] übernommen. Damit wird das Schwinden und die Änderungen vom Zeitpunkt des Einbaus bis zum Endzustand als ständige Belastung angesehen, während die jährlichen Schwankungen der Klasse der Lasteinwirkungsdauer «mittel» zugeordnet werden.

4.2. Modifikationsbeiwerte

Um den Einfluss der Zeit und der Feuchte auf die Festigkeit zu erfassen, sind in [3] Modifikationsfaktoren der Festigkeit k_{mod} eingeführt. Für den Holzquerschnitt werden diese Werte direkt übernommen.
Im Hinblick auf die Verbindungsmittel wurde das Konzept für die Verbindung von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffplatten übernommen. Für den k_{mod} -Wert wird dabei der Festigkeitsbeiwert des Betons zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten α_{cc} angenommen, so dass sich für das Verbindungsmittel folgender Modifikationsbeiwert ergibt:

$$k'_{mod} = \sqrt{k_{mod} \cdot \alpha_{cc}} \tag{2}$$

k'_{mod} Modifikationsbeiwert der Verbindung
k_{mod} Modifikationsbeiwert des Holzes
α_{cc} Festigkeitsbeiwert des Betons zur Berücksichtigung der Langzeitfestigkeit i.d.R. =0.85

Anzumerken ist, dass der k'_{mod}-Beiwerte nur bei Verbindungsmittel zur Anwendung kommt, bei denen die Festigkeiten der einzelnen Querschnittspartner sich gegenseitig beeinflussen. Dies ist z.B. bei einer Bestimmung der Tragfähigkeit nach der Johansen-Theorie der Fall (siehe Abs. 5.2). Lassen sich die Tragfähigkeit in einzelne Traganteile aufteilen (wie z.B. bei der Kerve, siehe Abs. 5.3) ist der jeweilige k_{mod}-Wert der Festigkeit anzusetzen.

4.3. Ermittlung der Schnittgrößen

Verfahren: Wie bei Holz-Verbindungen üblich, beeinflusst die Nachgiebigkeit der Verbindung das Trag-und Verformungsverhalten des Verbundträgers maßgeblich. So sind alle Verbindungen mit Ausnahme der Klebung als nachgiebig einzustufen. Diese Nachgiebigkeit ist daher bei der Ermittlung der Schnittgrößen zu beachten. Dazu stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung:
- Differentialgleichung (siehe z.B. [10] oder [11])
- γ-Verfahren nach [3], Anhang B
- Schubanalogie-Verfahren nach [12] (siehe auch [13] oder [14])
- Modellierung als Stabwerksystem (siehe u. a. [15])
- FE-Modellierung

Die Entscheidung, welches Verfahren verwendet werden soll, hängt vom jeweiligen Anwendungsfall ab. So kommen im wissenschaftlichen Bereich eher FE-Modelle zum Einsatz, während bei der Bemessung der üblicherweise 2-schichtigen Holz-Beton-Verbundbauteile eher die γ-Methode oder das Modellierung als Stabwerk zum Einsatz kommen.
Die Anwendung des γ-Verfahrens ist allerdings eingeschränkt. So ist die Anwendung eigentlich nur dann möglich, wenn folgende Randbedingungen eingehalten sind:
- Einfeldträger
- *sin*-förmige Gleichstreckenlast
- gleichmäßig verteilte Verbindungsmittel
- maximal drei nachgiebig angeschlossene Schichten

Im Lauf der Zeit wurden einige Erweiterungen entwickelt, so dass nach [3] dieses Verfahren auch für Durchlaufträger und Kragarme bei konstanter Gleichstreckenlast angewandt werden kann. Sollten die Verbindungsmittel der Querkraft entsprechend abgestuft werden, darf dies durch die Modifikation des effektiven Abstands der Verbindungsmittel abgebildet werden.

$$s_{ef} = 0.75 \cdot s_{min} + 0.25 \cdot s_{max} \tag{3}$$

s_{ef} effektiver Abstand
s_{min} minimaler Abstand bei einer Abstufung entsprechend dem Querkraftverlauf
s_{max} maximaler Abstand bei einer Abstufung entsprechend dem Querkraftverlauf

Abgeleitet von den Randbedingungen ist die Anwendung des γ-Verfahrens eigentlich nur für Verbindungsmittel mit einer gleichmäßigen Lasteinleitung möglich. Als Grenze wird bisher in [2] ein maximaler Abstand der Verbindungsmittel von 5% der Spannweite angegeben, da ansonsten die Steifigkeit der Decke und damit die Schnittgrößen zu große Abweichungen aufweisen (siehe auch [16]).
Sollte diese Grenze nicht eingehalten werden, ist die Dehnsteifigkeit *EA* des angeschlossenen Querschnittsteils (i.d.R. = Betonquerschnitt) mit dem Faktor 0.7 zu modifizieren.

Berücksichtigung der spannungslosen Dehnungen z.B. infolge Temperatur, Schwinden oder Quellen: Ein wesentlicher Unterschied bei Holz-Beton-Verbunddecken im Vergleich zu reinen Holz-Holz-Verbundträgern ist, dass die spannungslosen Dehnungen wie z.B. infolge Änderung der Temperatur, infolge Schwinden des Betons und/oder infolge Feuchteänderung im Holz bei der Berechnung berücksichtigt werden müssen.
Bei der Modellierung als Fachwerk kann diese Dehnung als effektive Temperaturdehnung dem jeweiligen Teilquerschnitt als Last aufgebracht werden. Beim γ-Verfahren nach [3], Anhang B ist die Berücksichtigung der spannungslosen Dehnung nicht ohne weiteres möglich. Um dennoch diese Methode anwenden zu können, wird in [2] Anhang B ein Verfahren vorgeschlagen, mit dem die spannungslose Dehnung in eine Ersatzlast umgewandelt und eine wirksame Biegesteifigkeit ermittelt werden kann. An dieser Stelle wird auf [17 - 21] verwiesen.

Materialverhalten: Bei der Ermittlung der Schnittgrößen darf sowohl beim Holz als auch beim Beton unter Druck von einem elastischen Materialverhalten ausgegangen werden. Das Reißen des Betons unter Zug muss berücksichtigt werden. Um dies zu erreichen, wird die gerissene Zone iterativ bestimmt, indem eine nichttragende Zwischenschicht eingeführt wird, bis im verbleibenden Betonquerschnitt nur noch Druckspannungen vorhanden sind.
Das lineare Materialverhalten des Betons unter Druck wird auch beim Nachweis berücksichtigt, da bei diesem Nachweis auf das plastische Verhalten des Betons verzichtet werden darf. Damit ergibt sich für den Nachweis auf der Druckseite

$$\sigma_{c,d} \leq \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \tag{4}$$

$\sigma_{c,d}$ Druckspannung des Betons unter der Annahme eines linear-elastischen Verhaltens unter Druck
α_{cc} Faktor zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten
i.d.R. = 0.85
f_{cd} Bemessungswert der Druckfestigkeit

Der Verzicht auf die Berücksichtigung des plastischen Verhaltens des Betons ist auch dadurch begründet, dass durch das plastische Verhalten des Betons die Steifigkeit des Betons abnimmt. Diese abnehmende Steifigkeit beeinflusst allerdings wiederum die Schnittgrößenaufteilung im Querschnitt, so dass bei einer Berücksichtigung des plastischen Verhaltens des Betons die Schnittgrößen im Holz ansteigen werden. Aufgrund des tendenziell spröden Versagens des Holzes unter Zug muss bei einer Berücksichtigung des plastischen Verhaltens diese Umlagerungen der Schnittgrößen erfasst werden.
Der Holzquerschnitt dagegen wird entsprechend [3] für die ermittelten Normalkraft und das ermittelte Moment nachgewiesen.

Kompatibilität: Der Bauteilnachweis wird mit Hilfe der Schnittgrößen der Teilquerschnitte geführt. [2] fordert allerdings beim Nachweis die Kontrolle der Kompatibilität. Bei der üblichen Bemessung von Stahlbetonbauteilen wird davon ausgegangen, dass die Bewehrung anfängt zu fließen und die maximale Druckdehnung erreicht wird. Damit wird an der Oberseite des Betonquerschnitts von einer Dehnung von etwa ε_{Beton} = -3.5‰ angenommen, während auf der Höhe der Bewehrung von einer Dehnung im Stahl bzw. Beton von $\varepsilon_{Bew} \geq 2$‰ ausgegangen wird. Wird die maximale charakteristische Dehnung im Holz unter Biegung bestimmt, zeigt sich, dass diese maximale charakteristische Dehnung im Bereich der Fließdehnung des Stahls liegt.
Da das Holz i.d.R. aber unterhalb der Zugzone des Betons angebracht wird, ist die Dehnung im Holz – je nach Verbundfaktor γ – größer als die Dehnung in der Bewehrung (vgl. Abb. 3).

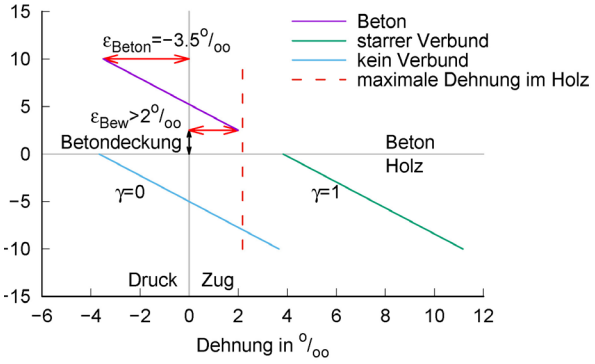


Abbildung 3: Verlauf der Dehnung im Verbundquerschnitt

Sollte also zusätzliche Bewehrung als tragendes Bauteil eingebaut werden, stellt sich die Frage, welche Dehnung in der Bewehrung entstehen kann. I.d.R. verbleibt die Bewehrung im elastischen Zustand, so dass die normale Stahlbetonbemessung z.B. mit Hilfe von Software nicht möglich ist.

Mittragende Breite: Auf die linienförmigen Holzbauteile werden Flächen aus Beton aufgebracht. Durch die damit einhergehende Schubverformung des Betons wirkt dieser nicht über die gesamte Breite mit. Daher wird üblicherweise immer eine mittragende Breite definiert, mit deren Hilfe eine äquivalente Spannung im Beton bei Vernachlässigung der Schubverformung erzielt wird.
Bei der Ermittlung dieser mittragenden Breite werden zwei Anteile berücksichtigt

- Scheibenanteil: Dieser Anteil entsteht, indem eine Normalkraft in die Scheibe eingeleitet wird.
- Plattenanteil: Dieser Anteil berücksichtigt die Ausbreitung eines Biegemoments in der Platte

Da – wie im vorangegangenen Kapitel gezeigt – die Bewehrung nur eingeschränkt angesetzt werden kann, ist eigentlich der Scheibenanteil der wesentliche Anteil bei der Schnittgrößenermittlung von Holz-Beton-Verbunddecken. Werden die bisherigen Normen [22] und [4] miteinander verglichen, zeigt sich, dass [22] eher den Scheibenanteil abbildet als [4], so dass in [2] für die Ermittlung der mittragenden Breite auf [22] verwiesen wird.

5. Verbindungsmittel

5.1. Allgemeines

Die Verbindungsmittel stellen ein wesentliches Unterscheidungsmerkmal bzw. wesentliche Besonderheiten zu anderen materialreinen Systemen dar. Diese Verbindungsmittel müssen einerseits die Lasten aus dem Holz ausleiten, andererseits muss eine ausreichende Verankerung im Beton vorhanden sein. Daher wurden eine Vielzahl an Verbindungsmittel entwickelt, die häufig über Zulassungen geregelt sind.
In [2] wird eine Schnittstelle geschaffen, mit dem Ziel, dass die zukünftige Bemessung der zugelassenen Verbindungsmittel mit Hilfe der Kennwerte aus den Zulassungen der einzelnen Verbindungsmittel und [2] erfolgen kann. Daher ist zu erwarten, dass es auch nach Einführung einer Bemessungsnorm für Holz-Beton-Verbundbauteilen weiterhin Zulassungen geben wird, zumal diese Bemessungsnorm nach aktuellem Stand «nur» zwei Verbindungsmitteltypen regelt.

- stiftförmige Verbindungsmittel (inkl. eingeklebte Gewindestangen), die im 90°-Winkel zur Fuge eingebaut werden
- Kerven (= über die gesamte Breite des Holzes verlaufende ausbetonierte Vertiefung im Holz)

Geklebte Verbindungen oder Verbundbausystem, die im Wesentlichen die Belastungen durch Reibung übertragen, werden von dieser Norm nicht erfasst. Alle anderen Verbindungsmittel können prinzipiell verwendet werden, sofern die mechanischen Kenndaten wie Tragfähigkeit, Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit z.B. durch Zulassungen bekannt sind. Für alle Verbindungsmittel gilt, dass mindestens 10% der Abscherkraft rechtwinklig zur Fuge als öffnende Kraft aufgenommen werden können muss.

$$F_{\perp,d} = 0.1 \cdot F_{v,Ed} \tag{5}$$

$F_{\perp,d}$ Beanspruchung rechtwinklig zur Fuge
$F_{v,Ed}$ Bemessungswert der Abscherbeanspruchung in der Fuge

Hintergrund für diese Regelung ist, dass nicht ausgeschlossen werden kann, dass z.B. bei einem Einfeldträger eine unplanmäßige Einspannung durch die Wand entsteht. Damit besteht prinzipiell die Gefahr, dass sich das Holz vom Beton lösen kann. Hinzu kommt, dass Verkehrsbelastungen prinzipiell wiederkehrende Belastungen sind. Sollte diese Belastung häufiger auftreten, kann die Gefahr bestehen, dass sich z.B. die Kerve aus dem Holz «herausarbeitet». In diesem Fall würde sich die Betonplatte ebenfalls vom Holz lösen. Um das Abheben in diesen Situationen zu verhindern, wird daher pauschal eine gewisse Beanspruchbarkeit ⊥ zur Fuge gefordert. Der Ursprung dieser Regelung ist allerdings bereits in [23] zu finden, so dass diese Regelung für [2] übernommen wurde.

5.2. Stiftförmige Verbindungsmittel

Tragfähigkeit: Die Berechnung der stiftförmigen Verbindungsmittel in Holz-Holz-Verbindungen und Holz-Stahl-Verbindungen ist in [3] geregelt. Die Tragfähigkeit dieser Verbindungsmittel basiert auf der Theorie nach [24], in der für das lokale Versagen bei auf Abscheren beanspruchter, stiftförmige Verbindungsmittel sechs Versagensmodi identifiziert hat. Um die Tragfähigkeit dieser Versagensmodi zu bestimmen, wird das Gleichgewicht an der Scherfuge unter der Annahme eines (ideal)plastisches Verhaltens der verbundenen Bauteile und der Verbindungsmittel ermittelt.
Untersuchungen bei Holz-Beton-Verbundbauteilen zeigen, dass diese Anforderungen auch bei Holz-Beton-Verbundmittel und dem umgebenden Material infolge der lokalen Beanspruchung erfüllt ist.
Da diese Theorie nach [24] «nur» auf der Lösung der Gleichgewichtsbedingungen an der Fuge basiert, kann diese Theorie auch bei Holz-Beton-Verbundbauteilen angewandt werden. Einzig die Lochleibungsfestigkeit des Betons ist bisher nicht eindeutig definiert. In [2] wird davon ausgegangen, dass die Teilflächenpressung des Betons angesetzt werden darf (siehe auch [4]), so dass die Lochleibungsfestigkeit dem 3-fachen der Druckfestigkeit entspricht.

Steifigkeit: Für die Steifigkeit wird davon ausgegangen, dass die Verformungen im Beton im Vergleich zu denjenigen im Holz vernachlässigbar sind. Damit stellen sich die gleichen Verhältnisse wie bei Stahl-Holz-Verbindungen ein.
Da die Verschiebungsmoduln in [3] für Holz-Holz-Verbindungen gelten, wird davon ausgegangen, dass sich das stiftförmige Verbindungsmittel in beiden zu verbindende Bauteile eindrückt.
Bei einem stiftförmigen Holz-Beton-Verbindungsmittel ist allerdings davon auszugehen, dass dieses Eindrückung nur im Holz stattfindet. Damit ist – in der Theorie – die Verschiebung nur halb so groß wie bei einer Holz-Holz-Verbindung, sofern die gleichen Lochleibungsspannungen herrschen. Ist die Verformung bei gleicher Kraft nur halb so groß, ist damit die Steifigkeit der Verbindung doppelt so groß.

- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit
  - Stabdübel, Bolzen mit oder ohne Lochspiel, Schrauben, Nägel (vorgebohrt)

$$\mathrm{K_{ser}} = 2 \cdot \frac{\rho_{\mathrm{m}}^{1.5} \cdot \mathrm{d}}{23} \tag{6}$$

  - Nägel (nicht vorgebohrt)

$$\mathrm{K_{ser}} = 2 \cdot \frac{\rho_{\mathrm{m}}^{1.5} \cdot \mathrm{d}^{0.8}}{30} \tag{7}$$

- Nachweis der Tragfähigkeit: Die Steifigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird – wie im Holzbau üblich – durch folgende Beziehung bestimmt

$$\mathrm{K_u} = \frac{2}{3} \cdot \mathrm{K_{ser}} \tag{8}$$

Bei einer Zwischenschicht mit einer Dicke von ≤ 30mm und aus einer Material mit vergleichbarer Steifigkeit wie Vollholz, muss die Steifigkeit um 30% reduziert werden, sofern keine genaueren Angaben bekannt sind.

5.3. Kerven

Allgemeines Als Kerven werden über die gesamte Breite des Holzbauteils verlaufende Vertiefungen bezeichnet, die durch den Beton ausgegossen werden. Durch diesen Verguss ist eine kraftschlüssige Verbindung hergestellt. Diese Verbindungen werden häufig bei flächigen Holzbauteilen angewandt, da sie relativ einfach und kostengünstig herstellbar sind.

Anwendungsbereich Aufgrund der vorliegenden Untersuchungen, die nicht den gesamten möglichen Parameterbereich abdecken können, ist eine Begrenzung des Anwendungsbereichs notwendig. Für Kerven (vgl. Abb. 4) bedeutet dies, dass nach aktuellem Stand folgende Mindestanforderungen gestellt werden:

- Betongüte mindestens C20/25 mit maximalem Durchmesser des Zuschlagkorns von 16mm
- Brettschichtholz mind. der Festigkeitsklasse GL24, Vollholz mind. der Festigkeitsklasse C24 oder Furnierschichtholz
- Geometrie der Kerve
  - Tiefe $\mathrm{h_N} \geq 20mm$ für übliche Belastungen (z.B. Hochbau) und $\mathrm{h_N} \geq 30mm$ für hohe Belastungen (z.B. Brückenbau)
  - rechnerische Vorholzlänge $l_v \geq 8 \cdot h_N$, wobei aus Gründen der Duktilität und damit der Robustheit die tatsächliche Vorholzlänge der Kerve $l_v \geq 12.5 \cdot h_N$ betragen muss.
  - Länge der Kerve im Holz $l_v \geq 150\ mm$
  - Abhebesicherung durch Schrauben mit $Ø \geq 6mm$
  - Neigungswinkel der Flanken

$$80° \leq \alpha \leq \min(115°;\ 90° + \Theta) \tag{9}$$

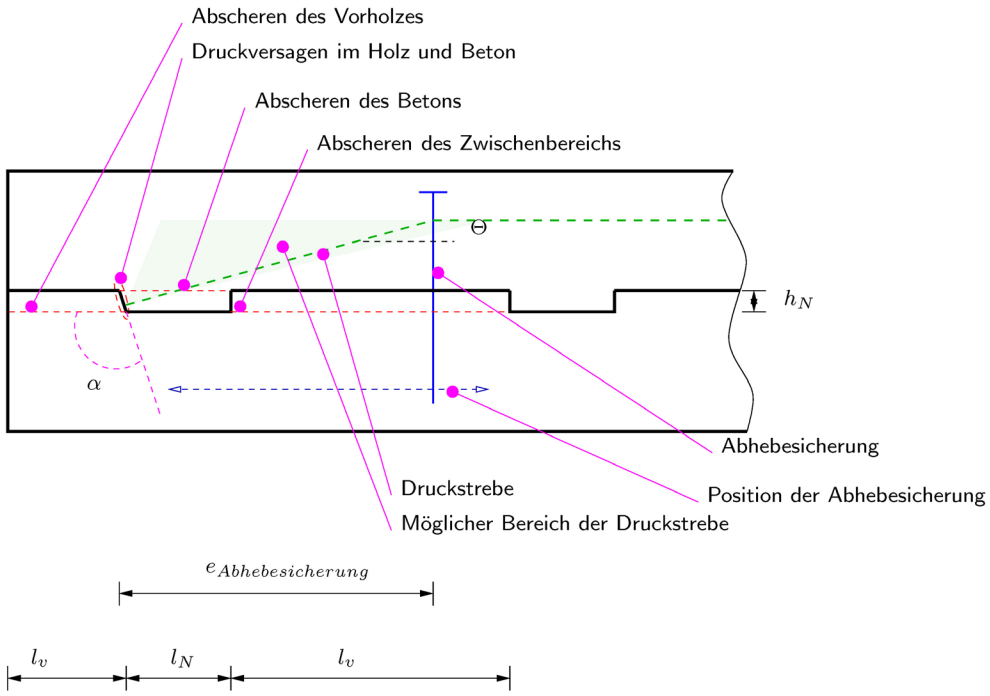


Abbildung 4: Kerve als Verbindungsmittel

Steifigkeit: Die Steifigkeit wurde im Wesentlichen aus numerischen und experimentellen Untersuchungen ermittelt (siehe [16] und [25]).

$$K_{ser} = \begin{pmatrix} 1000\text{kN/mm/m Breite} & \text{für} & h_N = 20\text{mm} \\ 1500\text{kN/mm/m Breite} & \text{für} & h_N \geq 30\text{mm} \end{pmatrix} \tag{10}$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss die Steifigkeit der Kerve – im Gegensatz zu anderen Verbindungsmitteln – nicht auf 2/3 der Steifigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit reduziert werden. Daher darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit die gleiche Steifigkeit angesetzt werden wie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Tragfähigkeit: Für die Tragfähigkeit der Kerve werden die möglichen Versagensmodi in den Bemessungsgleichungen abgebildet (siehe [16], [25] und Abb. 4)
- Abscheren der Betonnocke
- Druckversagen der Kervenflanke im Beton
- Schubversagen des Vorholzes,
- Druckversagen der Kervenflanke im Holz, wobei maximal das 8-fache der Kerventiefe als Vorholz angesetzt werden darf

Diese Versagensmodi lassen sich durch folgende Beziehungen bestimmen

$$F_{R,d} = \begin{cases} f_{v,c,d} \cdot b_N \cdot l_N & \text{Abscheren der Betonnocke} \\ f_{cd} \cdot b_N \cdot h_N & \text{Druckversagen Beton} \\ f_{v,h,d} \cdot b_N \cdot \min\left(\underbrace{l_v, l_s,}_{\geq 12.5 \cdot h_N} \underbrace{8 \cdot h_N}_{8 \cdot h_N} \right) & \text{Abscheren des Holzes} \\ f_{h,0,d} \cdot b_N \cdot h_N & \text{Druckversagen Holz} \end{cases} \tag{11}$$

$F_{R,d}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit der Kerve

$f_{v,c,d}$ «Schubfestigkeit» des Betons

$= \frac{\nu \cdot f_{cd}}{cot\Theta + tan\Theta}$

ν Reduktionsfaktor der Tragfähigkeit zur Berücksichtigung der Risse im Beton bei einer Schubbeanspruchung

$= 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$

b_N Breite der Kerve, i.d.R 1m

l_N Länge der Betonnocke
f_{cd} Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons
$f_{h,0,d}$ Bemessungswert der Druckfestigkeit des Holzes parallel zur Faser an der Kervenflanke unabhängig vom Winkel α (vgl. Abb. 4)
h_N Kerventiefe
$f_{v,h,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit der Kerve
l_v Vorholzlänge
l_s Länge des Holzes zwischen den Kerven
Θ Druckstrebenwinkel

Für die Bestimmung der Bemessungswerte der Festigkeit sind die Modifikationsbeiwerte der einzelnen Materialien (also z.B. k_{mod} bzw. α_{cc} und nicht die kombinierten Modifikationsbeiwerte nach Gl. (2)) zu verwenden.
Zusätzlich zu diesen Versagensmodi soll eine abhebende Belastung angesetzt werden, die sich aus der Druckstrebenneigung ergibt.

$$F_{\perp,d} = \max\left(F_{\perp,d\,(GL.(5))};\ F_{E,d} \cdot \tan\Theta\right) \tag{12}$$

Die Lage der Abhebesicherung darf in gewissen Grenzen frei gewählt werden. Die Lage der Abhebesicherung ist dabei so abzustimmen, dass der Schnittpunkt der Druckstrebe mit dem Winkel Θ und der Schwerachse des Betonquerschnitts sich an der Abhebesicherung schneiden. Damit hängen der gewählte Druckstrebenneigungswinkel Θ und die Lage der Schraube unmittelbar voneinander ab (vgl. Abb. 4).

$$e_{Abhebesicherung} = \frac{h_{Beton} + h_N}{2 \cdot \tan\Theta} \tag{13}$$

$e_{Abhebesicherung}$ Abstand der Abhebesicherung von der belasteten Kervenflanke
h_{Beton} Dicke der Betonplatte
h_N Kerventiefe
Θ Druckstrebenwinkel

Der Druckstrebenwinkel darf in Gewissen frei gewählt werden, wobei sich der untere Grenzwert des Druckstrebenwinkels als Maximalwert der beiden folgenden Grenzen ergibt
– Verhinderung des Einschneidens der unbelasteten Kervenflanke in die Druckstrebe

$$\Theta_{min,1} = \arctan\left(\frac{h_N}{l_N}\right) \tag{14}$$

– Sicherstellung der Beanspruchung der Abhebesicherung «nur» durch eine Kerve

$$\Theta_{min,2} = \arctan\left(\frac{h_N + h_{Beton}}{2 \cdot (l_N + l_v)}\right) \tag{15}$$

– untere Grenze des Druckstrebenwinkels

$$\Theta_{min} = \max\left(\Theta_{min,1}; \Theta_{min,2}\right) \tag{16}$$

Wie aus Gl. (11) ersichtlich wird, beeinflusst der gewählte Druckstrebenwinkel die Tragfähigkeit der Kerve, wobei dieser Druckstrebenwinkel in gewissen Grenzen frei gewählt werden kann. Je geringer der Druckstrebenwinkel ist, desto kleiner ist die abhebende Komponente und desto weniger Schrauben werden notwendig. Parallel dazu sinkt allerdings auch die Tragfähigkeit der Verbindung. Wird als optimaler Druckstrebenwinkel Θ_{opt} derjenige Winkel bestimmt, bei dem die Tragfähigkeit der Kerve infolge Abscheren des Betons gleich der kleinsten Tragfähigkeit aus Abscheren des Vorholzes und Druckversagen des Betons bzw. des Holzes in der Kervenflanke ist.

$$
\begin{aligned}
F_{Rd,Abscheren\ Beton} &= f_{v,c,d} \cdot b \cdot l_N \\
&= F_{Rd,min,Ohne\ Abscheren\ Beton} \\
&= min \begin{cases} F_{Rd,Betondruck} = f_{cd} \cdot b_N \cdot h_N \\ F_{Rd,Abscheren\ Holz} = f_{v,h,d} \cdot b_N \cdot \min\left(\underbrace{l_v, l_s, 8 \cdot h_N}_{de\ facto\ 8 \cdot h_N}\right) \\ F_{Rd,Druckversagen\ Holz} = f_{h,0,d} \cdot b_N \cdot h_N \end{cases}
\end{aligned} \tag{17}
$$

Wird in diese Gleichung die «Schubfestigkeit» des Betons eingesetzt, kann der Druckstrebenwinkel bestimmt werden, bei dem nicht das Abscheren des Betons maßgebend wird.

$$
\tan \Theta_{opt} = \frac{\nu \cdot f_{cd} \cdot b_N \cdot l_N - \sqrt{(\nu \cdot f_{cd} \cdot b_N \cdot l_N)^2 - 4 \cdot F^2_{Rd,min,Ohne\ Abscheren\ Beton}}}{2 \cdot F_{Rd,min,Ohne\ Abscheren\ Beton}} \geq 0.1 \tag{18}
$$

Der Mindestwert von 0.1 ist aus Gl. (5) abgeleitet.

Anzumerken ist, dass aus der Auswertung von Versuchen teilweise die Rückschlüsse gezogen werden, dass Abhebesicherungen nicht notwendig wären. Dabei ist allerdings zu beachten, dass Versuche nur einen Ausschnitt der Realität darstellen und nicht zwingend alle Einflüsse berücksichtigt werden können. So werden im Versuch i.d.R. unplanmäßige Einspannungen durch aufsteigende Wände vernachlässigt und nur statische Belastungen aufgebracht. Ein «Herausarbeiten» der Kerve durch wiederholende Belastungen wird i.d.R. nicht erfasst. Weiterhin ist es im Versuch kaum möglich, die Zugfestigkeit des Betons komplett auszuschalten, obwohl für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen nach [4] Abs. 6.1.(2) keine Betonzugfestigkeit berücksichtigt wird. Auch werden die Versuche i.d.R. nach 28 Tagen durchgeführt, um das Verhalten bei der nominellen Festigkeit bestimmen zu können. Zu diesem Zeitpunkt ist z.B. bei einer 80mm dicken Betonplatte nur 20% der Schwinddehnung entstanden. Aus diesen Gründen wurden die experimentellen Untersuchungen mit analytischen Untersuchungen abgeglichen. Da allerdings die Kervenkraft außerhalb der Kernweite angreift, sind immer Zugspannungen im Beton vorhanden. Sollte [4] Abs. 6.1.(2) eingehalten werden und damit keine Zugspannungen im Beton angesetzt werden, ist daher die Abhebesicherung einzubauen. Sollten allerdings genauere Bemessungsmodelle vorliegen, dürfen diese prinzipiell nach [2] Abs. 10.3.4.3(3) angewandt werden.

6. Wesentliche Besonderheiten bei der Bemessung von Holz-Beton nach der Technical Specification im Hinblick auf das Langzeitverhalten

6.1. Allgemeines

Bei Holz-Beton-Verbunddecken sind alle beteiligten Werkstoffe einem Kriechverhalten unterworfen. Durch dieses zeitabhängige Verhalten nimmt die Verformung der Decke im Lauf der Zeit zu. Darüber hinaus werden Spannungen umgelagert, so dass das Kriechen nicht nur aus Sicht der Gebrauchstauglichkeit, sondern auch im Nachweis der Tragfähigkeit berücksichtigt werden muss.
Die wesentlichen Unterschiede in [2] im Vergleich zu den üblicherweise verwendeten Zulassungen der Verbindungsmittel als Berechnungsrichtlinie sind

- Berücksichtigung eines zusätzlichen Zeitraums
- Berücksichtigung der Auswirkungen der Lastumlagerungen infolge Kriechen

Im Folgenden soll auf diese beiden Punkte näher eingegangen werden.

6.2. Maßgebende Zeitpunkte (oder «Steifigkeit zieht Kräfte an»)

Bei der Bemessung von Bauteilen, die ein ausgeprägtes Kriechverhalten aufweisen, werden i.d.R. die Zeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$ nachgewiesen, wobei der Zeitpunkt $t = 0$ derjenige Zeitpunkt ist, bei dem das Tragwerk erstmals mit der Bemessungslast belastet ist, und der Zeitpunkt $t = \infty$ im Hochbau der Zeitdauer nach 50 Jahren entspricht. Um das Kriechen in der Berechnung abzubilden, wird der E-Modul modifiziert

$$\mathrm{E_{kriechen}} = \frac{\mathrm{E_0}}{1 + \mathrm{k_{def}}} \tag{19}$$

$\mathrm{E_{kriechen}}$	effektiver E-Modul zur Berücksichtigung der Kriechverformung
$\mathrm{E_0}$	E-Modul ohne Kriechen, also zum Zeitpunkt $\mathrm{t} = 0$
$\mathrm{k_{def}}$	Deformationsfaktor bzw. Kriechzahl des Materials

Da Verbundkonstruktionen statisch unbestimmte Bauteile sind, wird die Belastung entsprechend dem Steifigkeitsverhältnis der Komponenten aufgeteilt. So bestimmt sich z.B. das Biegemoment beim γ-Verfahren durch

$$\mathrm{M_{Holz}} = \frac{\mathrm{E_H} \cdot \mathrm{J_H}}{\mathrm{E_v} \cdot \mathrm{J_{eff}}} \cdot \mathrm{M_{ges}} = \mathrm{n_{Holz}} \cdot \frac{\mathrm{J_H}}{\mathrm{J_{eff}}} \cdot \mathrm{M_{ges}} \tag{20}$$

Wird dieses Steifigkeitsverhältnis für das Langzeitverhalten ausgewertet, ergibt sich folgende Beziehung

$$\mathrm{n_{Holz}} = \frac{E_{Holz}}{E_{Beton}} \cdot \frac{1 + \varphi(t, t_0)}{1 + k_{def,Holz}(t)} = \frac{E_{Holz}}{E_{Beton}} \cdot \frac{1 + \varphi(t = \infty, t_0) \cdot f_{Beton}(t)}{1 + k_{def,Holz}(t = \infty) \cdot g_{Holz}(t)} \tag{21}$$

$\mathrm{n_{Holz}}$	Steifigkeitsverhältnis
$\varphi(t = \infty, t_0)$	Endkriechzahl des Betons
$k_{def,Holz}(t = \infty)$	Endkriechzahl des Holzes
$f_{Beton}(t)$	Zeitfunktion der Kriechzahl des Betons
$g_{Holz}(t)$	Zeitfunktion der Kriechzahl des Holzes

Damit hängt das Steifigkeitsverhältnis nicht nur vom jeweiligen E-Modul, sondern auch vom Verhältnis der jeweiligen Kriechzahl des Teilquerschnitts zum Zeitpunkt t ab. Weisen die beiden Querschnitte eine unterschiedliche Endkriechzahl, aber eine zeitlich affine Entwicklung wie z.B. beim Verbund zweier Betonbauteile auf ($g_{Holz}(t) = f_{Beton}(t)$) kann gezeigt werden, dass der Extremwert des Steifigkeitsverhältnisses und damit der Extremwert der Schnittgrößen bzw. Spannungen immer zu den Zeitpunkten $t = 0$ oder $t = \infty$ auftritt, sofern die Kriechzahl stetig ansteigt, indem sie z.B. asymptotisch gegen einen Grenzwert konvergiert.
Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen haben beide Materialien sowohl unterschiedliche Endkriechzahlen als auch eine unterschiedliche zeitliche Entwicklung (vgl. Abb. 5).

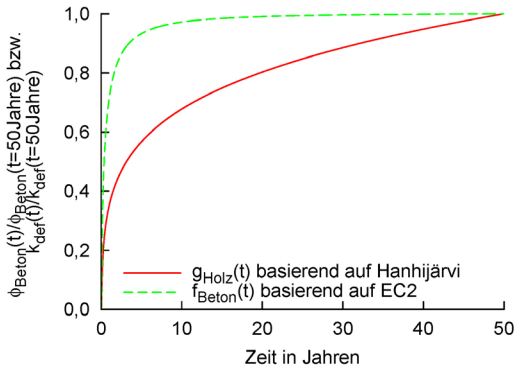


Abbildung 5: Zeitfunktionen der Kriechzahlen des Betons $f_{Beton}(t)$ und des Holzes $g_{Holz}(t)$

Werden die Verläufe der Kriechzahlen auf den Endwert normiert und gegenübergestellt, zeigt sich, dass innerhalb der ersten 3 bis 7 Jahre der Beton stärker kriecht als das Holz. Damit nimmt das Steifigkeitsverhältnis n_{Holz} in diesem Zeitraum zu (vgl. Abb. 6), so dass in dessen Folge insbesondere das Moment im Holzquerschnitt ebenfalls zunimmt.

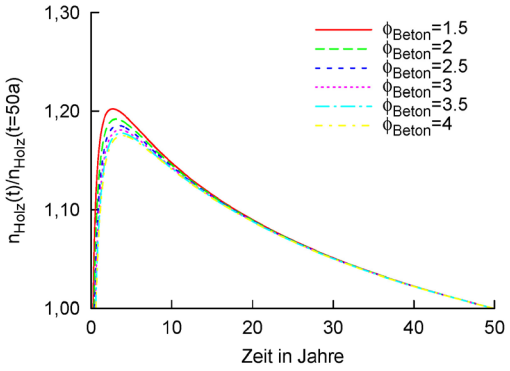


Abbildung 6: Verlauf des Verhältnisses der effektiven E-Moduli über die Zeit bezogen auf das Verhältnis nach 50 Jahren für eine Holz-Beton-Verbunddecke im Innern

Im Zeitraum von 3 bis 7 Jahren ist die Kriechzahlentwicklung beider Querschnitte annähernd konstant. Damit werden in diesem Zeitraum keine wesentlichen Schnittgrößen umgelagert. Nach diesem Zeitraum ist ein Großteil des Kriechens des Betons abgeschlossen, so dass das Holz wiederum stärker als der Beton kriecht und damit seine Belastungen auf den Beton umlagern kann.
Zusammenfassend ist es bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen also nicht immer ausreichend, den Spannungsnachweis «nur» zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ durchzuführen, da sich auch Zwischenzustände infolge der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung als kritisch erweisen können.
Dieser zusätzliche Zeitpunkt stellt einen zusätzlich zu führenden statischen Nachweis dar. Wird die Holz-Beton-Verbunddecke allerdings im Gesamten betrachtet, zeigt sich, dass im eigentlichen Anwendungsbereich von Holz-Beton-Verbunddecken häufig der Verformungsnachweis maßgebend wird. Damit wird einerseits den Planenden ein weiterer Zeitpunkt «aufgebürdet», der aber andererseits häufig nur eine geringe Auswirkung auf die Abmessungen haben wird, da die Verformung die Querschnittshöhen bestimmt.
Im Rahmen der Entwicklung von [2] wurde der Einfluss dieses zusätzlichen Zeitpunkts untersucht. Das wesentliche Ergebnis ist, dass dieser kritischen Zwischenzustand im Intervall zwischen 3 und 7 Jahren nicht nachgewiesen werden muss, sofern der Nachweis zu den Zeitpunkten t = 0 und t = 50 Jahre mit einer um 25% erhöhten Spannung der ständig wirkenden Belastung eingehalten ist.

6.3. Kriechen

Um das zeitabhängige Verhalten der Verbunddecke zu beschreiben, werden die Kriechzahlen der jeweiligen Materialnorm verwendet. Diese Kriechzahlen sind dabei als das Verhältnis der Kriechverformung zur elastischen Verformung definiert.

$$k_{def} = \frac{w_{kriechen}}{w_{elastisch}} \tag{22}$$

k_{def} Materialkriechzahl
$w_{kriechen}$ Kriechverformung
$w_{elastisch}$ elastische (Ausgangs-) Verformung

Die Auswirkungen des Kriechens lässt sich durch eine Modifikation des E-Moduls erfassen:

$$E^{\star} = \frac{E}{1 + k_{def}} \tag{23}$$

Durch die Verwendung des mit der Kriechzahl modifizierten E-Moduls kann also der Endzustand direkt bestimmt werden, so dass die Schnittgrößen im Endzustand bestimmt werden können. Strenggenommen ist allerdings diese Berücksichtigung des Kriechens nur dann zulässig, wenn keine z.B. durch angrenzenden Bauteile behinderte Dehnung vorhanden ist.
Wird das Bauteil in seiner Kriechverformung komplett behindert, wird dies als Relaxation bezeichnet. In diesem Fall ist die gesamte Verformung konstant über die Zeit. Wird für diesen Fall der effektive E-Modul bestimmt, ergibt sich für die Relaxation ein effektiver E-Modul von

$$E^{\star} = \frac{\mathrm{E}}{e^{\mathrm{k_{def}}}} = \frac{\mathrm{E}}{1 + \underbrace{\varphi_{Verbund}}_{e^{\mathrm{k_{def}}-1}}} \tag{24}$$

Dieser weicht deutlich vom reinen Kriechfall ab (vgl. Abb. 7).

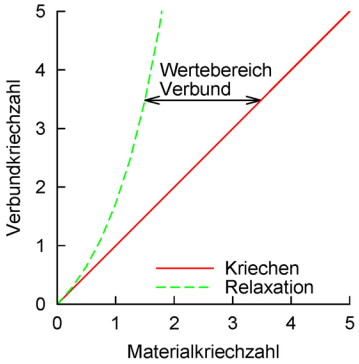


Abbildung 7: Wertebereich der effektiven Kriechzahl bei reinem Kriechen und Relaxation

In einem Holz-Beton-Verbundsystem werden allerdings die beiden Fälle «Kriechen» und «Relaxation» nicht erreicht. Weder handelt es sich um eine reine Kriechverformung, da die beiden Querschnittsteile Holz und Beton sich gegenseitig beeinflussen; noch handelt es sich um eine Relaxation, da die Steifigkeiten des Holz- bzw. Betonquerschnitts endliche Werte aufweisen und damit immer eine Verformung einhergehen wird. Dies hat zur Folge, dass sich die effektive Verbundkriechzahl zwischen der Kriechzahl des reinen Kriechens und der effektiven Kriechzahl bei Relaxation einstellt.
Dieses Phänomen tritt nicht nur im Holz-Beton-Verbundbau auf. [26] entwickelte eine Lösung für die Lastumlagerungen bei Betonbauteilen mit nachträglich aufgebrachten Betonen. [27] (siehe [28]) erweitert dieses Verfahren für den Holz-Beton-Verbund insbesondere hinsichtlich der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge unter der Annahme einer verschmierten Verbindungsmittelsteifigkeit. In [18] wurde die unterschiedliche zeitliche Entwicklung berücksichtigt.
Damit erhält man Bestimmungsgleichungen für die effektive Kriechzahl φ_V beider Komponenten unter Berücksichtigung der Auswirkungen der Verbundtragwirkung, des Einflusses der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung und des Einflusses der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge (vgl. [18] und Gl. (25)).

$$\Delta\varphi_{\mathrm{u,V,i}} = \Delta\varphi_{\mathrm{u,M,i}} \cdot \left(\frac{1 + \Delta\varphi_{\mathrm{w,M,i}}}{\Delta\,\varphi_{\mathrm{w,M,i}} - \mathrm{e}^{-\Delta\psi_{\mathrm{i}}} \cdot \left(\Delta\varphi_{\mathrm{w,M,i}} - \Delta\psi_{\mathrm{i}}\right)} - \frac{1}{\Delta\,\psi_{\mathrm{i}}} \right) \tag{25}$$

φ_{i} Materialkriechzahl der Komponente *i*
ψ Systemkriechzahl

Allerdings sind diese Bestimmungsgleichungen für die Bemessung z.T. aufwendig, so dass Vereinfachungen angestrebt werden. Dazu wird in Anlehnung an [22] die Kriechzahl mit einem Beiwert ψ multipliziert (vgl. Tab. 2).

Tabelle 2: Verbundfaktoren zur Ermittlung der Verbundkriechzahl für Deckensysteme ($b_H = b_B$, 1/5 < $A_{B,eff}/A_H$ < 1) und für Balken ($b_H << bB$; 1 < $A_{B,eff}/A_H$ < 5)

Beton $\varphi = 3,5$; $k_{def} = 0,6$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 2,5 - \gamma_1^{1,1}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 2,6 - 0,8\gamma_1^2$
Beton $\varphi = 3,5$; $k_{def} = 0,8$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 2,2 - 0,8 \cdot \gamma_1^{1,2}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 2,3 - 0,5\gamma_1^{2,6}$
Beton $\varphi = 2,5$; $k_{def} = 0,6$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 1,9 - 0,6 \cdot \gamma_1^{1,1}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 2,0 - 0,5\gamma_1^{1,9}$
Beton $\varphi = 2,5$; $k_{def} = 0,8$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 1,7 - 0,5 \cdot \gamma_1^{1,1}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 1,8 - 0,3\gamma_1^{2,5}$
Holz in allen Fällen	
$\psi_H(t = 3 - 7a)$	$= 0,5$
$\psi_H(t = \infty)$	$= 1,0$
Verbindung in allen Fällen	
$\psi_{VBM}(t = 3 - 7a)$	$= 0,65$
$\psi_{VBN}(t = \infty)$	$= 1,0$

Für den Zeitpunkt $t = 0$ sind alle ψ-Werte zu 0 zu setzen.

Um das Kriechen nun in der Schnittgrößenermittlung berücksichtigen zu können, wird also der E-Modul in der Berechnung durch folgende Beziehung ermittelt:

$$E_H(t) = \frac{E_0}{1 + \psi_H \cdot k_{def}} \tag{26}$$

$$E_B(t) = \frac{E_0(t_{Belastung})}{1 + \psi_B \cdot \varphi} \tag{27}$$

$$K = \frac{K_0}{1 + \psi_{VBM} \cdot \mathrm{k'_{def}}} \tag{28}$$

Die effektive Kriechzahl des Verbindungsmittels bestimmt sich zu

$$\mathrm{k'_{def}} = 2 \cdot \mathrm{k_{def}} \tag{29}$$

$\mathrm{k'_{def}}$ effektive Kriechzahl des Verbindungsmittels
$\mathrm{k_{def}}$ Endkriechzahl des Holzes

Die Vergrößerung der Kriechzahl bei den Verbindungsmittel um den Faktor 2 beruht auf der Tatsache, dass lokal eine höhere Beanspruchung im Bereich der Verbindungsmittel auftreten kann, so dass hier größere Verformungen auftreten.
Da Kriechen und Schwinden sich gegenseitig beeinflussen können, bzw. die Auswirkungen des Schwindens durch das Kriechen teilweise reduziert werden, darf entsprechend [2] das Schwinden des Betons für den Zeitpunkt 3 bis 7 Jahre auf 60% und für den Endzeitpunkt auf 90% reduziert werden. Als Schwindbeginn ist auch im Fall der Herstellung der Decke auf einer Schalung bzw. Rüstung immer der Zeitpunkt des Endes der Nachbehandlung. Hintergrund dafür ist, dass die Schwinddehnung Eigenspannungen erzeugt, die nicht durch Kriechen innerhalb des Zeitraums der Lagerung nennenswert abgebaut werden können. Damit hat der Herstellungsablauf für die Schwinddehnung keine größeren Auswirkungen.

7. Bemessungsablauf

In Abb. 8 und Abb. 9 ist der Bemessungsablauf im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bzw. im Grenzzustand der Tragfähigkeit dargestellt, wobei die wesentlichen Neuerungen von [2] im Vergleich zu einer Bemessung nach Zulassung in rot markiert sind.

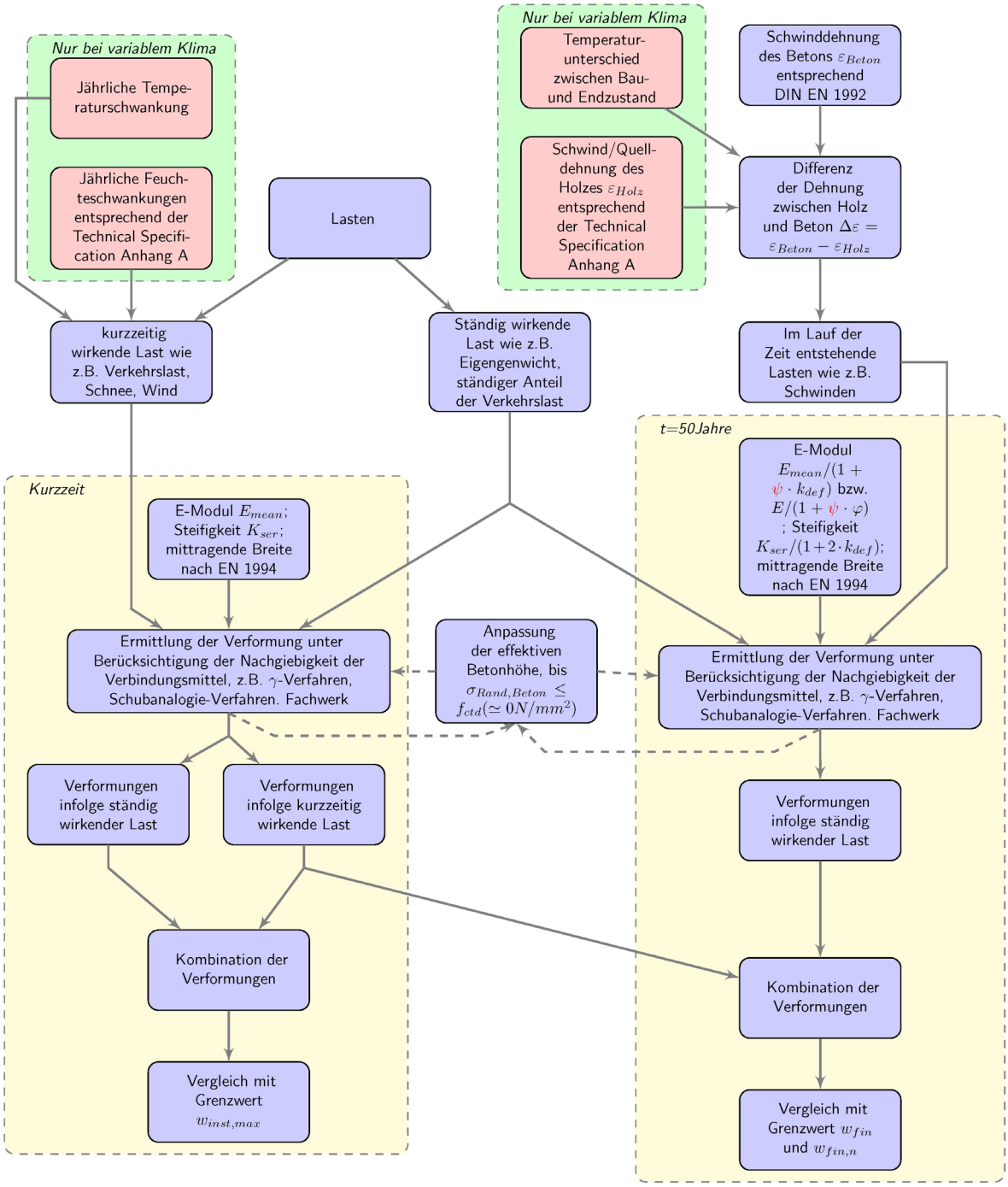


Abbildung 8: Bemessungsablauf für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Vergleich zu einer Bemessung von reinen Holzbauteilen ist ein wesentlicher Unterschied, dass Belastungen in kriecherzeugende Belastungen und kurzzeitig wirkende Belastungen aufgeteilt werden. Für diese beiden Gruppen werden die Spannungen und Verformungen getrennt berechnet. Lediglich die Schnittgrößen der kriecherzeugenden Belastungen sind mit den Steifigkeiten zum Zeitpunkt t =3 bis 7 Jahre bzw. t = 50 Jahre zu berechnen. Nach der Schnittgrößenermittlung mit den u.U. unterschiedlichen Steifigkeiten werden die Schnittgrößen der beiden Gruppen überlagert und der Nachweis geführt.

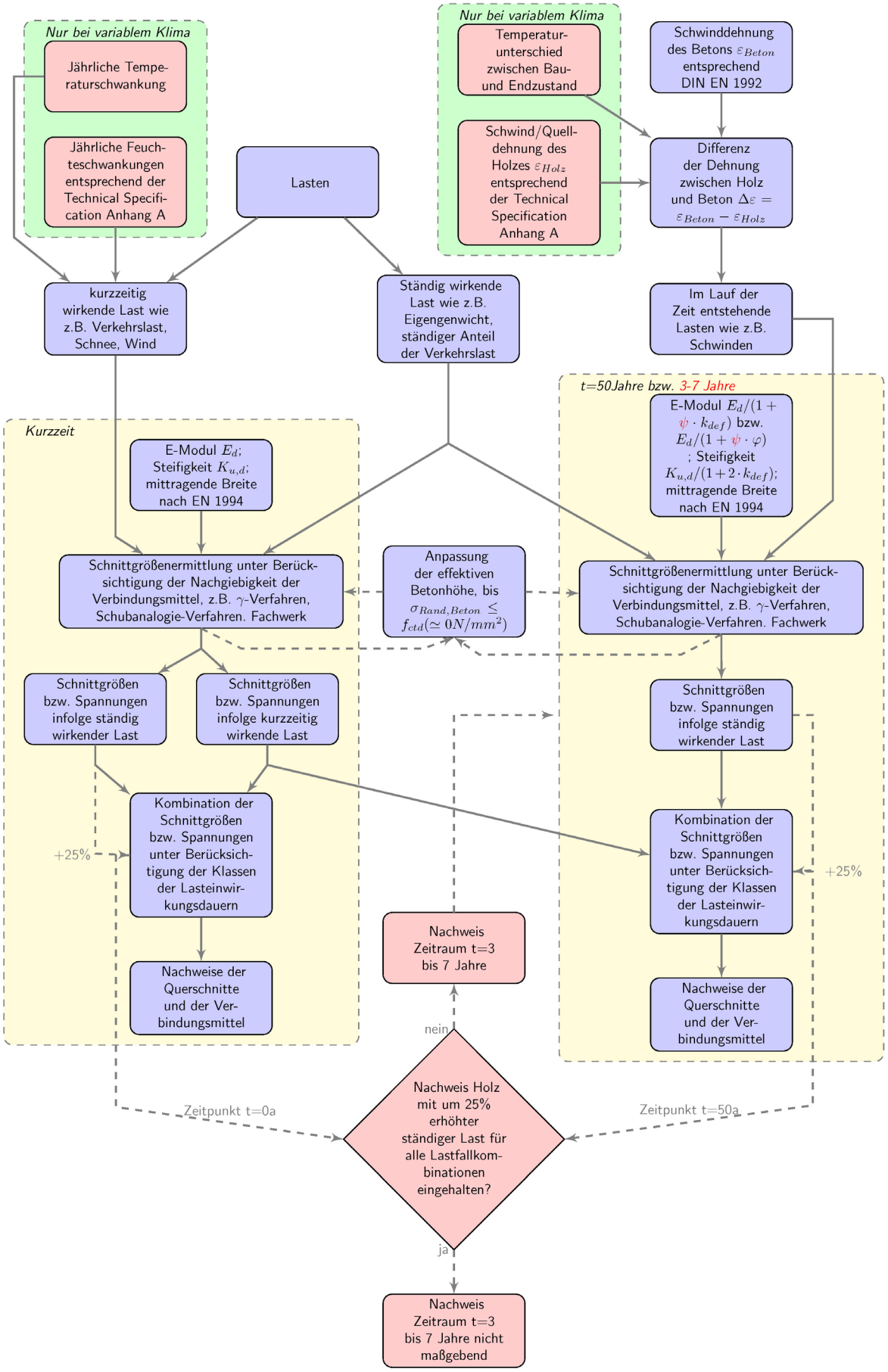


Abbildung 9: Bemessungsablauf für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

8. Zusammenfassung und Ausblick

Die Holz-Beton-Verbundbauweise wurde bereits vielfach untersucht und auch angewendet. So sind einige Verbindungsmittel mittlerweile zugelassen, so dass einer Anwendung von Holz-Beton-Verbund auf Basis dieser Zulassungen nichts im Wege steht. Um allerdings eine von den Zulassungen losgelöste Anwendung zu ermöglichen, ist mit der nächsten Generation der Eurocodes daran gedacht, den Holz-Beton-Verbundbau normativ zu erfassen. Dazu wurde [2] als Technical Specification erstellt. Diese Technical Specification kann als Basis für einen zukünftigen Normenteil dienen. [2] unterscheidet sich im Vergleich zu den üblicherweise vorhandenen Regelungen der Zulassungen im Wesentlichen in folgenden Punkten

- Einwirkung: In [2] werden die Einwirkungen infolge unterschiedlicher Ausdehnung z.B. durch Temperaturänderung und/oder Feuchteänderungen explizit bestimmt. Damit kann die Bemessung der Bauteile auf die jeweiligen Randbedingungen angepasst werden. Die dafür notwendigen Teilsicherheitsbeiwerte und Modifikationsfaktoren sind gegeben.
- Berechnungsverfahren: Ein häufig verwendetes Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel im Verbundträger ist das sog. γ-Verfahren, das in [3] Anhang B geregelt ist. Allerdings kann in diesem Verfahren nicht die unterschiedlichen Dehnungen infolge Schwinden, Feuchteänderung und/oder Temperatur abgebildet werden. Daher wird eine Erweiterung dieses Verfahrens eingeführt, bei dem diese Dehnungen in eine Ersatzlast umgewandelt werden können
- Verbindungsmittel: In [2] sind im 90° zur Fuge eingebaute, stiftförmige Verbindungsmittel auf Abscheren und Kerven geregelt. Die Kennwerte für die Berechnung wie Verschiebungsmodul und Tragfähigkeit sind zusammengestellt.
- Langzeitverhalten: Im Hinblick auf das Langzeitverhalten sind u.U. ein zusätzlicher Zeitraum nachzuweisen und die Auswirkungen der Lastumlagerungen auf die effektive Kriechzahl zu berücksichtigen.

Literatur

[1] JUNG, P.: Holz-Beton-Verbunddecken in der Praxis und ihre Wirtschaftlichkeit. In: *Holz-Beton-Verbunddecken in Theorie und Praxis*, Hrsg.: Bau und Wissen, CH-Wildegg, 2012

[2] DIN CEN/TS 19103: *Eurocode 5: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung CEN/TS 19103:2021*. 2022

[3] DIN EN 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*.
DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010

[4] DIN EN 1992-1-1: 2010: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010

[5] DIN EN 1995-2 / NA: 2011 – 08: *Nationaler Anhang – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken*.
DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2011

[6] DIN EN 1991-1-1: 2010 – 12: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*.
DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010

[7] DIN EN 1991-1-5: 2010 – 12: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen, Temperatureinwirkungen*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010

[8] DIN EN 1995-1-1 / NA: 2013: *Nationaler Anhang – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2013

[9] DIN EN 1990: *Eurocode 0: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*.
EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010

[10] FRIES, J.: *Beitrag zum Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen*, Institut für Konstruktion und Entwurf Universität Stuttgart (Mitteilung 2001-1), Dissertation, Dezember 2001

[11] DABAON, M. ; TSCHEMMERNEGG, F. ; HASSEN, K. ; LATEEF, T. A.: Zur Tragfähigkeit von Verbundträgern bei teilweiser Verdübelung. In: *Stahlbau* 62 (1993), S. 3–9

[12] KREUZINGER, H.: Flächentragwerke: Platten, Scheiben und Schalen; Berechnungsmethoden und Beispiele. In: *Brücken aus Holz* (1999), S. 43–60

[13] SCHOLZ, A.: Eigenspannungszustände an Verbundquerschnitten infolge von Dehnungsunterschieden Anwendung eines neueren Rechenverfahrens auf einem bewährten Lösungsansatz. In: *Bautechnik* 81 (2004), März, Nr. 3, S. 180–188

[14] SCHOLZ, A.: *Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz*, TU München, Diss., 2003

[15] GROSSE, M. ; HARTNACK, R. ; LEHMANN, S. ; RAUTENSTRAUCH, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. In: *Bautechnik* 80 (2003), S. 534–541 und 693–701

[16] MICHELFELDER, B.: *Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Universität Suttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Dissertation, 2006. http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:93-opus-28911

[17] SCHÄNZLIN, J. ; FRAGIACOMO, M.: Extension of EC5-Annex B formulas for the design of timber-concrete compositestructures. In: *CIB-40-10-1*, 2007 (International council for research and innovation in building and construction– working commission W 18 – timber structures)

[18] SCHÄNZLIN, J.: *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Dissertation, 2003

[19] DIAS, A. ; FRAGIAOCOMO, M. ; HARRIS, R. ; KUKLIC, P. ; RAJICIC, V. ; SCHÄNZLIN, J.: Technical Specification – Final Draft - Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-3: Structural design of timber concrete composite structures / Project Team CEN/TC 250-SC5.T2. 2018. – Forschungsbericht

[20] DIAS, A. ; FRAGIAOCOMO, M. ; HARRIS, R. ; KUKLIC, P. ; RAJICIC, V. ; SCHÄNZLIN, J.: Hintergrundbericht zur Technical Specification – Final Draft - Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-3: Structural design of timber concrete composite structures / Project Team CEN/TC 250-SC5.T2. 2018. – Forschungsbericht

[21] DIAS, A. (Hrsg.) ; SCHÄNZLIN, J. (Hrsg.) ; DIETSCH, P. (Hrsg.): *Design of timber-concrete composite structures: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 4*. Shaker Verlag Aachen, 2018 https://www.costfp1402.tum.de/home/

[22] 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

[23] DIN EN 1995-2: 2010: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010

[24] JOHANSEN, K. W.: *Theory of timber connections*. 1949

[25] KUDLA, K.: *Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diss., 2017

[26] KUPFER, H. ; KIRMAIR, H.: Verformungsmoduln zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus zwei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen. In: *Bauingenieur* 62 (1987), S. 371–377

[27] KREUZINGER, H.: *Verbundkonstruktionen Holz / Beton*. 1994

[28] BLASS, H.-J. ; EHLBECK, J. ; LINDEN, M. v. d. ; SCHLAGER, M.: *Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. 1995 (T2710)