

HBV

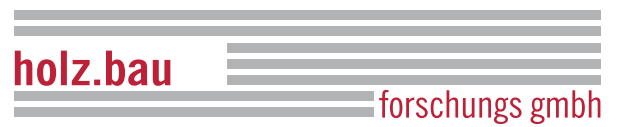
Städtische Nachverdichtung unter Einsatz modularer
Holz-Beton-Verbund (HBV)-Systeme

Zusammenfassende Kurzdarstellung zur Nachweisführung von Holz-Beton-Verbund Bauteilen im Brandfall

Forschungsbericht

M. Augustin

holz.bau forschungs GmbH



**Kompetenzzentrum für
Holzbau und Holztechnologie
holz.bau forschungs gmbh**

Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Ringhofer
Geschäftsführung

Mag. Eva Kavelar
Administration, Finanzen & Controlling

Inffeldgasse 24, A-8010 Graz
t: +43 316 873 - 4603
email: office@holzbauforschung.at
www.holzbauforschung.at

HBV

Städtische Nachverdichtung unter Einsatz modularer Holz-Beton-Verbund (HBV)-Systeme

Zusammenfassende Kurzdarstellung zur Nachweisführung von Holz-Beton-Verbund Bauteilen im Brandfall

Projektfinanzierung / Förderstellen

Das Land Steiermark
Abteilung 15 Energie, Wohnbau, Technik - Fachabteilung Energie und Wohnbau

Projektfinanzierung / Industrie

HASSLACHER Holding GmbH / Sachsenburg (A)

KLH Massivholz GmbH / Teufenbach-Katsch (A)

Mayr-Melnhof Holz Holding AG / Leoben (A)

W. u. J. Derix GmbH & Co./ Niederkrüchten (D)

Projektbearbeitung

DI Manfred Augustin, holz.bau forschungs gmbh
DI Dominik Matzler, holz.bau forschungs gmbh
DI Dr.techn. Alexandra Thiel, holz.bau forschungs gmbh

ZUSAMMENFASSEND E KURZDARSTELLUNG ZUR NACHWEISFÜHRUNG VON HOLZ-BETON-VERBUND BAUTEILEN IM BRANDFALL

1 EINFÜHRUNG

Obwohl die Holz-Beton-Verbund (HBV) Bauweise seit rund 100 Jahren Verwendung findet, blieb die Behandlung von Fragen der Berechnung und Nachweisführung lange Zeit auf akademische Arbeiten, wissenschaftliche Berichte und Beiträge in Zeitschriften sowie die Darstellung für ausgewählte Bausysteme beschränkt. Es kann vermutet werden, dass darin mit ein Grund für die noch immer nicht in die Breite gehende Anwendung dieser Bauweise in der Baupraxis zu finden ist.

Bei einem HBV-Bauteil wird ein Betonbauteil, zumeist eine geringe bewehrte Betonplatte, mit einem stab- (Balken aus Vollholz, keilgezinktem Vollholz, Brettschichtholz, Furnierschichtholz) oder flächenförmigen (Brettstapel, horizontales Brettschichtholz, Brettsperrholz) Holzbauteil kraftschlüssig, i. Allg. nachgiebig verbunden. Je nach Art und Verteilung der Verbundmittel kann zwischen kontinuierlichen und diskontinuierlichen Verbund unterschieden werden. Während bei ersterem die Verbundmittel (mechanische Verbindungsmittel, z. B. Holzbauschrauben, eingeklebte Gewindestäbe und Bleche, Sonderverbinder) in der Verbundfuge zwischen Holz und Beton gleichmäßig oder auch ungleichmäßig verteilt sind, wird die Verbundwirkung bei letzterem durch einige wenige diskrete Verbindungen (Kerven, Stahlbleche, Sonderverbinder) erreicht. Unter Umständen sind geeignete Vorkehrungen zur Aufrechterhaltung der Kompatibilität zwischen den Bauteilen (Abhebesicherung) vorzusehen. Neben den abzutragenden Lasten sind auch zeitabhängige Effekte (Kriechen, Schwinden, Temperaturschwankungen) der Komponenten in der Berechnung dieser Bauteile zu berücksichtigen. Im Hinblick auf die Lastabtragung von HBV-Bauteilen ist festzuhalten, dass es sich um ein Verbundsystem handelt: Die Einwirkungen werden entsprechend der Steifigkeiten der Einzelquerschnitte und der Verbindungsmittel auf den Holz- und Betonbauteil verteilt und abgetragen. Somit ist immer eine Systembetrachtung durchzuführen. Ein guter Überblick zur Bemessung im „Kaltzustand“ enthält z. B. [9].

Mit der Publikation der Technischen Spezifikation „CEN/TS 19103, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau“ [1] im Jahr 2022 wurde in diesem Bereich ein wesentlicher Schritt gesetzt, um zu einer einheitlichen und transparenten Basis für die Nachweisführung und damit mittelfristig zu einer breiteren Akzeptanz dieser Bauweise zu kommen. Die darin enthaltenen Festlegungen regeln jedoch ausschließlich die Nachweisführung bei Normaltemperaturen (im sog. „Kaltzustand“), es sind keine spezifischen Bestimmungen für die Nachweisführung im Brandfall („warm“) enthalten. Somit ist man auf ein ingenieurmäßiges Vorgehen angewiesen ist, bei dem Informationen aus unterschiedlichen technischen Bereichen (Holzbau | Betonbau | Brandingenieurwesen | Bauphysik) und deren spezifischen Normen und Richtlinien zusammenzufügen sind.

Ziel dieser zusammenfassenden Kurzdarstellung ist es wesentliche Information für die Berechnung bzw. Nachweisführung von HBV-Bauteilen im Brandfall in kompakter Form wiederzugeben. Es wird der aktuelle Stand des Wissens abgebildet, keinesfalls besteht ein Anspruch auf Vollständigkeit. In Detailfragen sind die jeweiligen Normen und Richtlinien zu konsultieren.

Literatur zum Brandnachweis von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen sind rar und beschränken sich zu- meist auf Berichte zu durchgeführten Prüfungen. Zusammenfassende Berichte zur Nachweisführung – ins- besondere der numerischen Berechnung bzw. Simulation – von HBV-Bauteilen im Brandfall wurden u. a. im Rahmen der COST Aktion FP 1404 herausgegeben ([12], [13], [14]). Den genannten Publikationen können auch weitere Literaturquellen entnommen werden.

Die Ausführungen dieser Zusammenstellung orientieren sich an den Inhalten des Manuskripts „Holz-Be- ton-Verbund, Abschnitt 2.5 Brandschutz“ [10] verfasst von Prof. J. Schänzlin / Hochschule Biberach, DE. Ihm gebührt nicht nur Anerkennung und Dank für die Erarbeitung, sondern auch für die freundliche Über- lassung des Textes.

2 NORMEN UND RICHTLINIEN

2.1 Allgemeines

Ein wichtiger Schritt hin zu einer verbreiteten Anwendung der HBV-Bauweise im Sinne der Vereinheitli- chung der Berechnungsgrundlagen stellt die Einführung der Technischen Spezifikation

CEN/TS 19103, Ausgabe: 2022-04-01

**„Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten-
Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau“
[1]**

zur Nachweisführung bei Normaltemperatur dar.

Im Bereich der bauaufsichtlichen Zulassungen führen die beiden Richtlinien zur Erstellung Europäisch Technischer Bewertungen

EAD 130018-00-0301, „Wood concrete composite slab kits”, EOTA, Brussels, October 2014 [3]

und

EAD 130090-00-0303, “Wood-concrete composite slab with dowel-type fasteners”, EOTA, Brussels, December 2017 [2]

ebenfalls Grundlagen für die Berechnung (und Prüfung) von HBV-Bauteilen bei Normaltemperatur an.

2.2 Normative Festlegungen zur Nachweisführung von HBV-Bauteilen im Brandfall

Aktuell sind einzig im Entwurf zu prEN 1995-1-2 (Stand: 31-08-2023) [6] (März 2025) Festlegungen zur Nachweisführung von HBV-Bauteilen im Brandfall enthalten. Die im Kapitel 7 „**Vereinfachte Bemessungsverfahren**“, Abschnitt 7.2 „**Methode mit reduziertem Querschnitt**“ sind im unter 7.2.5 „**Nachweisführung für Holz-Beton-Verbundbauteile**“ enthaltenen Festlegungen werden nachfolgend ange- führt.

Originaltext (aus prEN 1995-1-2:2023 [6])

7.2.5 Design of timber-concrete-composite members

7.2.5.1 General

- (1) The rules given in 7.2.5 shall only be applied to timber-concrete-composite structures made of linear or plane timber members.
- (2) The design of timber-concrete-composite members shall consider the flexibility of the connection between timber and concrete.
- (3) The design of timber-concrete-composite members shall consider the temperature dependent reduction of the slip modulus of the connection between timber and concrete.
- (4) Linear timber members should be designed according to 7.2.2.
- (5) Plane timber members should be designed according to 0.
- (6) The design of concrete should be in accordance with prEN 1992-1-2.

7.2.5.2 Connections

- (1) The slip modulus K_{fi} of the connection between timber and concrete for the fire situation should be calculated according to Formula (7.2) assuming:
 - the slip modulus at normal temperature according to prEN 1995-1-1 or CEN/TS 19103; and
 - the modification factor $\eta_{K,\text{fi}}$ according to 7.2.5.2(2), 7.2.5.2(3) and 7.2.5.2(4).

- (2) For connections with dowel-type fasteners inserted perpendicular to the shear plane, the modification factor $\eta_{K,\text{fi}}$ should be taken from Table 7.1.

- (3) For connections with axially loaded mechanical fasteners the modification factor $\eta_{K,\text{fi}}$ should be calculated as follows:

$$\eta_{K,\text{fi}} = \begin{cases} 0 & \text{for } a_p \leq 0,65 \cdot t_{\text{req}} \\ \frac{0,2 \cdot a_p - 0,12 \cdot t_{\text{req}}}{0,2 \cdot t_{\text{fi,d}} + 3} & \text{for } 0,65 \cdot t_{\text{req}} \leq a_p \leq 0,8 \cdot t_{\text{req}} + 3 \\ \frac{0,8 \cdot a_p - 0,6 \cdot t_{\text{req}} + 1,8}{0,2 \cdot t_{\text{req}} + 21} & \text{for } 0,8 \cdot t_{\text{req}} + 3 \leq a_p \leq t_{\text{req}} + 24 \\ 1,0 & \text{for } a_p \geq t_{\text{req}} + 24 \end{cases} \quad (7.53)$$

where

a_p is the minimum value of the distances $a_{p,i}$ from the fire exposed side in according to Figure 9.6, in mm;

t_{req} is the required time of fire resistance, in min.

- (4) For notched connections, the reduction factor $\eta_{K,\text{fi}}$ may be taken as 1.
- (5) The loadbearing capacity of connections with dowel-type fasteners inserted perpendicular to the shear plane should be calculated according to 9.2.
- (6) The loadbearing capacity of connections with axially loaded mechanical fasteners should be calculated according to 9.3.
- (7) The loadbearing capacity of notched connections should be in accordance with CEN/TS 19103, taking into account for the effective cross-section.

Übersetzung (durch den Verfasser)

7.2.5 Nachweisführung für Holz-Beton-Verbund Bauteile

7.2.5.1 Allgemeines

- (1) Die Festlegungen des Abschnittes 7.2.5 sind nur für Holz-Beton-Verbund Bauteile mit **stab- oder plattenförmiger Holzbauteilen** anzuwenden.
- (2) Bei der Nachweisführung von Holz-Beton-Verbundbauteilen ist die **Nachgiebigkeit der Verbindung** zwischen Holz- und Betonbauteil zu berücksichtigen.
- (3) Im Rahmen der Nachweisführung des Holz-Beton-Verbundbauteils sollte gegebenenfalls die **temperaturbedingte Verminderung des Verschiebungsmoduls** berücksichtigt werden.
- (4) **Stabförmige Holzbauteile** sind entsprechend Abschnitt 7.2.2 [von prEN 1995-1-2:2023] nachzuweisen.
- (5) **Plattenförmige Holzbauteile** sind entsprechend Abschnitt 7.2.3 [von prEN 1995-1-2:2023] nachzuweisen.

- (6) Die **Nachweisführung des Betonbauteils** ist entsprechend den Festlegungen in **prEN 1992-1-2** durchzuführen.

7.2.5.2 Verbindungen

- (1) Der **Verschiebungsmodul K_{fi}** der Verbindung des Holz- und Betonbauteils im Brandfall darf mittels Gleichung (7.2) berechnet werden, wobei gilt:
- der **Verschiebungsmodul im „Kaltzustand“** darf gemäß prEN 1995.1.1 oder **CEN/TS 19103** bestimmt werden.
 - der Modifikationsbeiwert $h_{K,fi}$ ist gemäß 7.2.5.2 (2), 7.2.5.2 (3) und 7.2.5.2 (4) zu berücksichtigen.
- (2) Für Verbindungen mit rechtwinklig zur Scherebene eingebrachten, auf Abscheren beanspruchten, dübel-förmigen Verbindungsmitteln darf der Modifikationsbeiwert aus Tabelle 7.1 [aus EN 1995-1-1] verwendet werden.
- (3) Für Verbindungen mit axial beanspruchten Verbindungsmitteln darf der Modifikationsbeiwert wie folgt ermittelt werden.

$$\eta_{K,fi} = \begin{cases} 0 & \text{für } a_p \leq 0,65 \cdot t_{req} \\ \frac{0,2 \cdot a_p - 0,12 \cdot t_{req}}{0,2 \cdot t_{fi,d} + 3} & \text{für } 0,65 \cdot t_{req} \leq a_p \leq 0,8 \cdot t_{req} + 3 \\ \frac{0,8 \cdot a_p - 0,6 \cdot t_{req} + 1,8}{0,2 \cdot t_{req} + 21} & \text{für } 0,8 \cdot t_{req} + 3 \leq a_p \leq t_{req} + 24 \\ 1,0 & \text{für } a_p \geq t_{req} + 24 \end{cases} \quad (7.53)$$

Dabei ist:

a_p ist der Kleinstwert der Abstände $a_{p,i}$ auf der brandzugewandten Seite in Abb. 9.6, in mm;

t_{req} ist die erforderliche Feuerwiderstandsdauer, in min.,

Anmerkung:

Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Verbindung im Brandfall ist in prEN 1995-1-2:2023, Abschnitt 9.3 (2) [6] wie folgt definiert:

$$R_{k,fi} = \eta_{R,fi} \cdot R_k \quad \text{Glg. (1)}$$

Dabei sind:

$R_{k,fi}$ charakteristischer Wert der Tragfähigkeit einer Verbindung im Brandfall

$\eta_{R,fi}$ Modifikationsbeiwert im Brandfall

R_k charakteristischer Wert der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur gemäß EN 1995-1-1 unter Vernachlässigung der effektiven Verbindungsmittellanzahl

- (4) Für **Verbindungen mit Kerven** darf der **Modifikationsbeiwert mit $h_{K,fi} = 1$** in Rechnung gestellt werden.
- (5) Die Tragfähigkeit von rechtwinklig zur Scherebene eingebrachten, auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln darf gemäß Abschnitt 9.2 ermittelt werden.
- (6) Die Tragfähigkeit von axial beanspruchten Verbindungsmitteln darf gemäß Abschnitt 9.3 ermittelt werden.
- (7) Die **Tragfähigkeit von Verbindungen mit Kerven** darf unter Berücksichtigung des **wirksamen Querschnitts** gemäß den Festlegungen in CEN/TS 19103 bestimmt werden.

Interpretation und Anmerkungen zur Normenregelung für HBV-Bauteile im Entwurf prEN 1995-1-2:2023 [6]

Die vorgeschlagenen Regelungen sind allgemein gehalten und laufen darauf hinaus den Holzbauteil unter Anwendung von EN 1995-1-2 „wie Holz“ und den Betonbauteil mit EN 1995-1-2 „wie Beton“ nachzuweisen. In Abhängigkeit des verwendeten Verbundmittels sind Modifikationen der Verbindungssteifigkeit zu berücksichtigen.

Für die Baustoffe Holz und Beton sind normativ, je nach erforderlicher Situation, Bemessungsverfahren in unterschiedlicher Detaillierungstiefe (tabellarische Daten | vereinfachte Verfahren | allgemeine Verfahren) geregelt. Ein expliziter Hinweis bzgl. der Anwendung eines bestimmten Bemessungsverfahrens von HBV-Bauteilen für den jeweiligen Baustoff erfolgt im vorliegenden Entwurf nicht. Ein wesentliches Merkmal der Lastabtragung von HBV-Bauteilen ist die Umverteilung der Lasten zwischen den Einzelbauteilen Beton und Holz entsprechend deren Steifigkeitsverhältnis sowie dem Verschiebungsmodul des Verbundmittels. Für die Nachweisführung von Verbundbauteilen im Brandfall wird daher eine Information der Steifigkeitsveränderungen bei erhöhter Temperatur erforderlich sein, die aktuell lediglich aus den allgemeinen Verfahren durch Berücksichtigung der Steifigkeiten bei erhöhter Temperatur erhalten werden kann.

Auf Grund der unterschiedlichen Temperatúrausdehnungskoeffizienten von Holz und Beton (für Holz: $\alpha_{\text{tim},\theta} = 5 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, für Beton: $\alpha_{\text{conc},\theta} = 10 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, $\rightarrow$ Faktor 2) kommt der Berücksichtigung der Temperatúrausdehnung in der Nachweisführung eine hohe Bedeutung zu. Auf Grund der Verbundwirkung treten dabei Zwängungskräfte in den Einzelbauteilen auf, die über die Verbundmittel übertragen werden. In Abhängigkeit der Randbedingungen kann dies dazu führen, dass das HBV-Bauteil auch unter Last eine „negative“ (beim Einfeldträger nach oben gerichtet) Verformung aufweist.

In der Baupraxis hat sich bei neu errichteten Konstruktionen auf Grund der hohen mechanischen Kenngrößen und wirtschaftlichen Herstellung als Verbundmittel die „Kerbe“ etabliert. Während die Nachweisführung von HBV-Bauteilen mit flächenförmigem Holzbauteil, bei ausreichender Überdeckung der Kerbe im Brandfall, unter Berücksichtigung des wirksamen Restquerschnittes des Holzbauteils wie bei Normaltemperatur durchgeführt werden kann und dieses Vorgehen gesichert scheint, sollte die Situation im Brandfall für HBV-Bauteile mit stabförmigem Holzbauteil („HBV-Rippenplatte“) differenziert betrachtet werden.

Es ist festzustellen, dass alle öffentlich verfügbaren Informationen (z. B. in [11]) durchgeführter Prüfungen mit Schalungen (zwischen den Holzbalken) aus Holz bzw. Holzwerkstoffen unter der Betonoberfläche und relativ geringer Branddauer (rund 60 Minuten) durchgeführt wurden. Diese Schalung kann als Brandschutzbekleidung interpretiert werden, welche die Temperaturerhöhung auf Grund der Brandeinwirkung im Betonbauteil verzögert, sodass die mechanischen Eigenschaften des Betonquerschnittes, aber auch der Kerbe bei kürzerer Branddauer gegenüber dem „Kaltzustand“ lediglich geringfügig verändert werden. Demgegenüber kommt es bei der Ausführungsvariante mit direkter Beflammung der Betonoberfläche ab Brandbeginn zu einer unmittelbaren Beeinflussung der mechanischen Eigenschaften des Betons, und wie zu vermuten bleibt, auch der Kerbe. Während eine Veränderung des Verschiebungsmoduls der Kerbe dabei i. Allg. zu relativ geringen Auswirkungen führt, kann der Abfall der Druckfestigkeit des Holzes im Stirnbereich der Kerbe (Abfallen der Resttragfähigkeit bei 100°C auf rund 25% der Ausgangsfestigkeit) als „signifikant“ eingestuft werden. Aktuell liegen zu dieser Situation jedoch keine publizierten Daten vor. Es kann daher empfohlen werden bis zum Vorliegen spez. Resultate für diese Ausführungsvariante eine sorgfältige Analyse mit einer allgemeinen Berechnungsmethode (numerische Simulation) durchzuführen.

3 NACHWEISFÜHRUNG VON HBV-BAUTEILEN IM BRANDFALL

3.1 Allgemeines

Gemäß Bauproduktenrichtlinie 89/106/EWG müssen Bauwerke/Bauteile für den Brandfall so entworfen und ausgeführt werden, dass:

- die Tragfähigkeit des Bauwerkes während eines bestimmten Zeitraums erhalten bleibt,
- die Entstehung und Ausbreitung von Feuer und Rauch innerhalb des Bauwerks begrenzt bleibt,
- die Ausbreitung des Brandes auf benachbarte Bauwerke begrenzt bleibt,
- die Bewohner das Gebäude unverletzt verlassen oder durch andere Maßnahmen gerettet werden können,
- die Sicherheit der Rettungsmannschaften berücksichtigt ist.

Bei einer nominellen Brandbeanspruchung (Beanspruchung durch Einheitstemperaturzeitkurve) müssen für Bauteile Nachweise bzgl. der Kriterien R, E und I erbracht werden. Je nach Funktion sind folgende Kriterien zu erfüllen

- nur tragende Funktion: Tragfähigkeit (Kriterium R)
- nur raumabschließende Funktion: Raumabschluss (Kriterium E) und, wenn gefordert, Wärmedämmung (Kriterium I)
- raumabschließende und tragende Funktion: Kriterien R, E und, wenn gefordert, I.

Im Rahmen dieser Zusammenfassung wird ausschließlich auf den Nachweis der Tragfähigkeit im Brandfall (**Kriterium R**) eingegangen.

Anmerkung:

Zur Erfüllung der Anforderung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Risseverteilung) wird in den Betonbauteil eine Stahlbewehrung eingelegt. Auf Grund des i. Allg. geringen Bewehrungsgrades kann auf deren Berücksichtigung bei der Analyse des Tragverhaltens verzichtet werden.

3.2 Einwirkungen im Brandfall

Gemäß EN 1990 ist die Bemessungssituation „Brand“ als außergewöhnliches Ereignis zu betrachten, d. h. die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite ergeben sich zu $\gamma_G = \gamma_Q = 1,00$.

Die Einwirkungskombination im Brandfall ist in ÖNORM B 1995-1-2:2011, Glg. (3) [5] wie folgt definiert:

$$E_{d,fi} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad \text{Glg. (2)}$$

Dabei ist:

$E_{d,fi}$	Bemessungswert der Einwirkung im Brandfall
$G_{k,j}$	charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung j
$\psi_{2,i}$	Kombinationsbeiwert
$Q_{k,i}$	charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung i

Vereinfachend dürfen die Einwirkungen im Brandfall auch aus dem Bemessungswert der Einwirkungen für die Grundkombination nach ÖNORM EN 1990:2003, Glg. (6.10) (Bemessungswert „kalt“) ermittelt werden. Es gilt:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad \text{Glg. (3)}$$

Der Abminderungsfaktor η_{fi} ist wie folgt zu berücksichtigen

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,i}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad \text{Glg. (4)}$$

Dabei ist:

$E_{d,fi}$	Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall
η_{fi}	Abminderungsbeiwert im Brandfall
E_d	Bemessungswert der Einwirkungen bei Normaltemperatur („kalt“)
G_k	charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung
$\psi_{2,1}$	Teilsicherheitsbeiwert für die vorherrschende veränderliche Einwirkung (Leiteinwirkung)
$Q_{k,i}$	charakteristischer Wert einer vorherrschenden veränderlichen Einwirkung (Leiteinwirkung)
$\gamma_G, \gamma_{Q,1}$	Teilsicherheitsbeiwerte für die ständige bzw. vorherrschende veränderliche Einwirkung

Näherungsweise darf der Abminderungsfaktor im Brandfall mit $\eta_{fi} = 0,60$ bzw. für Bereiche der Kategorie E (Lagerflächen) mit dem Wert $\eta_{fi} = 0,70$ in Rechnung gestellt werden. Im Allgemeinen werden mit diesen Näherungswerten konservative Werte gegenüber einer Ermittlung des Bemessungswertes mit Glg. (1) ermittelt.

Temperaturbeeinflusste Baustoffeigenschaften und Auswirkungen von Temperaturdehnungen

Neben der direkten Einwirkung von Lasten sind im Brandfall die Auswirkungen der Temperaturveränderung auf die Baustoffeigenschaften (Steifigkeits- und Festigkeitskenngrößen) sowie die Auswirkungen von Temperaturexpansionen der Baustoffe in der Berechnung zu berücksichtigen.

Schwinden

Auf Grund der beim Brand entstehenden Temperaturerhöhung trocknen die Querschnitte aus. Die Austrocknung läuft jedoch sehr langsam ab, sodass i. Allg. nicht mit dem Auftreten relevanter Schwinddehnungen zu rechnen ist [10]. Abgesehen davon wirken die Schwindanteile den Temperaturdehnungen entgegen. Unter Umständen sollte der Grundswindanteil spezieller Betone (z. B. UHPC) in der Berechnung berücksichtigt werden.

Kriechen

Der Brandnachweis ist gemäß EN 1995-1-2:2011, 2.4.2 (19 [4]) zum **Zeitpunkt $t = 0$** zu führen, somit dürfen Langzeiteffekte wie Kriechen unberücksichtigt bleiben.

3.3 Allgemeines zur Nachweisführung im Brandfall

In diesem Abschnitt werden auszugsweise einige allgemeine Punkte mit Relevanz für die Nachweisführung im Brandfall aus EN 1995-1-2:2011 [4] angeführt. Zur besseren Orientierung wird auch die Nummerierung der Abschnitte aus der genannten Norm angeführt.

2.4 Nachweisverfahren

2.4.1 Allgemeines

(1)P *Das für die Bemessung angenommene Modell des Tragwerks muss das **Verhalten der Tragstruktur im Brandfall** wiedergeben.*

...

(4)P *Bei anderen Materialien als Holz müssen Auswirkungen **thermischer Dehnungen** berücksichtigt werden.*

...

(6) *Als Alternative zur Bemessung durch Berechnung darf die Brandbemessung auf der Grundlage von **Brandversuchen** oder einer **Kombination aus Brandversuchen und Berechnungen** erfolgen, siehe EN 1990:2002, 5.2*

2.4.2 Bauteilberechnung

(1) *Beanspruchungen sollten für den **Zeitpunkt $t = 0$** unter Verwendung der Kombinationsbeiwert $\psi_{1,1}$ oder $\psi_{2,1}$ entsprechend EN 1995-1-2:2002, 4.3.1 bestimmt werden.*

...

(4) *Die Randbedingungen an den Auflagern dürfen als **konstant** über die Zeit angenommen werden.*

...

3.4.1 Abbrandtiefe

...

(4) *Als Lage der Abbrandgrenze sollte die Position der **300°-Isotherme** angenommen werden.*

... aus Tabelle 3.1

Bemessungswert der **Abbrandrate** [für Nadelholz]: $\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$ bzw. $\beta_n = 0,70 \text{ mm/min}$

3.4 Überblick über die Nachweismethoden der einzelnen Baustoffe im Brandfall

Methoden für den Nachweis von Bauteilen aus Holz und Beton im Brandfall sind in den spezifischen Baustoffnormen EN 1995-1-2 [4] für Holz und EN 1992-1-2 [7] für Beton sowie den zugehörigen Nationalen Anhängen angeführt.

Die Nachweisführung der Einzelbauteile im Brandfall kann dabei erfolgen mittels:

a. tabellarischer Daten

Die für die jeweilige Feuerwiderstandsdauer erforderlichen Querschnittsabmessungen für einfache statische Systeme und spezifischen Belastungen (Stützen, Einfeldträger mit Gleichlast) sind, in Abhängigkeit weiterer Parameter, angegeben.

Holz: siehe ÖNORM B 1995-1-2:2011, Anhang A.3

Beton: siehe EN 1992-1-2, Kapitel 5

→ Die explizite Berücksichtigung temperaturbedingter Steifigkeitsänderungen ist nicht möglich.

b. vereinfachter Berechnungsverfahren

Grundsätzlich beruhen die vereinfachten Verfahren auf dem Ansatz Bereiche, die durch die erhöhten Temperaturen nicht mehr (wesentlich) zur Steifigkeit/Tragfähigkeit beitragen im wirksamen Querschnitt für den Brandnachweis nicht zu berücksichtigen.

Holz: siehe EN 1995-1-2:2011, Abschnitt 4.2, 4.2.2

Im Holzbau ist dieser Ansatz als „**Nachweis mit wirksamem Restquerschnitt**“ bekannt. Dabei werden dem „Querschnitt kalt“ auf den beflamten Seiten in Abhängigkeit von der zu erreichenden Feuerwiderstandsdauer auf einer Abbrandrate β_0 bzw. β_n beruhende abgebrannte Schicht $d_{\text{char}} = \beta \cdot t$ sowie eine temperaturbeeinflusste Dicke d_0 (aktuell: $d_0 = 7 \text{ mm}$) abgezogen und der Nachweis im Brandfall mit dem so erhaltenen „Querschnitt warm“ durchgeführt. Der Nachweis erfolgt mit auf den Brandfall angepassten mechanischen Eigenschaften (Festigkeiten, Steifigkeiten).

Beton: siehe EN 1992-1-2, Kapitel 5

Als vereinfachte Verfahren werden im Betonbau die „500°C-Isothermenmethode“ (siehe EN 1992-1-2, Anhang B.1), die „Zonenmethode“ (EN 1992-1-2, Anhang B.2) sowie die „Methode zur Beurteilung eines durch Biegemoment und Längskraft beanspruchten Stahlbetonquerschnitts durch Abschätzung der Krümmung“ (EN 1992-1-2, Anhang B.3) bezeichnet.

Bei der „**500°C-Isothermenmethode**“ bleiben, ähnlich dem wirksamen Restquerschnitt beim Holz, Bereiche die mit einer höheren Temperatur als 500°C beaufschlagt sind, für die Lastabtragung im Brandfall unberücksichtigt. Der Grund für die Anwendung dieser Methode liegt im Umstand, dass Zuschlagstoffe, die zumeist aus quarzhaltigem Material bestehen, bei dieser Temperatur einen Großteil ihrer Steifigkeit und Festigkeit verlieren. Für die Anwendung ist die Einhaltung definierter Randbedingungen (Mindestbreite, Brandlastdichte) erforderlich.

→ Die explizite Berücksichtigung temperaturbedingter Steifigkeitsänderungen ist nicht möglich.

„Zonenmethode“

Bei dieser Methode wird der Querschnitt in mehrere parallele Zonen ($n \geq 3$, empfohlen 20) gleicher Dicke unterteilt und für jede Zone die mittlere Temperatur und die mechanischen Kenngrößen (E-Modul | Druckfestigkeit) bestimmt. Gegenüber dem Ausgangsquerschnitt wird eine Zone der Dicke a_z an den brandbeanspruchten Seiten vernachlässigt und mit dem verbleibenden Querschnitt der Nachweis unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Kenngrößen geführt. Dieses Verfahren eignet sich für eine Anwendung bei Stützen und biegebeanspruchten Bauteilen.

- Die Berücksichtigung temperaturbedingter Steifigkeitsänderungen ist möglich. Grundsätzlich kann eine Anwendung für ungestörte Bereiche von HBV-Bauteilen erfolgen. Die Bestimmung des Temperaturverlaufs ist entweder vereinfacht über Gleichungen oder eine detaillierte Simulation möglich.

„Abschätzung der Krümmung bei M-N-Beanspruchung“

Diese Methode ist für Stützen geeignet, bei denen die Verformungen infolge Theorie II. Ordnung signifikant beeinflusst werden. Eine Anwendung für HBV-Bauteile ist nicht zielführend.

- Die explizite Berücksichtigung temperaturbedingter Steifigkeitsänderungen ist nicht möglich.

c. allgemeiner Berechnungsverfahren

Im Rahmen der allgemeinen Berechnungsverfahren erfolgt eine realitätsnahe Berechnung des Temperaturfeldes (vereinfacht oder durch numerische Lösung der Wärmeleitungsgleichung), als auch eine Berücksichtigung der thermischen Ausdehnungen und der mechanischen Eigenschaften bei erhöhter Temperatur. Dementsprechend sind bei den allgemeinen Berechnungsverfahren folgende Schritte zu bearbeiten.

3.5 Nachweisführung von HBV-Bauteilen im Brandfall mittels allgemeiner Berechnungsverfahren

Die Nachweisführung von HBV-Bauteilen im Brandfall erfolgt in mehreren Schnitten. Diese sind:

- thermische Analyse zur Ermittlung der Temperaturverteilung im Querschnitt
- Berechnung der Temperaturdehnung
- Berechnung wirksamer Querschnitte und temperaturbeeinflusster mechanischer Kenngrößen
- Berechnung von Schnittgrößen und Kräften mittels geeigneter baustatischer oder numerischer Modelle
- Nachweis der Tragfähigkeit der Einzelbauteile und der Verbundmittel

Die einzelnen Schritte werden nachfolgend erläutert.

3.5.2 Thermische Analyse

Die Ermittlung der Temperaturverteilung im betrachteten HBV-Querschnitt kann entweder über vereinfachte Näherungslösungen bzw. Diagramme oder durch eine numerische Lösung der Wärmeleitungsgleichung erfolgen.

3.5.2.1 Näherungslösungen bzw. Diagramme

- für Holz

es stehen geschlossenen Lösungen zur Berechnung der mittleren Temperaturerhöhung über den Restquerschnitt von zwei-, drei- oder vierseitig beflamten Bauteilen zur Verfügung.

Nach Frangi [11] bestehen folgende Beziehungen:

Exponent α

$$\alpha = 0,025 \cdot t + 1,75 \quad \text{Glg. (5)}$$

- z. B. für dreiseitigen Abbrand

$$\theta_m = \int_{\beta \cdot t}^{b/2} \int_{\beta \cdot t}^h \left[20 + 280 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot \left(x^{-\alpha} + (b-x)^{-\alpha} + y^{-\alpha} \right) \right] \cdot dx \cdot dy =$$

$$= 20 + 280 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot \left[\frac{\left(\frac{b}{2} \right)^{1-\alpha} - (\beta \cdot t)^{1-\alpha}}{(1-\alpha) \cdot \left(\frac{b}{2} - \beta \cdot t \right)} + \frac{\left(\frac{b}{2} \right)^{1-\alpha} - (b - \beta \cdot t)^{1-\alpha}}{(\alpha - 1) \cdot \left(\frac{b}{2} - \beta \cdot t \right)} + \frac{h^{1-\alpha} - (\beta \cdot t)^{1-\alpha}}{(1-\alpha) \cdot (h - \beta \cdot t)} \right] \quad \text{Glg. (6)}$$

Dabei ist:

- α Exponent [-]
- t Feuerwiderstandsdauer [min]
- β Abbrandrate [mm/min]
- b Querschnittsbreite [mm]
- h Querschnittshöhe [mm]

Anmerkung:

In Frangi [11] ist die Temperatur der Abbrandgrenze mit der Isotherme bei 200°C definiert; damit geht ein „Vorfaktor“ **180** einher. Gemäß EN 1995-1-2, 3.4.1 (4) [4] wird die Lage der Abbrandgrenze mit der Position der 300°C-Isotherme angenommen, daraus folgt näherungsweise ein „Vorfaktor“ **280**.

Weitere Gleichungen für einen 2- und 4-seitigen Abbrand können Frangi [11] entnommen werden.

- **für Beton**

Vereinfacht kann der Temperaturverlauf im Brandfall für einen eindimensionalen Wärmetransport (z. B. durch eine Betonplatte) (aus [10]) mit Glg. (6) berechnet werden.

$$\theta(x) = a \cdot \tanh(b \cdot x + c) + d \quad \text{Glg. (7)}$$

Dabei sind:

- $\theta(x)$ Temperatur in der Tiefe x des Querschnitts [°C]
- x Koordinate in Dickenrichtung [mm]
- a, b, c, d Parameter in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer [-]

	a	b	c	d
R30	948,13	-0,0264	-0,2879	984,07
R60	1.154,32	-0,0188	-0,3050	1.202,14
R90	1.234,82	-0,0152	-0,2882	1.288,94
R120	1.552	-0,0133	-0,4325	1.629,15
R180	1.625,39	-0,0114	-0,4093	1.717,62
R240	1.610,83	-0,0109	-0,4250	1.777,34

Tab. 1 Koeffizienten für die Temperaturbestimmung von Beton mit eindimensionalem Wärmetransport

Weiters sind im Anhang A von EN 1992-1-2:2019 [7] Temperaturprofile für ein- und mehrseitig brandbeanspruchte Bauteile mit unterschiedlichen Abmessungen und für unterschiedliche Feuerwiderstandsdauer angegeben. Eine näherungsweise Abschätzung des Temperaturverlaufes ist auch mit diesen Diagrammen möglich.

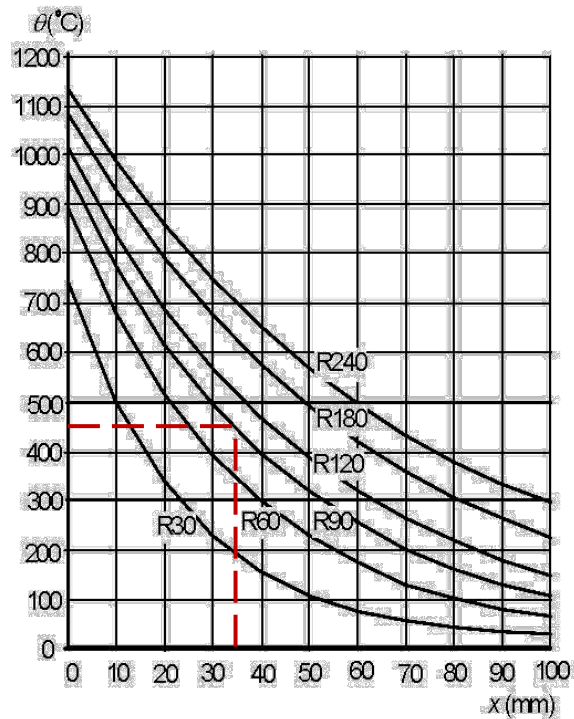


Abb. 1 Temperaturprofil für einseitig brandbeanspruchte Bauteile (Dicke $h = 200$ mm) (aus [7]); Ablesebeispiel: Temperatur in der Tiefe $x = 35$ mm für R90: $\rightarrow \theta \approx 450^\circ\text{C}$

3.5.2.2 Numerische Lösung der Wärmeleitungsgleichung

Die thermische Analyse kann durch numerische Lösung der Wärmeleitungsgleichung unter Berücksichtigung von Anteilen aus Wärmestrahlung und konvektiver Wärmeleitung erfolgen.

Die jeweiligen Anteile sind wie folgt definiert:

Wärmeleitungsgleichung (aus [12])

$$\left(k_{ij} \cdot \frac{\partial T}{\partial x_j} \right) \frac{\partial}{\partial x_i} + Q - \rho \cdot c_p \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad \text{mit } (i, j) = (y, z) \quad \text{Glg. (8)}$$

Es bedeuten:

- κ_{ij} (symmetrischer) Tensor der Wärmeleitungszahlen (in der Literatur auch mit λ bezeichnet) [W/mK]
- T Temperatur [K bzw. $^\circ\text{C}$]
- x_{ij} Koordinatenrichtung
- Q interne Wärmequelle
- ρ Rohdichte [kg/m^3]
- c_p spezifische Wärmekapazität [J/kgK]

Die Kenngrößen sind temperaturabhängig und wie nachfolgend angegeben zu berücksichtigen:

- für Holz

Für Holz und Holzwerkstoffe sind definiert:

- Wärmeleitzahl λ für Holz und die Holzkohleschicht (EN 1995-1-2, Bild B.1 und Tabelle B.1)
- spezifischen Wärmekapazität c_p für Holz und Holzkohle (EN 1995-1-2, Bild B.2 und Tabelle B.2)
- Temperatur-Rohdichte Verhältnis für Nadelholz mit einer Anfangsfeuchte von 12% (EN 1995-1-2, Bild B.3 und Tabelle B.2)

Eine tabellarische Darstellung der temperaturabhängigen Daten für Holz ist Tab. 2 zu entnehmen.

Temperatur θ	Wärmeleitzahl λ	spez. Wärme- kapazität c_p	Rohdichte-Tempe- raturverhältnis ρ/ρ_{20}
[°C]	[W/mK]	[kJ/kgK]	[-]
20	0,12	1,53	1
99	0,133 ^a	1,77	
100	0,133 ^a	13,6	
120	0,137 ^a	13,5	
121	0,137 ^a	2,12	0,89
200	0,15	2,00	
250	0,123 ^a	1,62	0,83
300	0,0967 ^a	0,71	0,68
350	0,07	0,85	0,46
400	0,0767 ^a	1,00	0,34
500	0,09	1,20 ^a	0,295 ^a
600	0,177 ^a	1,40	0,25
800	0,35	1,65	0,23
1.200	1,50	1,65	0
^a linear interpoliert			

Tab. 2 temperaturabhängige Kenngröße für die Simulation der Wärmeleitung von Holz

Anmerkung:

prEN 1995-1-2:2023 [6] enthält weitere Kenngrößen für OSB und Spanplatten sowie Gipskarton- und Gipsfaserplatten und Wärmedämmstoffe.

- für Beton

Anmerkung:

Nachfolgend ist θ_c die Betontemperatur in °C.

- Wärmeleitfähigkeit λ_c (EN 1992-1-2:2019 [7], Abschnitt 3.3.3)

Diese darf für Beton zwischen einem oberen und unteren Grenzwert wie folgt angenommen werden:

- oberer Grenzwert für Normalbeton

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0107 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (W / mK) \quad \text{für } 20^\circ C \leq \theta \leq 1.200^\circ C \quad \text{Glg. (9)}$$

- unterer Grenzwert für Normalbeton

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (W / mK) \quad \text{für } 20^\circ C \leq \theta \leq 1.200^\circ C \quad \text{Glg. (10)}$$

→ im Mittel:

$$\lambda_c = 1,68 - 0,191 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,00820 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (W / mK) \quad \text{für } 20^\circ C \leq \theta \leq 1.200^\circ C \quad \text{Glg. (11)}$$

- spezifische Wärmekapazität c_p (für trockenen Beton $u = 0\%$) (EN 1992-1-2:2019 [7], Abschnitt 3.3.2)

$$\begin{aligned} c_p(\theta) &= 900 \quad (J / kgK) && \text{für } 20^\circ C \leq \theta \leq 100^\circ C \\ c_p(\theta) &= 900 + (\theta - 100) \quad (J / kgK) && \text{für } 100^\circ C < \theta \leq 200^\circ C \\ c_p(\theta) &= 1.000 + (\theta - 200)/2 \quad (J / kgK) && \text{für } 200^\circ C < \theta \leq 400^\circ C \\ c_p(\theta) &= 1.100 \quad (J / kgK) && \text{für } 400^\circ C < \theta \leq 1.200^\circ C \end{aligned} \quad \text{Glg. (12)}$$

Wird der Feuchtegehalt nicht explizit berücksichtigt, darf die spez. Wärme von Beton aus quarz- und kalksteinhaltigem Zuschlag durch folgenden zwischen 100°C und 115°C konstanten Wert und mit einem linear abnehmenden Wert zwischen 115°C und 200°C

$$\begin{aligned} c_{p,peak} &= 900 \text{ J/kgK} && \text{für einen Feuchtegehalt } u = 0\% \text{ (vom Betongewicht)} \\ c_{p,peak} &= 1.470 \text{ J/kgK} && \text{für einen Feuchtegehalt } u = 1,5\% \text{ (vom Betongewicht)} \\ c_{p,peak} &= 2.020 \text{ J/kgK} && \text{für einen Feuchtegehalt } u = 3,0\% \text{ (vom Betongewicht)} \end{aligned}$$

ergänzt werden. Für andere Feuchtegehalte darf linear interpoliert werden.

- Temperatur-Rohdichte Verhältnis (EN 1992-1-2:2019 [7], Abschnitt 3.3.2 (3))

Die Veränderung der Rohdichte wird durch den Wasserverlust beeinflusst und ist in Abhängigkeit von der Temperatur wie folgt definiert:

$$\begin{aligned}
 \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) & \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} \\
 c_p(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \cdot \left(1 - 0,02 \cdot \frac{(\theta - 115)}{85} \right) & \text{für } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \\
 c_p(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \cdot \left(0,98 - 0,03 \cdot \frac{(\theta - 200)}{200} \right) & \text{für } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\
 c_p(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \cdot \left(0,95 - 0,07 \cdot \frac{(\theta - 400)}{800} \right) & \text{für } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1.200^\circ\text{C}
 \end{aligned}
 \tag{13}$$

Die Rohdichte bei $\theta = 20^\circ\text{C}$ für Normalbeton kann mit $\rho = 2.300 \text{ kg/m}^3$ angenommen werden.

Anmerkung:

Auf Grund des geringen Bewehrungsgrades von HBV-Bauteilen darf i. Allg. auf die Berücksichtigung der Bewehrung beim Brandnachweis verzichtet werden. Soll die Bewehrung trotzdem in Rechnung gestellt werden, können die Kenngrößen in EN 1992-1-2:2019 [7], Abschnitt 3.4 entnommen werden.

Für die Lösung der Wärmeleitungsgleichung sind folgende Randbedingungen an den Oberflächen zur berücksichtigen:

Randbedingungen an den Oberflächen

Die Temperaturverteilung sollte unter Berücksichtigung der Wärmeübertragung durch Konvektion und Strahlung ermittelt werden.

Der Wärmestromdichte an der Oberfläche setzt sich wie folgt zusammen:

$$q^s = q_c + q_r + q_0 \tag{14}$$

An den Oberflächen gelten folgende Randbedingungen:

$$S_q : q^s = -k_{ij} \cdot \frac{\partial T}{\partial x_j} \cdot n_i \tag{15}$$

$$S_T : T^s = T \tag{16}$$

$$S : T(t=0) = T_0 \tag{17}$$

Dabei ist:

q^s	Wärmestromdichte an der Oberfläche [W/m ²]
q_c	Wärmestromdichte infolge konvektiven Wärmeübergang [W/m ²]
q_r	Wärmestromdichte infolge Temperaturstrahlung [W/m ²]
q_0	Wärmestromdichte aus sonstigen Quellen [W/m ²]
S_q	Oberfläche des Querschnitts mit der Wärmestromdichte q^s
x_j	Koordinatenrichtung [-]
n_i	Normalenrichtung der betrachteten Oberfläche [-]
S_T	Querschnittsfläche mit der Temperatur T_s
T_s	Temperatur im Bereich des beanspruchten Bauteils [K bzw. °C]
T	Oberflächentemperatur des Bauteils [K bzw. °C]
T_0	Oberflächentemperatur des Bauteils zum Zeitpunkt $t = 0$ [K bzw. °C]

Konvektiver Wärmeübergang

$$q_c = \alpha_c \cdot (T_s - T) \quad \text{Glg. (18)}$$

Dabei ist:

q_c	Wärmestromdichte infolge konvektivem Wärmeübergang [W/m ²]
α_c	konvektiver Wärmeübergangskoeffizient [W/m ² K]
T_s	(Gas-) Temperatur in der Umgebung des beanspruchten Bauteils [°C bzw. K]
T	Oberflächentemperatur des Bauteils [°C bzw. K]

Der konvektiver Wärmeübergangskoeffizient (für nominelle Temperaturzeitkurven) auf der brandzugewandten Seite sollte mit $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ berücksichtigt werden ([8], 3.2.1 (2)).

Auf der brandabgewandten Seite von trennenden Bauteilen beträgt $\alpha_c = 4 \text{ W/m}^2\text{K}$. Wird angenommen, dass die Wärmeübertragung durch Strahlung mit abgedeckt ist, sollte der Wärmeübertragungskoeffizient für Konvektion mit $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$ angesetzt werden ([8], 3.1 (5)).

Temperaturstrahlung

$$q_r = \varepsilon_m \cdot \sigma \cdot (T_r^4 - T^4) \quad \text{Glg. (19)}$$

Dabei ist:

q_r	Wärmestromdichte infolge Temperaturstrahlung [W/m ²]
ε_m	wirksame Emissivität (von Bauteiloberfläche und Flamme) [-]
σ	Stefan-Boltzmann Konstante ($\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$)
T_r	wirksame Strahlungstemperatur des Brandes [K bzw. °C]
T	Oberflächentemperatur des Bauteils [K bzw. °C]

Der Emissionskoeffizient zur Berücksichtigung der Wärmestrahlung für ungeschützte Oberflächen und den Abbrand von Holz und Holzwerkstoffen sollte mit $\varepsilon = 0,8$ in die Berechnung eingeführt werden ([6], Abschnitt 8.5.1 (1)).

Für Betonoberflächen sollte der Emissionskoeffizient mit $\varepsilon = 0,7$ angesetzt werden ([7], Abschnitt 2.2 (2)).

(nominelle) Temperaturbeanspruchung

Die Brandbeanspruchung wird dabei mit Hilfe der (nominellen) Einheits-Temperaturzeitkurve nach EN 1991-1-2:2009, Abschnitt 3.2.1, Glg. (3.4) simuliert. Diese ist wie folgt definiert

$$\theta_G = 20 + 345 \cdot \log_{10} (8 \cdot t + 1) \quad \text{Glg. (20)}$$

Dabei ist:

θ_G	Gastemperatur (im Brandabschnitt bzw. Brandraum) [°C]
t	Zeit [min]

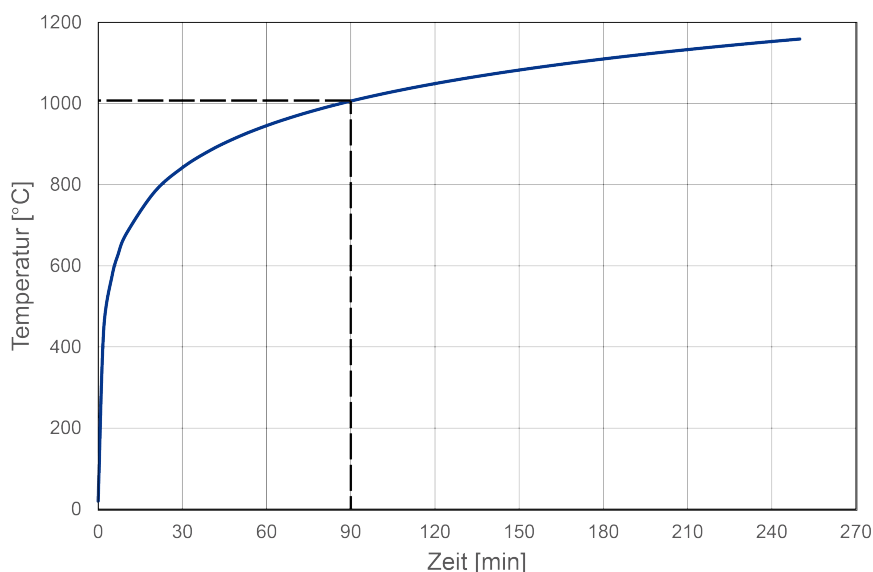


Abb. 2 Verlauf der Einheitstemperaturbrandkurve in Abhängigkeit von der Branddauer
Ablesebeispiel: Temperatur im Brandraum nach 90 min Branddauer: $\rightarrow \theta \approx 1.000^{\circ}\text{C}$

3.5.3 Temperaturdehnung

Die Temperaturdehnung ergibt sich allgemein aus der Gleichung:

$$\Delta \varepsilon_{\theta} = \alpha_{\theta} \cdot \Delta \theta \quad \text{Glg. (21)}$$

Es sind:

$\Delta \varepsilon_{\theta}$ Dehnung infolge Temperaturänderung [-]

$\Delta \theta$ Temperaturänderung [$^{\circ}\text{C}$]

α_{θ} Temperaturexpansionskoeffizient [$1/^{\circ}\text{C}$]

- **für Holz** (aus [10], Abschnitt 2.5.3.3.2)

$$\alpha_{tim,\theta} = 5 \cdot 10^{-6} / ^{\circ}\text{C} \quad \text{Glg. (22)}$$

- **für Beton** (EN 1992-1-2:2019 [7], Abschnitt 3.3.1)

- mit quarzhaltigen Zuschlägen

$$\varepsilon_{conc,\theta} = \begin{cases} -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 & \text{für } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 700^{\circ}\text{C} \\ 14 \cdot 10^{-3} & \text{für } 700^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1.200^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad \text{Glg. (23)}$$

- mit kalksteinhaltigen Zuschlägen

$$\varepsilon_{conc,\theta} = \begin{cases} -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 & \text{für } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 805^{\circ}\text{C} \\ 12 \cdot 10^{-3} & \text{für } 805^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1.200^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad \text{Glg. (24)}$$

3.5.4 mittlere Dehnung und Krümmung über den Querschnitt

Auf Grund der über den Querschnitt ungleichmäßigen Temperaturverteilung und den dadurch beeinflussten E-Moduln sowie der Temperaturdehnungen bleibt im Brandfall der Querschnitt nicht mehr eben, wodurch die Voraussetzungen zur Anwendung der Technischen Mechanik (Bernoulli'sche Hypothese I) nicht mehr strikt eingehalten sind. Um dennoch mit diesem grundlegenden Konzept arbeiten zu können, wird daher eine, durch die mittlere Dehnung und Krümmung definierte Dehnebene eingeführt.

▪ mittlere Dehnung

Eine über den Querschnitt resultierende mittlere Dehnung ergibt sich zu

$$\varepsilon_{m,\theta} = \frac{\int E(\theta) \cdot \varepsilon(\theta) \cdot dA}{\int E(\theta) \cdot dA} \quad \text{Glg. (25)}$$

▪ Schwerpunkt

liegt im Abstand von der Bezugshöhe

$$z_s = \frac{\int E(\theta) \cdot \varepsilon_{m,\theta} \cdot z \cdot dz}{\int E(\theta) \cdot \varepsilon_{m,\theta} \cdot dz} \quad \text{Glg. (26)}$$

▪ Krümmung

Die Krümmung kann wie folgt bestimmt werden

$$\kappa = \frac{\int_{-z_s}^{h-z_s} E(\theta) \cdot \varepsilon_{m,\theta} \cdot z^2 \cdot dz}{\int_{-z_s}^{h-z_s} E(\theta) \cdot z^2 \cdot dz} \quad \text{Glg. (27)}$$

Anmerkung:

Laut Schänzlin [10] wird der Effekt der Krümmung aus Temperatur als gering eingeschätzt und in der üblichen Nachweisführung vernachlässigt.

Dabei ist:

$\varepsilon_{m,\theta}$	mittlere Dehnung über den jeweiligen Querschnitt
$E(\theta)$	temperaturabhängiger E-Modul
$\varepsilon(\theta)$	temperaturabhängige Dehnung
dA	infinitesimale Fläche
z	Koordinate in Tiefenrichtung
dz	infinitesimaler Abstand in z-Richtung
z_s	Koordinate des E-Modul gewichteten Flächenschwerpunktes

3.5.5 Mechanische Eigenschaften

3.5.5.1 Holz (EN 1995-1-2:2011 [4], Abschnitt B.3)

Die Eigenschaften des Holzes bei erhöhter Temperatur werden durch bilineare Funktionen des Reduktionsfaktors k_θ beschrieben, wobei ein Bezug auf die Eigenschaften bei 20°C ($k_{20^\circ\text{C}} = 1,00$) hergestellt wird und einheitlich der vollständige Verlust der Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften bei der 300°C-Isotherme (Abbrandgrenze) angenommen wird ($k_{300^\circ\text{C}} = 0$).

Temperatur	E-Modul			Festigkeit		
	Druck	Zug	Schub	Druck	Zug	Schub
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
20	1,00			1,00		
100	0,35	0,50	0,40	0,25	0,65	0,40
300	0			0		

Tab. 3 Reduktionsfaktoren k_θ für die E-Moduln und die Festigkeit von Holz gemäß prEN 1995-1-2:2011 [6]

Der Verlauf der mechanischen Eigenschaften des Holzes in Abhängigkeit von der Temperatur ist in Abb. 3 dargestellt.

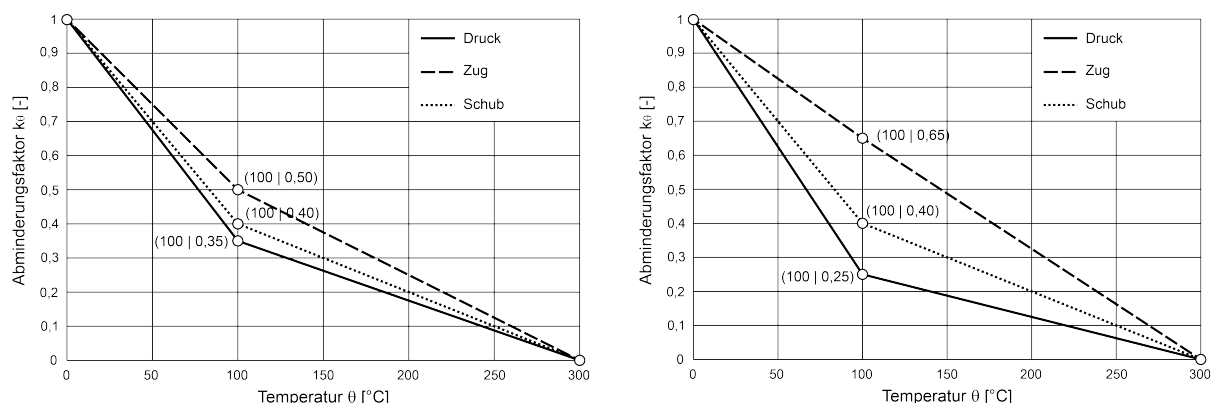


Abb. 3 Abhängigkeit der E-Moduln (links) und Festigkeiten (rechts) von der Temperatur für Holz gemäß prEN 1995-1-2:2011 [6]

Der Bemessungswert der jeweiligen Kenngröße bei der Temperatur θ ergibt sich dann durch Multiplikation mit dem Bemessungswert im Brandfall.

3.5.5.2 Beton (EN 1992-1-2:2019 [7])

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons bei erhöhter Temperatur ist durch Glg. (28) (EN 1992-1-2, Bild 3.1) bestimmt

$$\sigma(\theta) = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]} \quad \text{Glg. (28)}$$

Dabei ist:

- $\sigma(\theta)$ Spannung in Abhängigkeit der Dehnung ε [N/mm²]
 ε Dehnung des Betons [-]
 $f_{c,\theta}$ Festigkeit des Betons bei erhöhter Temperatur [N/mm²]
 $\varepsilon_{c1,\theta}$ Dehnung des Betons bei der maximalen Festigkeit [-]

Die Parameter dieser Funktion aus Tab. 3 von EN 1992-1-2:2019 [7] können Tab. 4 entnommen werden.

	quarzhaltiger Zuschlag			kalksteinhaltiger Zuschlag		
Temperatur	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
20°C	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100°C	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200°C	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300°C	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400°C	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500°C	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600°C	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700°C	0,30		0,0375	0,43		0,0375
800°C	0,15		0,0400	0,27		0,0400
900°C	0,08		0,0425	0,15		0,0425
1.000°C	0,04		0,0450	0,06		0,0450
1.100°C	0,01		0,0475	0,02		0,0475
1.200°C	0	–	–	0	–	–

Tab. 4 Werte für die Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Normalbeton mit quarz- und kalksteinhaltigem Zuschlag bei erhöhten Temperaturen (Tab. 3.1 aus EN 1992-1-2:2019 [7])

Die Berechnung im Brandfall erfolgt für linear-elastisches Verhalten unter Verwendung des Hook'schen Gesetzes $\sigma = E \cdot \varepsilon$ bzw. $E = \sigma / \varepsilon$ führt auf:

$$E(\theta) = \frac{\sigma(\theta)}{\varepsilon} = \frac{3 \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]} \quad \text{Glg. (29)}$$

Wertet man diese Gleichung aus, so stellt man fest, dass die E-Moduln bei 20°C nicht mit jenen in EN 1992-1-1 bei Normaltemperatur übereinstimmen. Um diesen Umstand zu „kompensieren“, werden die E-Modulwerte daher nachfolgend auf den Wert bei 20°C normiert [10].

	E(θ) / E (θ = 20°C)	
	quarzhaltig	kalksteinhaltig
Temperatur	f_{c,θ} / f_{ck}	f_{c,θ} / f_{ck}
20°C	1	1
100°C	0,623	0,623
200°C	0,424	0,433
300°C	0,290	0,311
400°C	0,177	0,201
500°C	0,0948	0,117
600°C	0,0435	0,0580
700°C	0,0276	0,0395
800°C	0,0138	0,0248
900°C	0,00735	0,0138
1.000°C	0,00368	0,00552
1.100°C	0,000919	0,00184
1.200°C	0	0

Tab. 5 Verhältnis E(θ) / E(θ = 20°C) in Abhängigkeit von der Temperatur θ

Der Verlauf des E-Moduls und der Druckfestigkeit eines Betons C30/37 in Abhängigkeit von der Temperatur ist in Abb. 4 dargestellt. Daraus ist zu erkennen, dass der E-Modul mit steigender Temperatur mit großem Gradienten und die Druckfestigkeit des Betons kontinuierlich abnimmt. Bei einer Temperatur von 200°C ist der E-Modul z. B. auf rund 40%, die Druckfestigkeit auf rund 95% der Kenngrößen bei 20°C abgesunken.

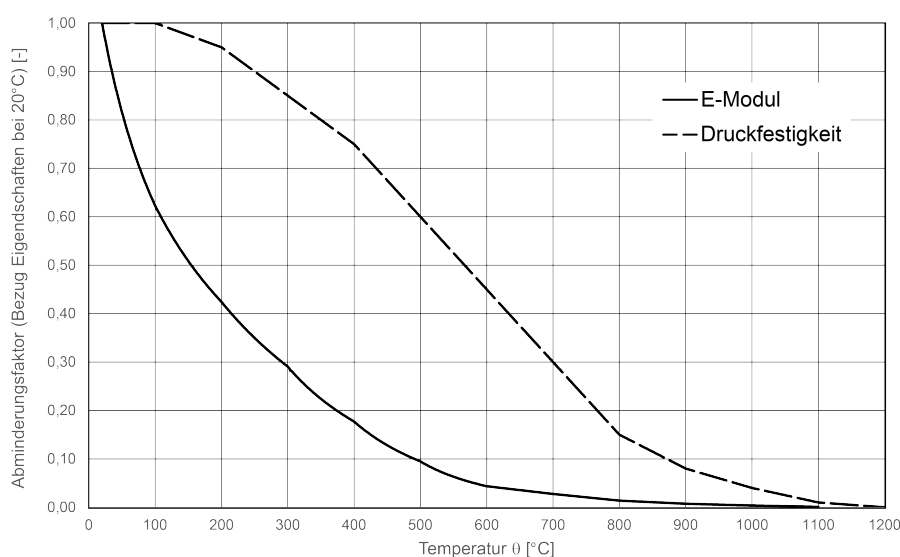


Abb. 4 Abhängigkeit des Druck-E-Moduls (für quarzhaltigen Zuschlag) (links) und der Druckfestigkeit (rechts) des Betons von der Temperatur

3.5.6 Modifikationsbeiwerte, Bemessungswerte der Baustoff-/Materialeigenschaften

- für Holz

Bemessungswerte für den Nachweis der mechanischen Beanspruchbarkeit

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{bzw.} \quad S_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{S_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{Glg. (30)}$$

Bemessungswerte der mechanischen Beanspruchbarkeit $R_{d,t,fi}$ (Tragfähigkeit)

$$R_{d,t,fi} = \eta \cdot \frac{R_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{Glg. (31)}$$

20%-Fraktilwert einer Festigkeits- oder Steifigkeitseigenschaft

$$f_{20} = k_{fi} \cdot f_k \quad \text{bzw.} \quad S_{20} = k_{fi} \cdot S_{05} \quad \text{Glg. (32)}$$

20%-Fraktilwert der mechanischen Beanspruchbarkeit einer Verbindung

$$R_{20} = k_{fi} \cdot R_k \quad \text{Glg. (33)}$$

Dabei ist:

- $f_{d,fi}$ Bemessungswert der Festigkeit im Brandfall
- $S_{d,fi}$ Bemessungswert der Steifigkeitseigenschaften (Elastizitätsmodul $E_{d,fi}$ oder Schubmodul $G_{d,fi}$) im Brandfall
- $R_{d,t,fi}$ Bemessungswert einer mechanischen Beanspruchbarkeit im Brandfall zum Zeitpunkt t
- f_k charakteristischer Wert einer Festigkeitseigenschaft bei Normaltemperatur
- R_k charakteristische mechanische Beanspruchbarkeit einer Verbindung bei Normaltemperatur ohne Berücksichtigung der Lasteinwirkungsdauer und der Feuchte ($k_{mod} = 1,0$)
- f_{20} 20%-Fraktile einer Festigkeitseigenschaft bei Normaltemperatur
- S_{20} 20%-Fraktile einer Steifigkeitseigenschaft (Elastizitätsmodul $E_{0,2}$ oder Schubmodul $G_{0,2}$) bei Normaltemperatur
- S_{05} 5%-Fraktilwert einer Steifigkeitseigenschaft (Elastizitätsmodul $E_{0,05}$ oder Schubmodul $G_{0,05}$) bei Normaltemperatur
- R_{20} 20%-Fraktilwert einer mechanischen Beanspruchbarkeit bei Normaltemperatur ohne Berücksichtigung von Lasteinwirkungsdauer und Feuchte ($k_{mod} = 1,0$)

η	Umrechnungsfaktor
$k_{\text{mod},fi}$	Modifikationsbeiwert im Brandfall (empfohlener Wert $k_{\text{mod},fi} = 1,0$)
$\gamma_{M,fi}$	Teilsicherheitsbeiwert für Holz im Brandfall (empfohlener Wert $\gamma_{M,fi} = 1,0$)
k_{fi}	Umrechnungsbeiwert von 5%- auf 20%-Fraktilwerte gemäß Tab. 6

Material	k_{fi}
Massivholz	1,25
Brettschichtholz und Holzwerkstoffe	1,15
Furnierschichtholz	1,10
Auf Abscheren beanspruchte Verbindungen mit Seitenteilen aus Holz oder Holzwerkstoffen	1,15
Auf Abscheren beanspruchte Verbindungen mit außen liegenden Stahlblechen	1,05
Auf Herausziehen beanspruchte Verbindungsmittel	1,05

Tab. 6 Werte für k_{fi} gemäß EN 1995-1-2:2011 [4]

Bei Anwendung der Methode mit reduzierten Eigenschaften auf Rechteckquerschnitte aus Nadelholz mit drei- oder vierseitigem Abbrand sowie einer Branddauer $t \geq 20$ min sollte der Modifikationsbeiwert im Brandfall $k_{\text{mod},fi}$ wie folgt ermittelt werden:

- für die Biegefestigkeit	- für die Druckfestigkeit	- für die Zugfestigkeit und den E-Modul
$k_{\text{mod},fi} = 1,0 - \frac{1}{200} \cdot \frac{p}{A_r}$	$k_{\text{mod},fi} = 1,0 - \frac{1}{125} \cdot \frac{p}{A_r}$	$k_{\text{mod},fi} = 1,0 - \frac{1}{330} \cdot \frac{p}{A_r}$

Tab. 7 Modifikationsfaktoren $k_{\text{mod},fi}$ bei Anwendung der Methode der reduzierten Eigenschaftengemäß EN 1995-1-2:2011 [4]

Dabei ist:

p	Umfang des dem Feuer ausgesetzten Restquerschnitts [m]
A_r	Fläche des Restquerschnitts [m ²]

- für Beton

Bemessungswerte der mechanischen Baustoffeigenschaften

$$X_{d,fi} = k_{\theta} \cdot \frac{X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{Glg. (34)}$$

Dabei ist:

X_k	charakteristischer Wert einer Festigkeitseigenschaft oder Verformungseigenschaft (i. Allg. f_k oder E_k) für die Bemessung bei Normaltemperatur
k_{θ}	Reduktionsfaktor für eine Festigkeit der Vorformungseigenschaft ($X_{k,\theta} / X_k$) abhängig von der Materialtemperatur
$\gamma_{M,fi}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine Materialeigenschaft im Brandfall (empfohlener Wert $\gamma_{M,fi} = 1,00$)

Bemessungskennwerte der thermischen Eigenschaften

- wenn eine Zunahme der Eigenschaften für die Sicherheit günstig ist

$$X_{d,fi} = \frac{X_{k,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{Glg. (35)}$$

- wenn eine Zunahme der Eigenschaften für die Sicherheit ungünstig ist

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} \cdot X_{k,\theta} \quad \text{Glg. (36)}$$

Dabei ist:

$X_{k,\theta}$ Wert der Materialeigenschaft bei der Bemessung für den Brandfall, allgemein abhängig von der Materialtemperatur

$\gamma_{M,fi}$ Teilsicherheitsbeiwert für die entsprechende Materialeigenschaft im Brandfall (empfohlener Wert $\gamma_{M,fi} = 1,00$)

3.6 Tragwerks- bzw. Bauteilberechnung

Die Tragwerks- bzw. Bauteilberechnung von HBV-Bauteilen im Brandfall sollte i. Allg. mit demselben statischen Modell wie bei Normaltemperatur erfolgen. Gemäß ÖNORM EN 1995-1-2:2011, Abschnitt 2.4.2 (4) dürfen die Randbedingungen an den Auflagern als konstant über die Zeit angenommen werden. Die Bauteilberechnung bleibt auf den Zeitpunkt $t = 0$ beschränkt, d. h., dass Langzeitercheinungen wie Kriechen und Schwinden im Brandfall i. Allg. nicht zu berücksichtigen sind.

Eine überschlägige Nachweisführung für HBV-Bauteile mit stabförmigem Holzbauteil kann u. U. auch so erbracht werden, dass die gesamte Lastabtragung der Beanspruchung alleine durch den Holzquerschnitt erfolgt, also ein loser Verbund unterstellt wird und die Betonplatte lediglich der Lastverteilung auf die Holzbalken dient.

In Abhängigkeit vom Typ und der Verteilung kann die Berechnung

- für kontinuierlich verteilte Verbindungsmittel
 - mit dem γ -Verfahren (siehe Anhang B in EN 1995-1-1)
 - mit einem Stabwerksprogramm (als Rahmen- oder Fachwerksmodell) oder mit FEM vereinfachend unter Verwendung der wirksamen (Rest-) Querschnitte und reduzierten mechanischen Eigenschaften
 - mittels numerischer Methoden (FEM) und direkter Kopplung der physikalischen Effekte Temperatur – Wärmeausdehnung – Spannungen
- für diskontinuierlich verteilte Verbindungsmittel (z. B. mit Kerven)
 - mit einem Stabwerksprogramm (als Rahmen- oder Fachwerksmodell) oder mit FEM mittels Modellierung mit einem Rahmenmodell (z. B. nach Rautenstrauch) oder Fachwerksmodell vereinfachend unter Verwendung der wirksamen (Rest-) Querschnitte und reduzierten mechanischen Eigenschaften
 - mittels numerischer Methoden (FEM) unter direkter Kopplung der physikalischen Effekte Temperatur – Wärmeausdehnung – Spannungen

erfolgen.

Um die Umverteilung der Lasten innerhalb des HBV-Bauteils in geeigneter Weise abzubilden, sollten die temperaturbeeinflussten Steifigkeiten als Mittelwerte (bei Holz nicht mit 20%-Fraktilwerten) und wirksamen (Rest-) Querschnitte in Rechnung gestellt werden. Für den Verschiebungsmodul der Verbundmittel sind gegebenenfalls Korrekturfaktoren zur Berücksichtigung der Temperaturbeeinflussung zu berücksichtigen.

3.7 HBV-Bauteile mit flächenförmigen Holzbauteilen

Die Nachweisführung dieses Konstruktionstyps kann bei ausreichender Überdeckung bzw. geringer Temperaturänderung im Bereich der Verbundmittel (mechanische Verbindungsmittel, Kerven) so erfolgen, dass vorab der eindimensionale Abbrand d_{char} und die temperaturbeeinflusste Zone d_0 des Holzbauteiles für die erforderliche Feuerwiderstandsdauer zu bestimmen ist. Mit dem so erhaltenen (Holz-) Restquerschnitt im Brandfall und den mechanischen Eigenschaften bei Normaltemperatur für den Beton und die Verbundmittel kann dann die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgen und darauf basierend der Nachweis im Brandfall durchgeführt werden.

3.8 HBV-Bauteile mit stabförmigen Holzbauteilen

Bei HBV-Bauteilen mit stabförmigen Holzbauteilen ist die Art der Nachweisführung davon abhängig, ob zwischen den stabförmigen Holzbauteilen eine Brandschutzbekleidung (z. B. eine Holzschalung) vorhanden ist oder nicht.

Bei Vorliegen einer solchen Bekleidung wird die Temperaturentwicklung im Betonbauteil verzögert, so dass in diesem Fall – für geringere Feuerwiderstandsdauer – unter Umständen auf eine Berücksichtigung der temperaturveränderten Eigenschaften des Betons verzichtet werden kann. Welche Feuerwiderstandsdauer so erbracht werden kann hängt stark von der Art und der Dicke der Beplankung ab. Ein Vorschlag für die Nachweisführung dieses Falls ist z. B. in [11] angeführt.

Wird die Betonoberfläche direkt beflammt, sollte nach aktuellem Stand in jedem Fall eine eingehende Analyse bzw. Simulation unter Berücksichtigung der temperaturbeeinflussten mechanischen Kenngrößen und der Verbundmitteleigenschaften erfolgen. Es kann die Empfehlung zur Durchführung von Untersuchungen mit experimentellen Prüfungen an Kerven ausgesprochen werden.

Grundsätzlich kann der Brandnachweis immer auch durch Bauteilprüfungen (unter Belastung) erbracht werden. Bis zum Vorliegen weiterreichender Erkenntnisse kann diese Form des Nachweises für HBV-Bauteile mit stabförmigen Holzbauteilen als zuverlässigste Variante eingestuft werden.

4 LITERATURSTELLEN

- [1] ONR CEN/TS 19103, Ausgabe: 2022-04-01, "Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau", Austrian Standards International, Wien, 2022
- [2] EAD 130090-00-0303, "Wood-concrete composite slab with dowel-type fasteners", European Assessment Document, EOTA, Brüssel, Dezember 2017
- [3] EAD 130018-00-0301, "Wood concrete composite slab kits", European Assessment Document, EOTA, Brüssel, Oktober 2014
- [4] ÖNORM EN 1995-1-2, Ausgabe: 2011-09-01 "Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall (konsolidierte Fassung)", Austrian Standards Institute, Wien, 2011
- [5] ÖNORM B 1995-1-2, Ausgabe: 2011-09-01, "Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Bemessung im Brandfall; Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1995-1-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen", Austrian Standards Institute, Wien, 2011
- [6] BGD prEN 1995-1-2:2023 „Background Document: Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-2: Structural Fire Design“, CEN/TC 250, Date: 2023-08-31
- [7] ÖNORM EN 1992-1-2, Ausgabe: 2019-11-01, "Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall (konsolidierte Fassung)", Austrian Standards Institute, Wien, 2019
- [8] ÖNORM EN 1991-1-2, Ausgabe: 2009-08-01, „Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke (konsolidierte Fassung)“, Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2009
- [9] J. Schänzlin, „Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken“, Manuskript, Hochschule Biberach, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Holzbau, 57 Seiten, 30. Nov. 2019 (letzte Überarbeitung: 11. Dez. 2019)
- [10] J. Schänzlin, „2 Holz-Beton-Verbund, Abschnitt 2.5 Brandschutz“, Fachhochschule Biberach, 2024?
- [11] A. Frangi, „Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken“, Dissertation, ETH Zürich, 2001
- [12] T. Hozjan, „Performance based approach for fire safety of timber concrete composite beams“, Scientific Report, COST Action FP 1404 "Fire safe use of bio-based building products", August 2015
- [13] C. Chifliganec, "Numerical modelling of timber-concrete composite slabs exposed to fire", Scientific report of STSM at ETH Zürich, COST Action FP 1404 "Fire safe use of bio-based building products", August 2018
- [14] C. Bedon, et al., "Numerical Modelling of Timber Concrete Composite Structures in Fire – Guidance Document", COST Action FP 1404 "Fire safe use of bio-based building products", 2018

Graz, 28. April 2025
Version 1.1
M. Augustin