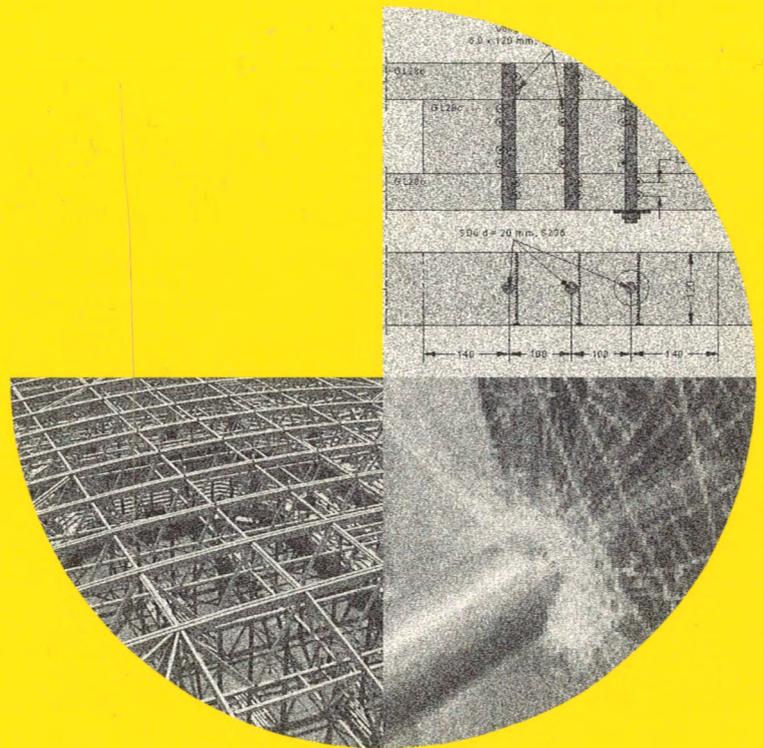


Ingenieurholzbau Karlsruher Tage Forschung für die Praxis

6. und 7. Oktober 2005

2005

Tagungsband



Universität Karlsruhe (TH)

Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen

in Zusammenarbeit mit



BRUDERVERLAG

Alle Rechte sind vorbehalten, auch die des auszugsweisen Nachdrucks oder der Vervielfältigung, Übersetzung, Mikroverfilmung, der Speicherung in elektronischen Systemen sowie der Verbreitung im Internet.

Für den Inhalt der Vorträge sind ausschließlich die Verfasser verantwortlich.

Veranstalter:

Universität Karlsruhe, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
in Zusammenarbeit mit
Bruderverlag, Albert Bruder GmbH & Co. KG, Karlsruhe

Herausgeber:

Bruderverlag, Albert Bruder GmbH
Bismarckstraße 21
76133 Karlsruhe
Telefon: ++49(0)721/91388-0, Fax: ++49(0)721/91388-99
E-Mail: Red.bauenmitholz@bruderverlag.de
Bestell-Nr. 5292
Layout und Produktion: Werner Lieber, Elke Sauer, Marina Vasilj
Druck: GREISERDRUCK GmbH & Co. KG, Rastatt

Tagungsprogramm

Donnerstag, 06. Oktober 2005

- 13:00 Eröffnung und Begrüßung
- 13:15 Holz-Glas-Verbundkonstruktionen – Glas als Schubfeld
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger, München
Prof. Dr.-Ing. Peter Niedermaier, München
- 14:00 Brandschutz: Vorschriften im Umbruch – Ein Leitfaden zum Auskennen
auch in der Übergangsphase
Univ.-Prof. a. D. Dipl.-Ing. Claus Scheer, Berlin
- 14:45 Kaffeepause
- 15:15 Schwingungen bei Decken und Brücken – Theoretische Prognose
und praktische Analyse
Dr.-Ing. Patricia Hamm, Marktoberdorf
- 16:00 Der Brand in der Herzogin-Anna-Amalia-Bibliothek Weimar –
Brandverlauf, Schadensausmaß und Ursachen, zukünftiger Brandschutz
Dipl.-Ing. Gerd Geburtig, Weimar
- 16:45 Kaffeepause
- 17:15 Innovationspreis Holzbau 2004/2005
– Grußwort, Verleihung, Dank und Schlusswort
- 20:00 Gemütliches Beisammensein im Hoepfner Burghof mit Buffett

Freitag, 07. Oktober 2005

- 9:00 Verstärkung von Stabdübelverbindungen – Nachweise für Tragwerksplaner
Dr.-Ing. Ireneusz Bejtka, Karlsruhe
- 9:45 Stabilitätsnachweise im Holzbau – Biegedrillknicken
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff, Wuppertal
- 10:30 Kaffeepause
- 11:00 Dachtragwerke in Nagelplattenbauweise – Anforderungen an die Konstruktion
und die Bauausführung; Hinweise zur Vermeidung von Fehlern bei der
Bauausführung
Prof. Dr.-Ing. Franz-Josef Hinkes, Bielefeld/Minden
- 11:45 Werkbericht SAP-Arena Mannheim – Grundzüge der Standsicherheits-
Problematik und Umsetzung in die Praxis
Dipl.-Ing. (FH) Wolfgang Müll, Weilheim
- 12:45 Schlusswort

Vorwort

„Aus der Forschung für die Praxis“. Wenn Sie, verehrte Teilnehmer, an den „Karlsruher Tagen“ den Tagungsband aufschlagen, wird daraus „Aus der Vergangenheit in die Zukunft“. Manche von Ihnen haben bereits den sechsten Band in der Hand, wie immer gelb, liberal, denn nur Freiheit ist Garant für Neuerung und Fortschritt. Entsprechend nehmen wir uns als Veranstalter die Freiheit den Begriff „Forschung“ weit auszulegen. Daraus spiegelt sich der Geist des Lehrstuhles für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Forschung nicht nur im universitären Sinne zu verstehen.

Hier wird von universitärer Seite mit Achtung anerkannt, wenn jenseits der institutionalisierten Forschung bisherige Grenzen mit Phantasie, aber auf der Grundlage systematischen Vorgehens unter Einsatz der naturwissenschaftlichen Gesetzmäßigkeit überschritten, neue Wege begangen oder Beobachtungen gesammelt werden. Hier gilt auch als Forschung, wenn im Feldversuch das Dach einer SAP-Arena nur auf Pendelstützen und insgesamt vier Wandverbänden eine ausreichende Tragsicherheit erhält, ohne Versuchsreihen, unter dem Damoklesschwert, dass es „auf Anhieb“ „klappen muss“. Die Beobachtungen der Praktiker, wenn sie systematisch aufbereitet und übertragbar auf andere Aufgabenstellungen sind, gelten hier

auch als „Forschung“. Von daher sind alle „Grenzgänger“ und „Erkenntnis-Sammler“ herzlich willkommen, dem Publikum ihre Wahrnehmungs-Ergebnisse darzulegen, sofern sie naturwissenschaftlich geordnet und verwertbar sind.

Neuerung und Erneuerung in der Disziplin des konstruktiven Holzbaus ist das Ziel. Dabei werden kleinkarierte Abgrenzungen missachtet.

Schauen Sie hinein, hören Sie zu, schauen Sie zu, was es wissenswert Neues gibt. Der Tagungsband, die Referenten, das, was sie weiter geben, kommt selbstverständlich aus der Vergangenheit. Mit den Darlegungen wird der Übergang in die Zukunft eingeleitet. Ihre Nutzung kann wirklich werden lassen, was erdacht ist. Das ist ein (wesentlicher) Sinn von Forschung.

Mögen Sie viel Nutzen mitnehmen und zu Fortschritt kultivieren. Und möge Ihnen das Zusammentreffen mit gleichermaßen Fortschrittsgläubigen in freiem Geiste auf rechenbarer, naturwissenschaftlicher Grundlage darüber hinaus viel Freude bereiten.

Das wünschen

Hans-Joachim Blaß
Klaus Fritzen

Inhaltsverzeichnis

Holz-Glas-Verbundkonstruktionen – Glas als Schubfeld; Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger, München; Prof. Dr.-Ing. Peter Niedermaier, München

1. Kurzfassung	7
2. Stand der Technik und Zielsetzung	7
3. Konstruktiver Ansatz und statisches System	7
4. Beteiligte Baustoffe	9
5. Anwendungsbeispiele	11
6. Dauerhaftigkeit	14
7. Zusammenfassung	15
8. Literatur	15

Brandschutz: Vorschriften im Umbruch – Ein Leitfaden zum Auskennen auch in der Übergangsphase; Univ.-Prof. a. D. Dipl.-Ing. Claus Scheer, Berlin

1. Einführung	17
2. Bauordnungsrechtliche Anforderungen	17
3. Nationale normative Regelungen	18
4. Europäische normative Regelungen	22
5. Zusammenfassung und Ausblick	24
6. Literatur	25

Schwingungen bei Decken und Brücken – Theoretische Prognose und praktische Analyse; Dr.-Ing. Patricia Hamm, Marktoberdorf

A. Theorie	27
B. Wohnungsdecken aus Holz	28
C. Fußgängerbrücken aus Holz	33
D. Literatur	35

Der Brand in der Herzogin-Anna-Amalia-Bibliothek Weimar – Brandverlauf, Schadensausmaß und Ursachen, zukünftiger Brandschutz; Dipl.-Ing. Gerd Geburtig, Weimar

1. Einleitung	39
2. Ausstattungen	39
3. Brandschutztechnische Ausgangssituation	39
4. Brandverlauf	39
5. Schadensausmaß	40
6. Zur Brandentstehung	42
7. Sicherungsmaßnahmen	43
8. Das zukünftige Brandschutzkonzept	44
9. Ausblick	48
Anmerkungen	48

**Verstärkung von Stabdübelverbindungen – Nachweise für
Tragwerksplaner; Dr.-Ing. Ireneusz Bejtka, Karlsruhe**

1. Einleitung	51
2. Berechnungsmodell für verstärkte Verbindungen	52
3. Versuche an mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkten Verbindungen	62
4. Berechnungsbeispiel	64
5. Zusammenfassung	67
6. Literatur	67

**Stabilitätsnachweis im Holzbau – Biegedrillknicken;
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff, Wuppertal;
Dipl.-Ing. Holger Klapp**

1. Einleitung	69
2. Stabilitätsprobleme bei einachsiger Biegung mit Normalkraft	69
3. Stabilitätsnachweise nach DIN 1052: 2004 [1]	70
4. Vorschlag eines Biegedrillknicknachweises	72
5. Nachweise für Stäbe nach dem modifizierten Ersatzstabverfahren	77
6. Zusammenfassung	78
7. Literatur	78

**Dachtragwerke in Nagelplattenbauweise – Anforderungen an die
Konstruktion und die Bauausführung; Hinweise zur Vermeidung
von Fehlern bei der Bauausführung;
Prof. Dr.-Ing. Franz-Josef Hinkes, Bielefeld/Minden**

Einleitung	81
Ausführungsmängel	81
Beispiel Stabilisierungsmangel, Füllstäbe	84
Stabilisierung von Trapezbinder-Obergurten	86
Notwendigkeiten aus Sicht des Prüfeningenieurs	87

**Werkbericht SAP-Arena Mannheim – Grundzüge der
Stand sicherheits-Problematik und Umsetzung in die Praxis;
Dipl.-Ing. (FH) Wolfgang Müll, Weilheim**

Einleitung	89
Randbedingungen	89
Statische Ausführung Sondervorschlag	89
Montage	92
Brandschutz	94
Fazit	94
Beteiligte	94

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger

Technische Universität München
Fachgebiet Holzbau
Institut für Baustoffe und Konstruktion
Arcisstr. 21
80333 München
Tel.: 089 28928687
Fax: 089 28928497
E-Mail: kreuzinger@bv.tum.de



- 1941 Geboren in Eger, Sudetenland
- 1960 – 1965 Studium Bauingenieurwesen TH München
- 1965 – 1991 TH München bzw. TU München
Assistent am Lehrstuhl für Baustatik
Professor für Schwingungsmesstechnik und Baudynamik
- 1973 – 1974 Konstruktionsbüro Dykerhoff und Widmann
- Seit 1985 Prüfenieur für Baustatik: Massivbau, Holzbau
- Seit 1991 Professor für Holzbau

Prof. Dr.-Ing. Peter Niedermaier

- 1971 Geboren am 15. August 1971 in Traunstein
- 1991 Abitur, Gymnasium Landschulheim Schloss Ising
- 1991 – 1992 Grundwehrdienst, Gebirgspionierbataillon Brannenburg
- 1992 – 1997 Studium des Bauingenieurwesens an der TU München
- 1997 – 2003 Institut für Fenstertechnik e. V., Rosenheim, mit Leitung der Abteilung Forschung & Entwicklung ab September 2000
- 2003 Professor für Baukonstruktion und Baustoffkunde;
FH Rosenheim – Fachbereich Holztechnik
- 2005 Dissertation an der TU München – Fachgebiet Holzbau



Holz-Glas-Verbundkonstruktionen

Glas als Schubfeld

1. Kurzfassung

Der Werkstoff Glas erfüllt, neben den bisherigen bauphysikalischen Funktionen, zunehmend tragende Aufgaben im Baubereich. Der Einsatz von Glastafelelementen als Aussteifungselement in filigranen Holzstabwerkskonstruktionen erfordert die Klärung des Tragverhaltens sowie der konstruktiven Anbindung. Eine Möglichkeit ist die direkte Klebung schubaussteifender Glastafelelemente auf die Holzkonstruktion. Im vorliegenden Beitrag wird das Trag- und Verformungsverhalten schubbeanspruchter Glastafelelemente beschrieben und es werden relevante Einflussparameter für den Einsatz von strukturellen Holz-Glas-Klebungen erläutert. Außerdem sind Traglastversuche dargestellt, die das Tragverhalten im Gebrauchs- und Versagensfall beschreiben. Hieraus sind Auswirkungen auf die Bemessung von mit Glas aussteiften Stabwerkskonstruktionen abzuleiten. Als weitere Anwendung wird ein Träger mit einem Steg aus Glas dargestellt.

2. Stand der Technik und Zielsetzung

Im filigranen Holzbau bzw. Fassadenbau zählt die Verglasung zu einem der wichtigsten Merkmale, die maßgeblich auf die Nutzungserwartung der transparenten Konstruktion Einfluss nimmt. Dabei ist Glas ein gern eingesetzter Baustoff im Bereich der Gebäudehülle auf Grund seiner Widerstandsfähigkeit gegen äußere Einflüsse. Stand der Technik ist, dass bei den heute verwendeten Verglasungstechniken eine gesicherte Lastabtragung, im Sinne einer Tragwerksaufgabe, über die Verbindung Glas-Rahmen nicht gegeben ist. Deshalb ist eine Weiterentwicklung der bestehenden Konstruktionen und eine Klärung des gemeinsamen Tragverhaltens von Glasscheibe – Holzrahmenkonstruktion erforderlich. Vor allem geklebte Scheibensysteme aus Glas haben in der Verglasungstechnologie zu einem neuen Verständnis für die Aufgabenstellung und die Funktionen des Werkstoffes Glas beigetragen, da neben den bislang vorwiegend bauphysikalischen Aufgabenstellungen zunehmend auch die Fähigkeit einer tragenden Funktion erkannt wird. Glastafelelemente werden dabei als schubbeanspruchte Tragelemente in die Struktur eingeplant, wodurch Lasten in Folge von Windbeanspruchung abgetragen werden können.

In diesem Zusammenhang entstehen für den klassischen Ingenieurholzbau, aber auch für Fassaden und Wintergärten, grundlegend neue Möglichkeiten, Holz oder Holzwerkstoffe im statisch wirksamen Verbund mit Glas als konstruktives Tragelement einzusetzen. *Bild 1* beschreibt eine mögliche Anwendung einer Holz-Glas-Verbundkonstruktion, für welche Glas als aussteifendes Schubfeld in einer Skelettkonstruktion eingesetzt wird. Der vorliegende Beitrag soll hierzu mögliche

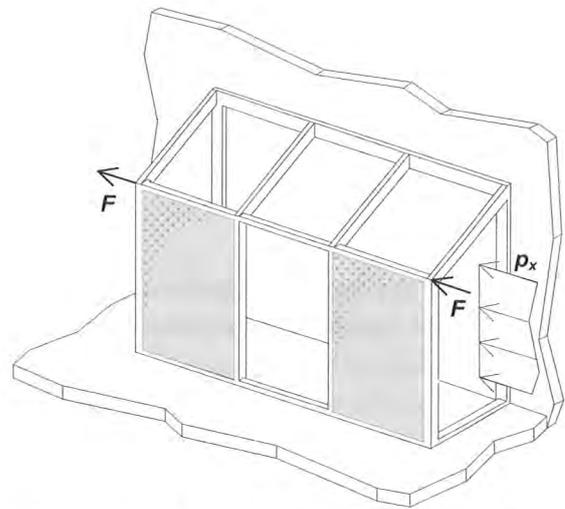


Bild 1: Anordnung der Aussteifungselemente in einer Skelettkonstruktion (aus [11])

Entwicklungswege und Anwendungsformen aufzeigen. Als weitere Anwendung wird ein Träger mit einem Steg aus Glas gezeigt. Beiden Beispielen ist gemeinsam, dass die Glasscheibe im Wesentlichen Schubbeanspruchungen übernehmen muss, vgl. auch [13].

3. Konstruktiver Ansatz und statisches System

3.1 Aussteifungselement

Auf die Glasscheibe werden an den Rändern stabförmige Elemente aus Holz oder Holzwerkstoffen aufgeklebt. So kann ein Aussteifungselement oder ein Stegträger konstruiert werden. Für den Wintergarten- und Fassadenbereich werden, neben Vollholz und Brettschichtholz, in zunehmendem Maße auch stabförmige Holzwerkstoffe eingesetzt, wie z. B. Birkenfurnierschichtholz. Das ansprechende Aussehen der Holz-Glas-Konstruktion ist mit entscheidend. Hauptbeanspruchungsart der stabförmigen Teile ist Zug bzw. Druck in faserparalleler Richtung. Eine leistungsfähige Anwendung von Holzwerkstoffen als Tafel im Holzbau liegt in der Konstruktion von Wandmodulen, bestehend aus einer Scheibe aus Holzwerkstoff und an den Rändern befestigten stabförmigen Teilen. Die Befestigung erfolgt über mechanische Verbindungsmittel oder durch Kleben. Die Tafel wird im Fundament verankert. Im Wintergarten- und Fassadenbereich wird eine ähnliche Konstruktionsweise zur Anwendung gebracht, bei der die Holzwerkstoffplatte durch eine Glasplatte bzw. Glasscheibe ersetzt wird und mittels einer Stabkonstruktion gehalten ist. Für diese Bauweise stehen

derzeit, ausgenommen von Zustimmungen im Einzelfall, noch keine allgemein gültigen Anwendungs- und Bemessungsregeln für den Einsatz als Tragelement im Sinne von *Bild 1* zur Verfügung. Der neue Konstruktionsansatz zeichnet sich dadurch aus, die Baustoffe Glas und Holz über strukturelle Klebungen zu einem Verbundbauteil zusammenzuführen und somit eine statisch sowie wirtschaftlich leistungsfähige Konstruktion zu erhalten. Glas ist ein gern eingesetzter Baustoff im Bereich der Gebäudehülle auf Grund seiner Widerstandsfähigkeit gegen äußere Einflüsse.

3.2 Stegträger

Auf eine Glasscheibe werden an den Längsseiten, also oben und unten, beidseits Kanthölzer aufgeklebt. Es entsteht so ein Träger mit einem Steg aus Glas und Gurten aus Holz.

3.3 Statisches System des Aussteifungselements – Schubfeld, Zugfeld, einseitige Beplankung

Das System aus Randglied und Scheibe zeigt *Bild 2*. Das Verbindungselement der Klebefuge zwischen Randglied und Scheibe wird im Modell durch eine elastische Längs- und Querbettung erfasst. Es können so Schubkräfte t parallel und Schubkräfte n rechtwinklig zur Klebefuge vom Randglied in die Scheibe übertragen werden. Voraussetzung für die nachfolgenden Überlegungen sind steife, in den Ecken gelenkig verbundene Randglieder.

Beim reinen Schubfeld wird angenommen, dass nur Schubkräfte parallel zur Klebefuge übertragen werden können. *Bild 3* zeigt die Wirkung auf die Randglieder und die Scheibe. Der zugehörige Mohrsche Spannungskreis zeigt, dass die unter 45 Grad geneigten Hauptspannungen gleich den Schubspannungen sind.

Wird die Horizontalkraft soweit gesteigert, dass die Schubscheibe beult, kann nur noch eine Zugkraft in der Scheibe übertragen werden, da die Druckdiagonalen weitestgehend ausfallen. *Bild 4* zeigt den Zusammenhang zwischen Horizontalkraft und Horizontalverschiebung. In *Bild 5* sind die Kräfte im Zugfeld auf Randglieder und Scheibe dargestellt.

Die Spannungen im Schub- bzw. Zugfeld sind:

$$\text{Schubfeld} \quad \tau = \frac{H}{\ell \cdot d} \quad \sigma_I = \sigma_{\text{Zug}} = \tau \quad \sigma_{II} = \sigma_{\text{Druck}} = -\tau$$

$$\text{Zugfeld} \quad \sigma_{\text{Zugfeld}} = 2 \cdot \tau$$

Bei den Aussteifungselementen mit elastischen Klebstoffsystemen und Klebefugendicken im Millimeterbereich ist die Annahme gerechtfertigt, dass im Vergleich zur Elastizität des Klebstoffsystems die Randglieder sowie die Scheibe als starr angenommen werden können.

Aus dieser Annahme leiten sich die Kräfte auf die Randglieder und die Scheibe her. Källsner [8] hat für den Holztafelbau vergleichbare Annahmen getroffen. *Bild 6* zeigt die Kräfte auf die Randglieder, die Kräfte auf die Scheibe haben eine umgekehrte Richtung.

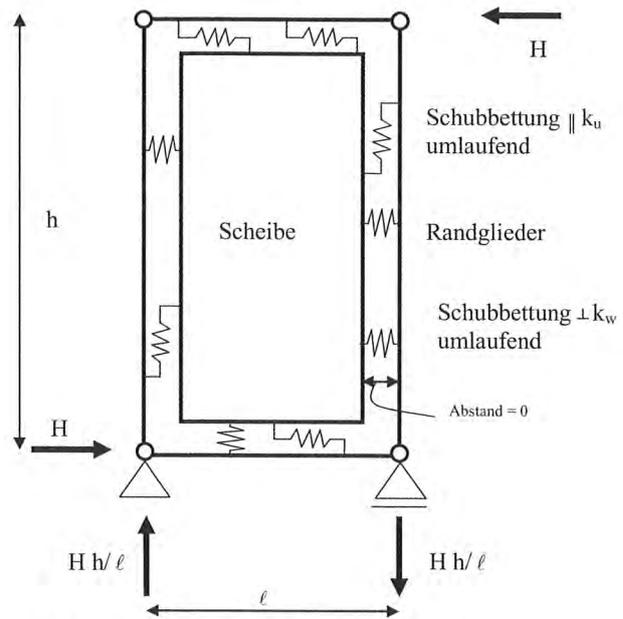


Bild 2: System Randglieder – Klebstoffsystem – Scheibe

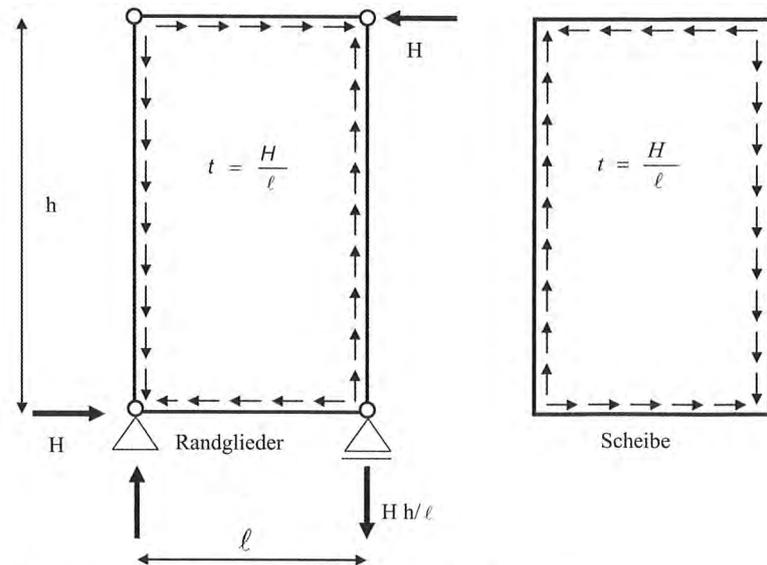


Bild 3: Schubfeld mit Kräften auf Randglieder und Scheibe

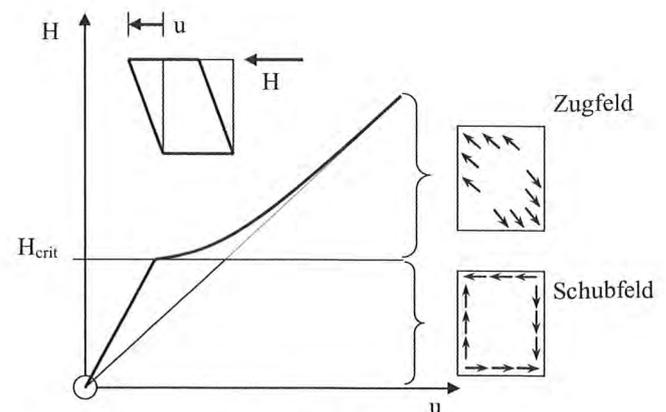


Bild 4: Verformungen Schubfeld – Zugfeld

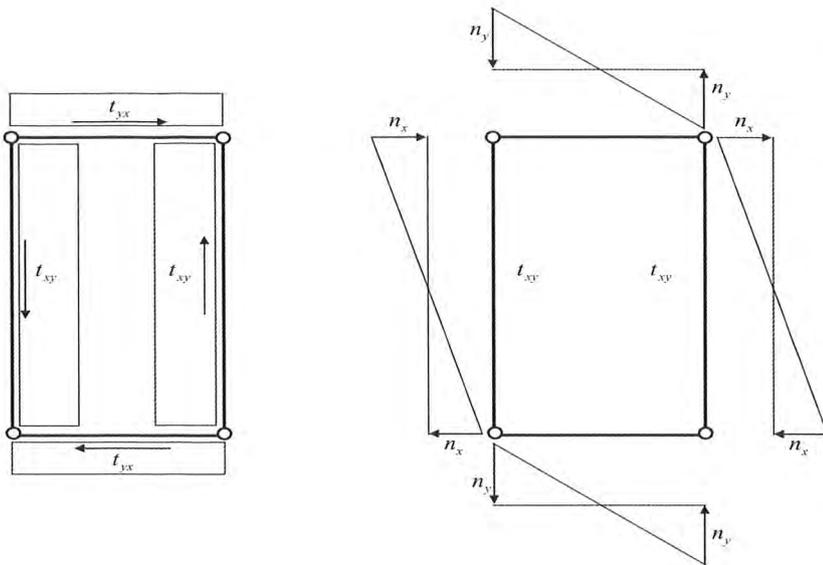


Bild 5: Zugfeld

$$t_{x,y} = \tau_{x,y} \cdot d = \frac{H}{\ell} \cdot \frac{1}{1 + \frac{k_w}{k_u} \frac{\ell}{3b}}$$

$$t_{y,x} = \tau_{y,x} \cdot d = \frac{H}{\ell} \cdot \frac{1}{1 + \frac{k_w}{k_u} \frac{b}{3\ell}}$$

$$n_x = \sigma_x \cdot d = \frac{H}{\ell} \cdot \frac{\frac{6\ell}{h}}{2 + \frac{k_u}{k_w} \frac{6\ell}{h}}$$

$$n_y = \sigma_y \cdot d = \frac{H}{\ell} \cdot \frac{\frac{6b}{h}}{2 + \frac{k_u}{k_w} \frac{6b}{h}}$$

k_u = elastischer Bettungsmodul parallel zur Fuge

k_w = elastischer Bettungsmodul quer zur Fuge

Die zugehörige Verschiebung u des oberen Randgliedes infolge der Nachgiebigkeiten k_u und k_w der Verbindung der Randglieder mit der Scheibe beträgt:

$$\bar{1} \cdot u = \int \left(t \cdot t \cdot \frac{1}{k_u} \right) \cdot ds = \frac{2 \cdot \ell}{k_u} \cdot \frac{\bar{1}}{\ell} \cdot \frac{H}{\ell} \frac{1}{1 + \frac{k_w}{k_u} \frac{b}{3\ell}} + \frac{2 \cdot b}{k_u} \cdot \frac{\bar{1}}{\ell} \cdot \frac{H}{\ell} \frac{1}{1 + \frac{k_w}{k_u} \frac{\ell}{3h}}$$

$$u = \frac{2H}{k_u \ell} \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{k_w}{k_u} \frac{b}{3\ell}} + \frac{\frac{b}{\ell}}{1 + \frac{k_w}{k_u} \frac{\ell}{3h}} \right)$$

Durch die auf nur einer Seite der Scheibe angeordneten Randglieder (Wandtafel mit einseitiger Beplankung) entsteht im Querschnitt ein „U-Profil“ nach Bild 7. Nach der Stabtheorie entstehen infolge des ausmittig liegenden Schubmittelpunkts auch Torsionsmomente durch die im oberen Randglied angreifende Horizontalkraft. Dieses Torsionsmoment kann durch ein Kräftepaar in den Auflagerpunkten des Aussteifungselementes aufgenommen werden.

4. Beteiligte Baustoffe

4.1 Holz

Für die Eigenschaften der Randglieder werden die Werte nach DIN 1052, Fassung 08.2004 angesetzt, beispielsweise:

Randglied aus Brettschichtholz GL28h:

Elastizitätsmodul: $E_{||} = 12600 \text{ N/mm}^2$

Temperaturdehnkoeffizient: $\alpha_T = 3 \text{ bis } 6 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$

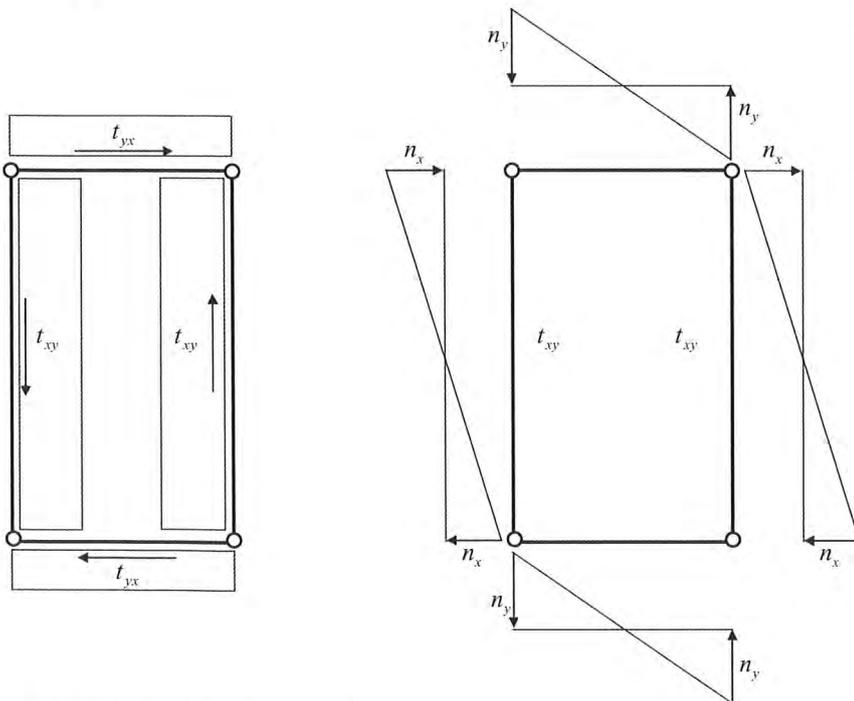


Bild 6: Kräfte auf die Randglieder

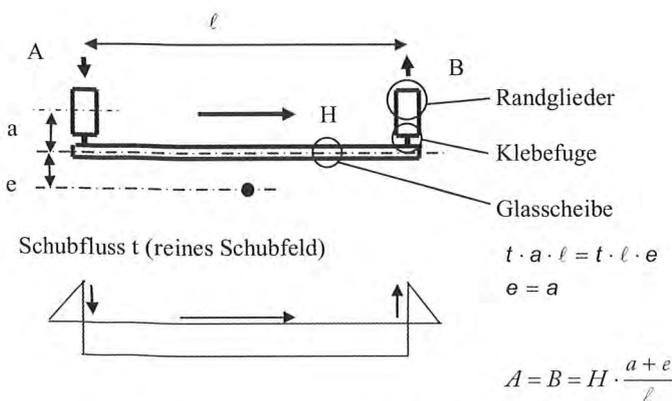


Bild 7: Querschnitt eines Aussteifungselementes mit einseitiger Beplankung

Schwind- und Quellmaß: $\alpha_U = 0,01 \%$ für 1 % Feuchteänderung
 Zug- bzw. Druckfestigkeit: $f_{t,k} = 19,5 \text{ N/mm}^2, f_{c,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2$

Für die Tragwerksberechnung wird Holz als ideal-elastisch angenommen.

4.2 Glas

Die Eigenschaften von Glas finden sich in Normen sowie z. B. den Fachveröffentlichungen [9] und [11]. Wesentliche Werte für Glas sind in *Tabelle 1* zusammengestellt:

Tabelle 1: Biegefestigkeiten von Glas nach DIN 1249-10 : 1990-08

Glassorte	Biegefestigkeit in N/mm ² ; ¹⁾
Spiegelglas	45
Fensterglas	45
Gussglas	25
Profilbauglas	45
Spiegelglas mit Drahtnetzeinlage	25
Gussglas mit Drahtnetzeinlage	25
Einscheiben-Sicherheitsglas	120
Verbund-Sicherheitsglas	Für die Biegefestigkeiten gelten die Werte der verwendeten Glaserzeugnisse

¹⁾ Für die Bemessung von Glasscheiben (Ermittlung der Glasdicke) gelten die Anwendungsnormen.

Weitere mechanische und thermische Materialeigenschaften sind in Normen zusammengefasst. Ausgewählte Kenndaten lauten wie folgt:

- E-Modul $E = 70000 \text{ N/mm}^2$
(für technisch entspanntes Glas)
 $E = 73000 \text{ N/mm}^2$
(für thermisch vorgespanntes Glas)
- Querdehnzahl $\mu = 0,23$
- Druckfestigkeit $\sigma = 700 \text{ bis } 900 \text{ N/mm}^2$
- Zugfestigkeit $\sigma = 25 \text{ bis } 45 \text{ N/mm}^2$
(ohne Vorspannung)
- Temperaturdehnkoeffizient: $\alpha_T (20 \text{ }^\circ\text{C}; 300 \text{ }^\circ\text{C}) = 9 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$

Charakteristische Eigenschaft von Glas ist die Rissempfindlichkeit bei Zugbeanspruchungen im oberflächennahen Bereich. Deshalb stellt eine Druckvorspannung im zugbeanspruchten Bereich eine erhebliche Verbesserung der Einsatzfähigkeit dieses Werkstoffes dar. Dieses Produkt wird als Einscheibensicherheitsglas (ESG) bezeichnet. Die Druckspannungen an der Oberfläche werden durch eine thermische oder chemische Vorspannung erreicht. Für die Tragwerksberechnung wird Glas als ideal-elastischer Werkstoff angenommen. Als Kriterium für das Versagen gilt die Hauptzugspannung.

4.3 Klebstoff

Kleben stellt ein Fügeverfahren dar, welches eine Verbindung zweier ungleicher Werkstoffe ermöglicht, ohne die Werkstoffeigenschaften

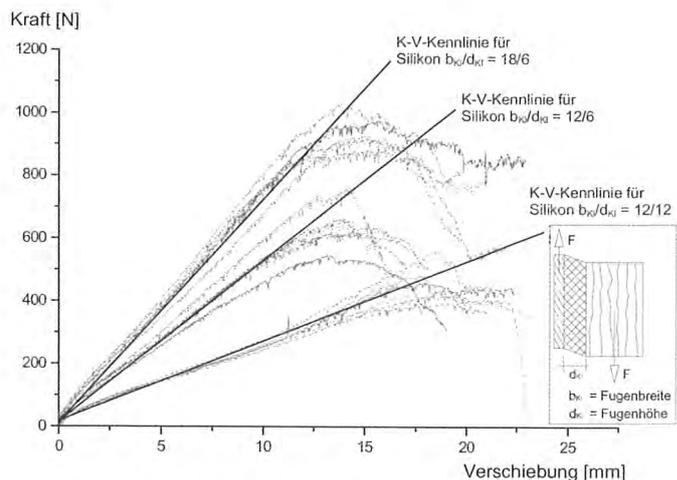


Bild 8: Veränderung der Kraft-Verformungslinie bei Variation des Klebstofffugenformats b_k/d_k unter Schub parallel zur Klebefuge, für das Klebstoffsystem Silikon (aus [11])

der Fügepartner zu verändern. Diese Verbindungstechnik ermöglicht eine kontinuierliche Weiterleitung der Lasten von einem Werkstoff in den anderen. Im Gegensatz dazu werden bei mechanischen Verbindungsmitteln die Kräfte konzentriert übertragen. So gesehen wirkt die Klebeverbindung ähnlich einer Schweißverbindung. Die Ausführung erfordert deshalb strenge Überwachung. Eine zerstörungsfreie Prüfung der hier vorgestellten Klebeverbindung ist derzeit nicht bekannt. In [11] sind ausgewählte elastische Klebstoffsysteme der Gruppe Polyurethan und Silikon beschrieben, die derzeit im Automobilbereich und Fassadenbau zur Anwendung gebracht werden.

Die in *Bild 8* dargestellte Kraft-Verformungskurve zeigt beispielhaft das Verhalten der Kraftübertragung vom stabförmigen Holzteil über die Klebefuge einer elastisch gewählten Klebung in die Glasscheibe.

Aus dem Schubmodul des Klebstoffes und der Geometrie der Klebefuge kann der für die Berechnung notwendige Verschiebungsmodul k nach *Bild 9* berechnet werden. Bei einer Klebefugenlänge von $\ell = 50 \text{ mm}$ errechnet sich für die in *Bild 2* dargestellten Kraft-Verformungslinien ein Schubmodul von $G = 0,5 \text{ N/mm}^2$.

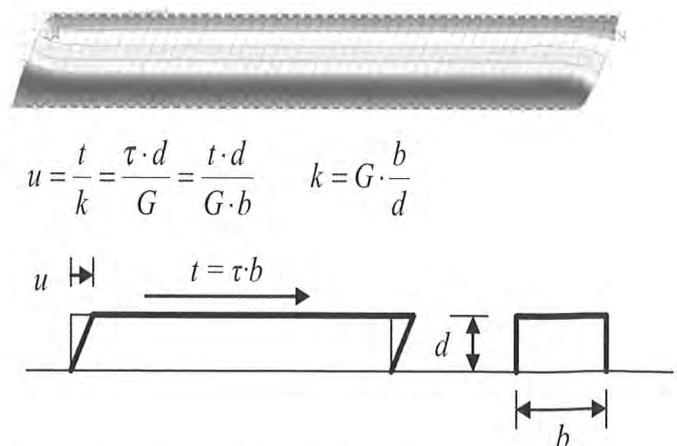


Bild 9: oben: Verformung einer auf Schub belasteten Klebefuge (FEM-Simulation); unten: Zusammenhang zwischen Klebefugegeometrie und Schubmodul

Bild 8 in Verbindung mit Bild 9 verdeutlicht, dass durch die gezielte Wahl verschiedener konstruktiver als auch werkstoffspezifischer Randbedingungen das mechanische Verhalten einer Klebung variiert werden kann. Durch Reduzierung der Klebstoffdicke sowie einer Anpassung des Klebstoffsystems ist es möglich, das mechanische Verhalten der Verbindung nahezu beliebig einzustellen. Neben elastisch nachgiebigen Verbindungen sind ebenso nahezu starre Klebeverbindungen möglich.

Auf Grund der Sprödebrüchigkeit des Werkstoffes Glas wird eine nachgiebige Verbindung zur Vermeidung von Lastkonzentrationen als geeignet erachtet. Für den Einsatz als aussteifende Glasscheiben bedeutet dies eine kontinuierliche Schubkrafteinleitung an den Scheibenrändern, selbst wenn am Holzelement eine Einzelkraft angreift. Bei geklebten Structural-Glazing-Konstruktionen sind Klebstoffdicken von 12 mm üblich und ausreichend abgesicherte Erfahrungen vorhanden. Bei der Anwendung einer Glasscheibe als Steg eines Trägers wird eine Klebefugendicke kleiner 0,8 mm verwendet. Damit wird eine verhältnismäßig steife Schubverbindung erreicht [9].

Für die Tragwerksberechnung sind die Nachgiebigkeit der Klebefuge sowie die zugehörigen Festigkeiten notwendig. Im Wintergarten- und Fassadenbau wird ein Versagen der Klebefugen angestrebt, bei Konstruktionen mit dünnen Fugenabmessungen, wie im Brettschicht-holzbau und beispielsweise dem Verbundträger mit einem Glassteg, soll das Schubversagen im Holz auftreten. Zur Tragwerksberechnung werden Klebstoffsysteme im Regelfall als ideal-elastischer Werkstoff angenommen. Das gemessene Kraft-Verformungsverhalten in Bild 8 sowie das folgende Bild 10 aus [11] bestätigen diese Annahme.

Bild 10 zeigt auch das elasto-mechanische Verhalten einer Klebstofffuge unter Querkzugbelastung. An der Klebefuge ist die Querdehnung durch den angeklebten Werkstoff behindert, zur Klebefugenmitte nimmt diese Querdehnungsbehinderung ab, das Klebematerial erhält durch die Zugspannung in Kraftrichtung eine negative Dehnung rechtwinklig dazu.

5. Anwendungsbeispiele

Zwei mögliche Anwendungsbereiche, für welche Holz-Glas-Verbundkonstruktionen zum Einsatz gebracht werden können, sind Glas-

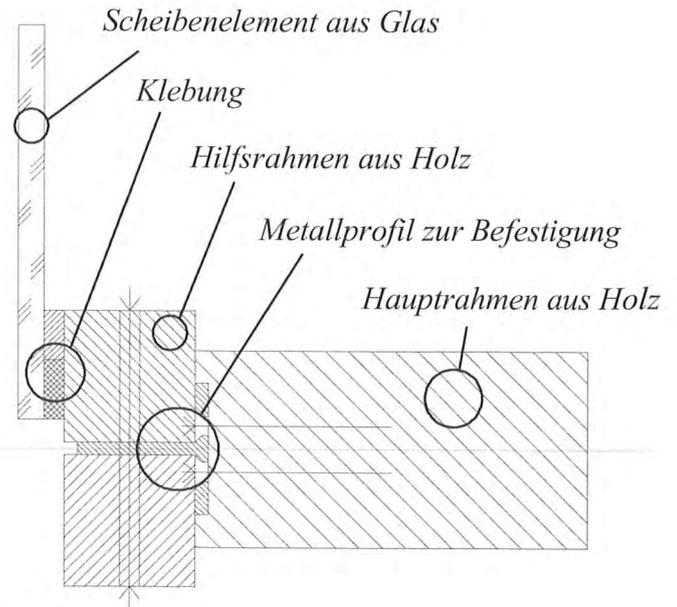


Bild 11: Querschnittsausbildung einer Holz-Glas-Verbundkonstruktion (aus [11])

tafelemente im Wintergarten- und Fassadenbau sowie Glasstegträger, eingesetzt im klassischen Holzbau.

5.1 Wintergarten- und Fassadenbau

Für den Wintergarten- und Fassadenbau ist es möglich, die Glaselemente über eine strukturelle Klebung an die Holz-Skelettkonstruktion zu koppeln und dem entstehenden Bauteil eine Tragfunktion zu verleihen. Eine mögliche Querschnittsausbildung ist in Bild 11 dargestellt, die in Konsequenz ebenso mit einem Mehrscheibenisoliertglassystem ausgestattet werden kann.

Nachfolgend wird ein Aussteifungselement mit den Abmessungen $b/h = 0,8/1,6$ m beschrieben. Die Konstruktion besteht aus:

8 mm dicken VSG-Scheiben aus Floatglas

Silikonklebefuge mit den Abmessungen $b_{kl}/d_{kl} = 18/6$ mm

Hauptrahmen VH mit den Querschnittsabmessungen $b/h = 60/160$ mm

Die Stäbe des Hauptrahmes sind an den Stabenden gelenkig miteinander verbunden. Die Lagerung und Belastung des Aussteifungssystems erfolgt über die Stäbe. Die Aussteifungsscheibe aus Glas ist

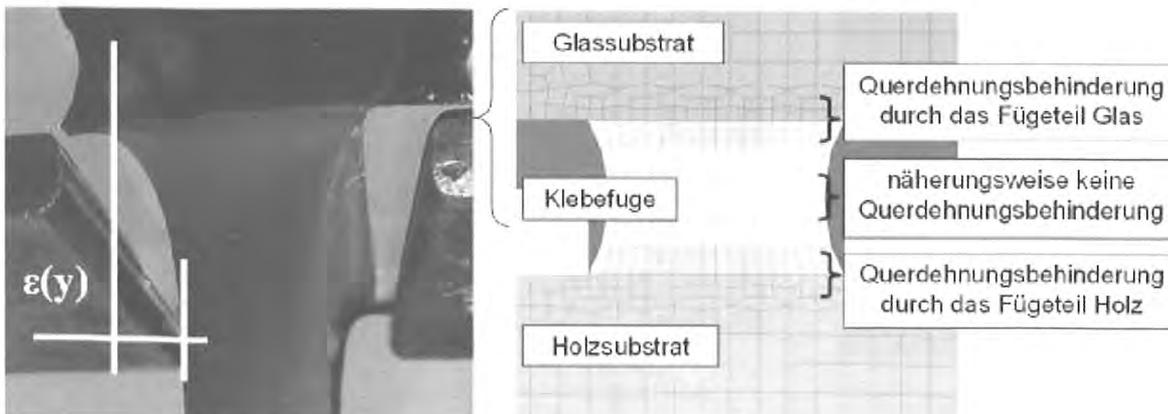
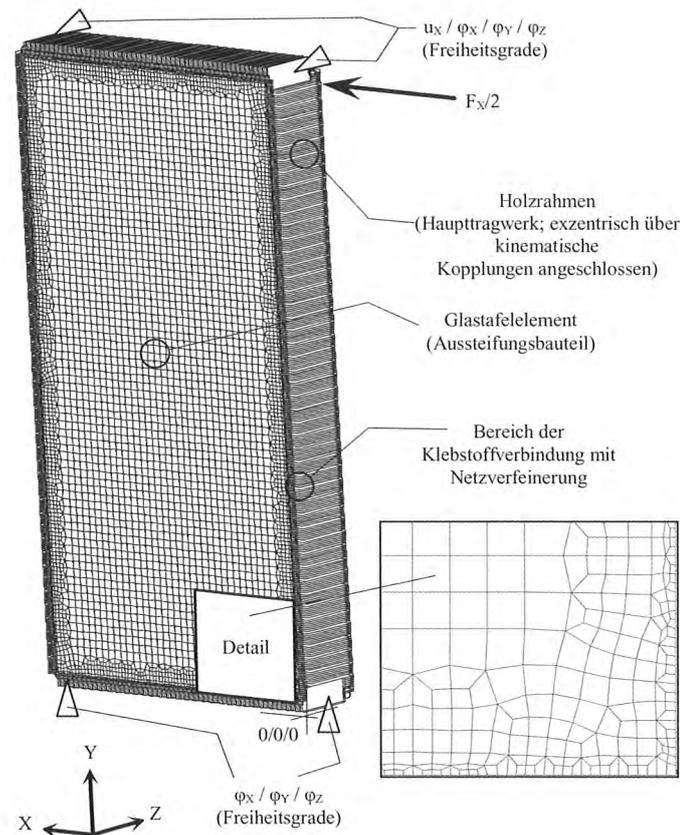


Bild 10: Verhalten einer Klebstofffuge unter Querkzug (aus [11])



↑ Bild 12: Isometrische Ansicht einer Holz-Glas-Verbundkonstruktion mit reduzierter Netzdichte im Glaselement von 5/5 mm bis 20/20 mm (links); Detailausschnitt der Netzgenierung mit Übergangselementen (rechts); (aus [11])

über die strukturelle Klebung an die Stäbe angeschlossen. Die Belastung, die Lagerung und den Versuchsaufbau zeigt Bild 12.

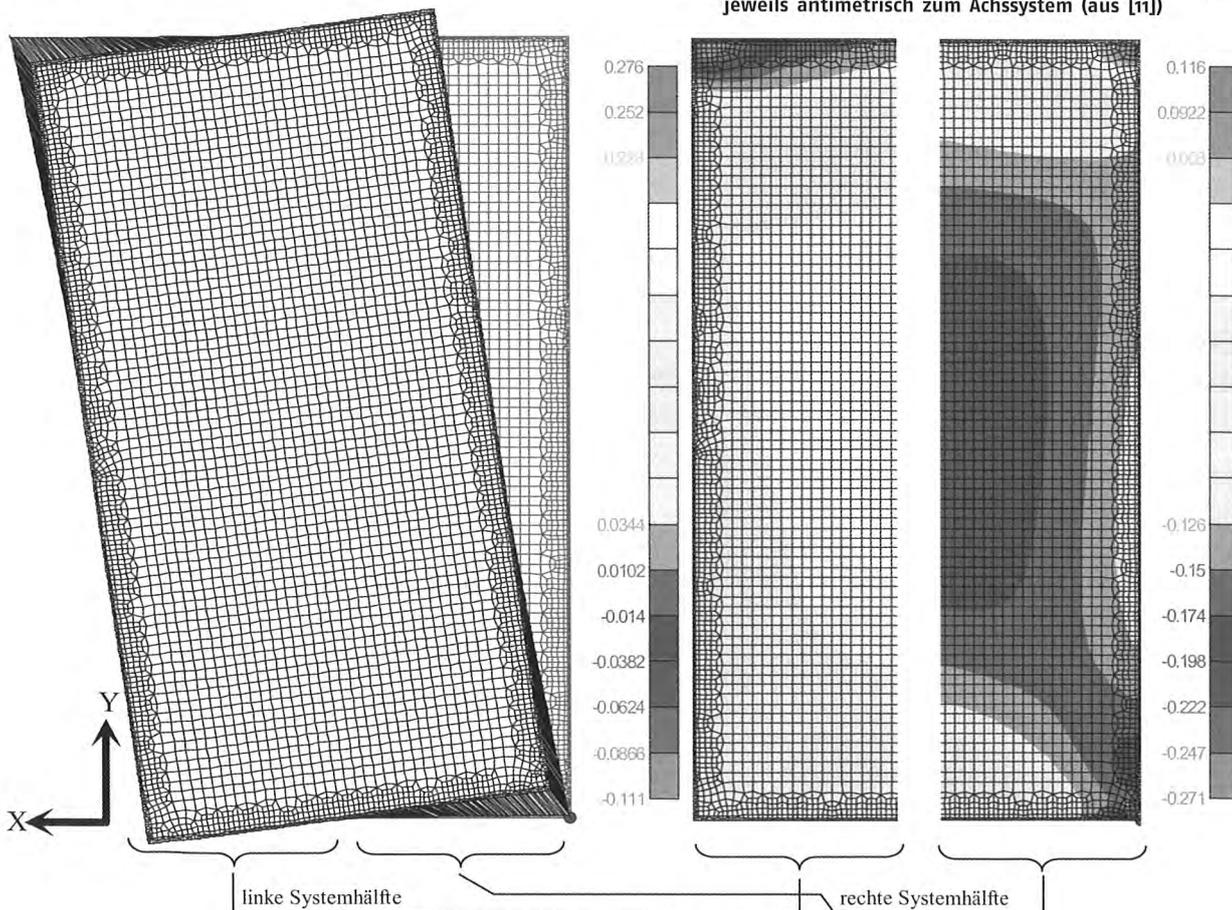
Der aus Stäben gelenkig gebildete Holzrahmen verformt sich unter Schubbeanspruchung näherungsweise zu einem Parallelogramm, auf dem die über die Klebung elastisch gelagerte Glasscheibe als Starrkörper rotiert.

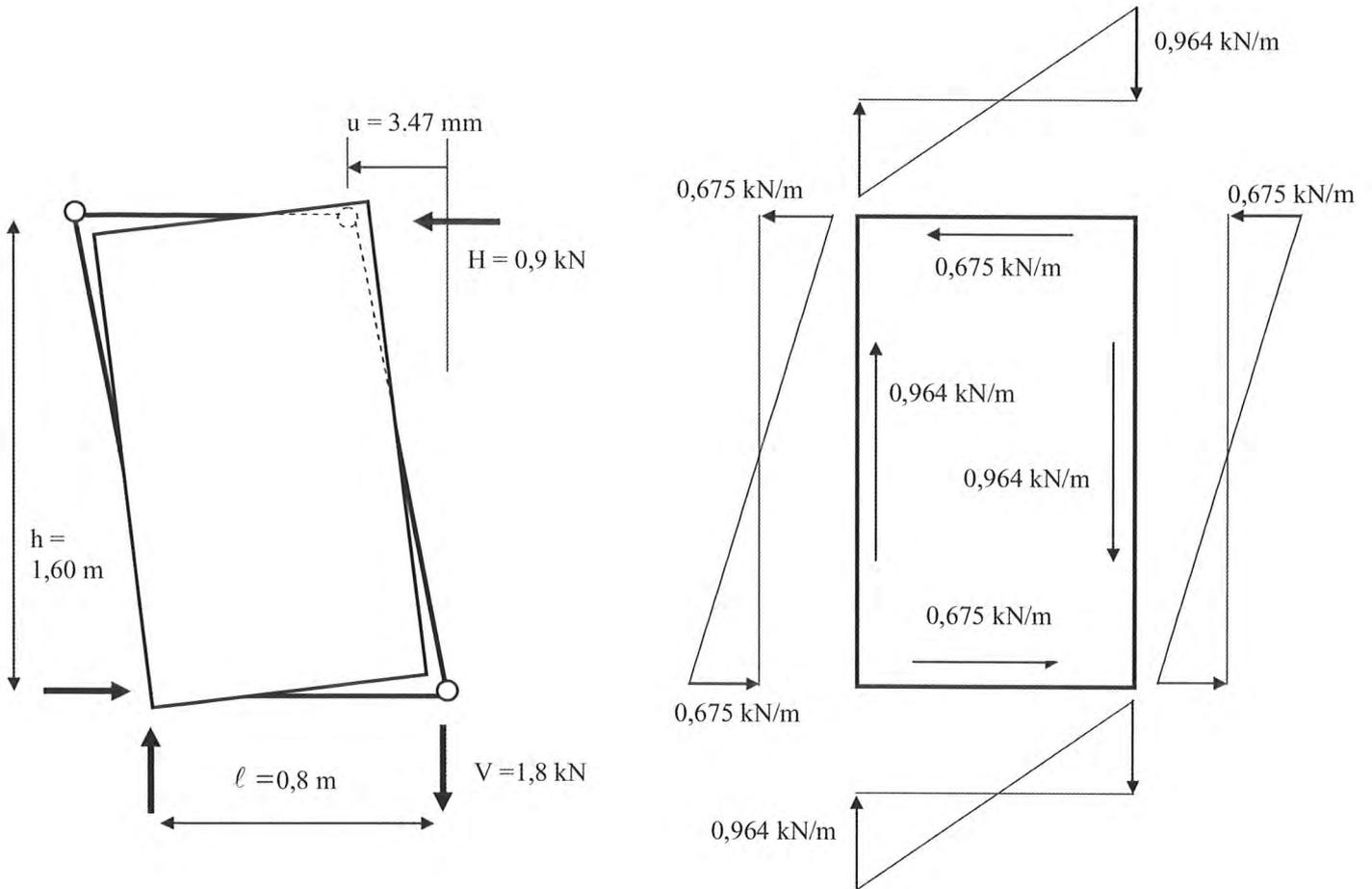
Bild 13 zeigt die Verformungsfigur sowie die Hauptspannungen in der Glasscheibe bei Horizontalkraft, die eine Kopfauslenkung von $h/500$ verursacht. Die Spannungen in der Glasscheibe sind auf Grund der elastischen Lagerung durch die Klebstoffuge verhältnismäßig gleichmäßig verteilt.

Die Ergebnisse nach dem Berechnungsansatz von Abschnitt 3.3 (siehe Bild 14) zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Versuche sowie dem Ergebnis der numerischen Analyse der Finiten-Elemente-Methode.

Eine Fragestellung im Zusammenhang für die praxisnahe Anwendung von Glas als tragendes Aussteifungselement ist das Verhalten der sprödebrüchigen Glasscheibe bei mutwilliger Zerstörung. Ein Versuch bestätigt das unerwartet gutmütige Verhalten bei gezielter Zerstörung unter Lasteinwirkung. Dem aussteifenden Glaselement konnte auch im zerstörten Fall ein ausreichendes Resttragverhalten bestätigt werden. In Bild 15 ist das Kraft-Verschiebungs-Diagramm einer Ausstei-

↓ Bild 13: links: Verschiebungsfigur einer Holz-Glas-Verbundkonstruktion – Mitte: maximale Hauptspannungen in $[N/mm^2]$ – rechts: minimale Hauptspannungen in $[N/mm^2]$; Spannungsbilder jeweils antisymmetrisch zum Achssystem (aus [11])





$$\text{Elastische Bettung: } k_u = k_w = G \cdot \frac{d}{b} = 0,5 \cdot \frac{0,018}{0,006} = 1,5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Bild 14: Verformung der Randglieder und Beanspruchung der Scheibe entsprechend dem Berechnungsansatz nach Abschnitt 3.3

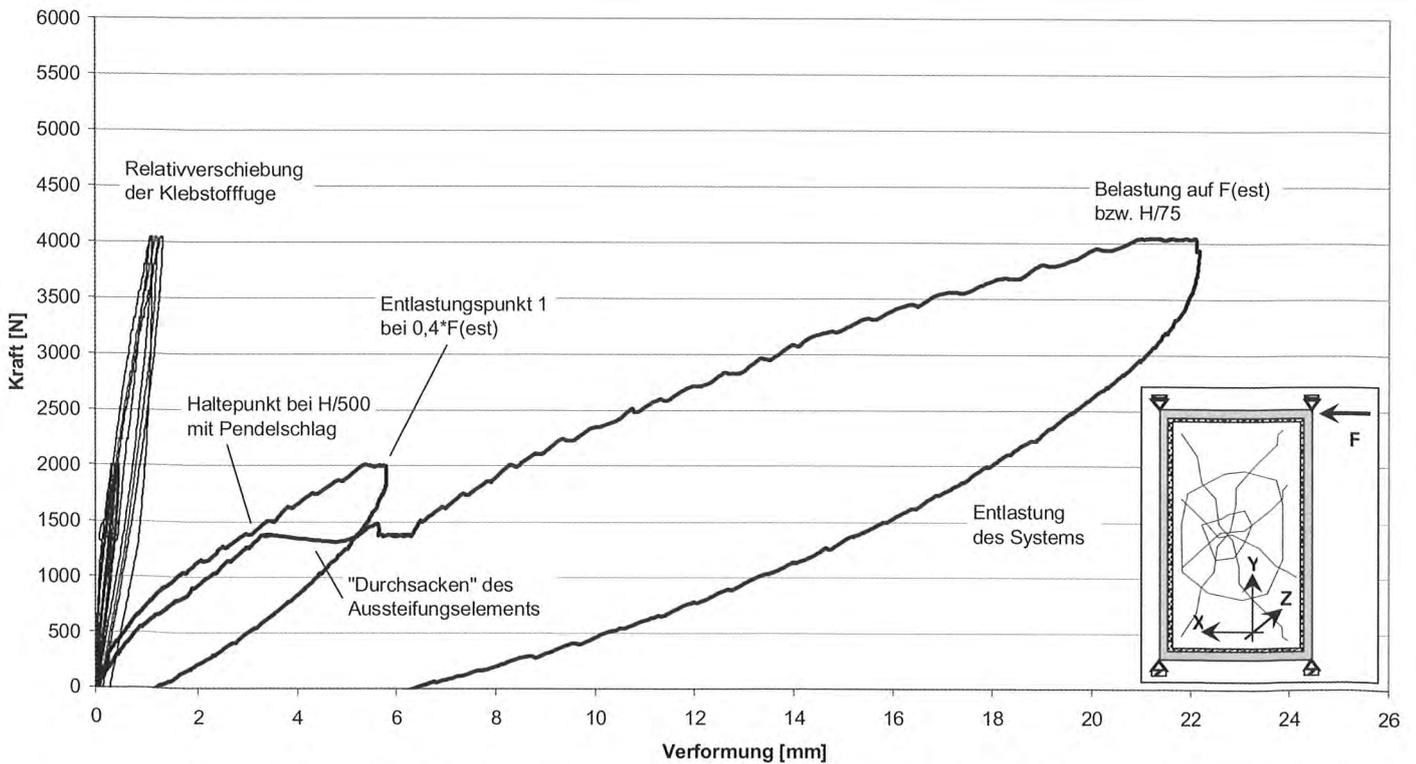


Bild 15: Kraft-Verschiebungs-Diagramm eines Aussteifungselements mit Silikonklebstoffsystem für den Fall der Zerstörung der Scheibe durch Pendelschlag (aus [11])

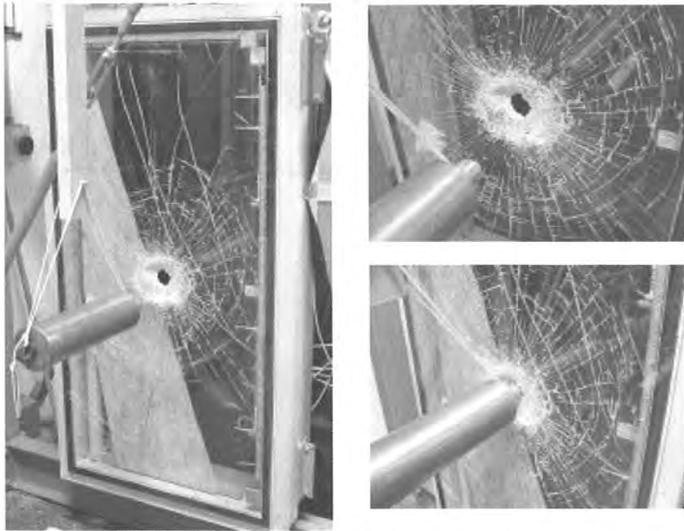


Bild 16: Bruchbild nach Beschädigung des Glastelelements infolge des Pendelschlages am Prüfelement mit Silikonklebstoffsystem (aus [11])

funktionskonstruktion unter Horizontalschubbelastung mit anschließender Zerstörung der Scheibe dargestellt.

Bei einem simulierten Zerstörungsvorgang infolge eines im Diagonalschnittpunkt der Scheibe auftreffenden Stoßkörpers tritt unter der konstanten Belastung ein „Durchsacken“ der Aussteifungseinheit auf, mit Stillstand bei etwa doppelt so großer Verformung.

Die Darstellungen in *Bild 16* zeigen das charakteristische Bruchbild der aussteifenden Scheibe für den Fall des Durchschlages des Stoßkörpers durch die VSG-Scheibe.

Eine anschließende Laststeigerung nach dem simulierten Bruch ist möglich, so dass trotz der zerstörten Scheibe Resttragfähigkeiten der Holz-Glas-Verbundkonstruktion nachweisbar sind, verbunden mit den oben beschriebenen zusätzlichen Verformungen.

5.2 Stegträger

In [9] zeigt Kreher die Anwendung von Holz und Glas im statischen Verbund für Stegträger sowie das Tragverhalten unter Berücksichtigung der Glasvorspannung. Die Ergebnisse seiner Arbeit zeigen auch die Übereinstimmung der Risstheorie mit den Versuchsergebnissen von Stegträgern unter Biegebeanspruchung. Als Tragwerkelement im An-

wendungsbereich des Ingenieurholzbaus ist die Anordnung von Glasstegträgern in Verbundbauweise möglich. Der von Architektenseite immer wieder gewünschten Forderung der Transparenz und Leichtigkeit einer Konstruktion kann mit dieser Maßnahme ebenfalls entsprochen werden. Nachfolgend wird eine Konstruktionsvariante beschrieben, welche als Tragsystem für die Dachkonstruktion eines Hotelraumes ausgeführt wurde. Sie besteht aus einem Stegträger mit einer 12 mm dicken ESG-Scheibe als Steg, einem Obergurt als Vollholz mit zwei mal $b/b = 160/100$ mm und einem Untergurt mit zwei mal $b/b = 65/65$ mm. Die Teile werden über eine nahezu starre Klebefuge zu einem Verbundsystem zusammengeführt. Als Klebstoffsystem wurde ein 1-Komp.-Polyurethanklebstoff verwendet [9] / [10].

6. Dauerhaftigkeit

Die Dauerhaftigkeit der Verbundkonstruktionen hängt wesentlich von der Dauerhaftigkeit des eingesetzten Klebstoffsystems ab. Dicke Klebstofffugen werden vorwiegend im Automobilbau verwendet, aber mit anderen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit als im Bauwesen. So gesehen liegen hinsichtlich des Kriech- und Dauerstandsverhaltens wenig Erfahrungen vor, die unmittelbar für den Bausektor verwendbar sind. Deshalb wird bei Anwendung von Holz-Glas-Verbundkonstruktionen im Bauwesen vorgeschlagen, diese Bauteile in regelmäßigen Zeitabständen einer Überprüfung der Trag- und Gebrauchstauglichkeit zu unterziehen, wenn keine ausreichend abgesicherten Untersuchungsergebnisse zum Langzeitverhalten vorliegen. Diese Anforderung an die Bauteilüberwachung ist nach derzeitigem Kenntnisstand durch eine konstruktive Anforderung an die Planung der Klebung zu ergänzen. Hinsichtlich der Tragfähigkeit der Klebefugen sollten diese nur auf einem Niveau kleiner 10 % bezüglich des Bruchlastniveaus beansprucht werden (bzw. nach den Herstellervorgaben), um z. B. Kriecheffekte in der strukturellen Klebung zu minimieren. Dünne Klebstofffugen werden im Ingenieurholzbau seit langem verwendet. Hierzu war es notwendig, Klebstoffe ohne Kriechverhalten zu entwickeln. Beispielsweise ist an dieser Stelle der Resorcinharzleim für die Herstellung von Brett-schichtholz zu nennen. Eine ähnliche Anforderung wäre für Holz-Glas-Verbundkonstruktionen zu stellen, die einer dauernden Einwirkung ausgesetzt sind. Nach Meinung der Verfasser sind zu dieser Thematik die notwendigen Forschungsarbeiten noch nicht abgeschlossen.



Bild 17: Stegträger in Holz-Glas-Verbundbauweise (aus [9])

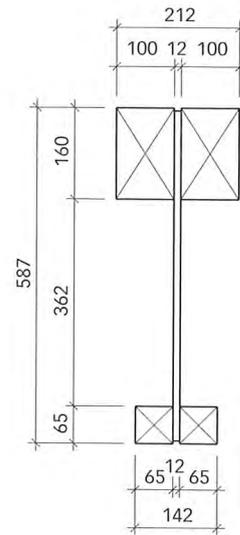
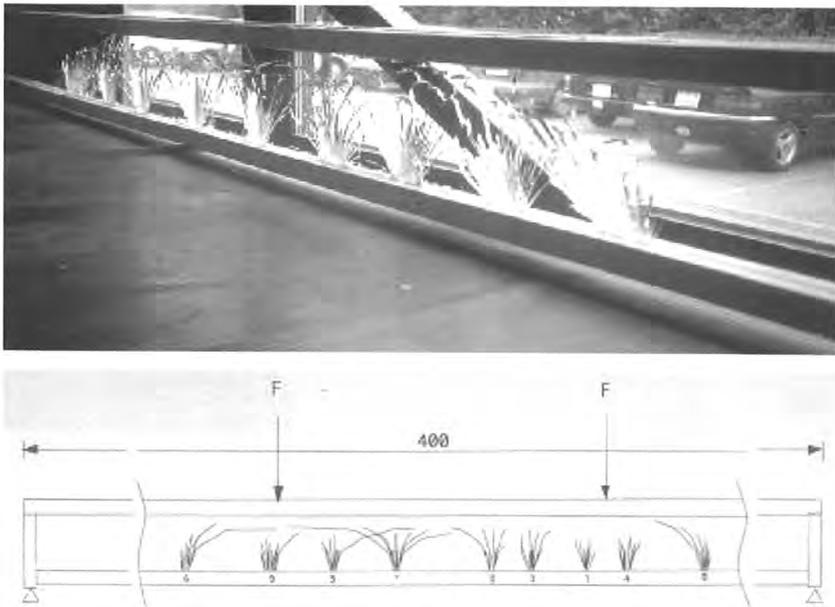


Bild 18: Rissverhalten eines Stegträgers in Holz-Glas-Verbundbauweise (aus [9])

7. Zusammenfassung

Die durchgeführten Betrachtungen zeigen, dass Holz-Glas-Verbundelemente für die Aussteifung von filigranen Konstruktionen sehr leistungsfähige Alternativen zu den „klassischen“ Aussteifungsmöglichkeiten und Tragsystemen darstellen und dass Glas als Steg eines Verbundquerschnittes verwendet werden kann.

Die Anwendung der Klebung als Verglasungsart von Glasscheiben in leichten Holztragkonstruktionen ermöglicht eine linienförmige bzw. flächige Belastung der Scheiben sowie eine gleichmäßige Lasteinleitung. Diese Lagerung von Glas weist gegenüber der punktuellen Lasteinleitung wesentliche Vorteile auf.

Aus den beiden vielseitigen Baustoffen Holz und Glas können durch Klebung Verbundkonstruktionen erstellt werden, die optisch ansprechend und auch statisch leistungsfähig sind.

8. Literatur

In [11] sind die Literaturstellen [1] bis [7] für Glas, Glasverbundkonstruktionen und Klebstoff genannt.

- [1] Hamm, J.: *Tragverhalten von Holz und Holzwerkstoffen im statischen Verbund mit Glas*. Dissertation; Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2000
- [2] Däubel, M.: *Kraftübertragende elastische Klebschichten*. Dissertation; Fakultät für Maschinenwesen; TU München 1998
- [3] Niedermaier, P.; Spengler, R.: *Entwicklung von Bemessungsvorschlägen zur aussteifenden Wirkung der Verglasung von Holz-Glas-Konstruktionen im statisch wirksamen Verbund*. EGH-Forschungsprojekt am ift Rosenheim; Abschlussbericht – Sept. 2002;
- [4] Pye, A. J.: *The Structural Performance Of Glass-Adhesives T-Beams*; PhD; University of Bath; 1998

- [5] Shen, X.; Lanzrath, M.: *Tragende Glaskonstruktionen*. VDI-Berichte Nr. 1527, 2000, S. 329 – 340
- [6] Shen, X.; Techen, H.: *Sicherheit von Glasfassaden*. Kurzberichte aus der Bauforschung 36 (1995) S. 331 – 338
- [7] Techen, H.: *Fügetechnik für den konstruktiven Glasbau*. Dissertation; Darmstadt 1997

In diesem Beitrag sind folgende Literaturstellen zitiert:

- [8] Källsner, B.; Lam, F.: *Diaphragms and shear walls*. Informationsdienst Holz – STEP 3
- [9] Kreher, K.: *Holz und Glas im statischen Verbund. Das Verbund- und Tragverhalten unter Berücksichtigung der Glasvorspannung*; Beitrag zur Bemessung von kantenbelasteten und bewehrten Glasscheiben. Doktorarbeit EPFL Lausanne Construction En Bois, 2004
- [10] Kreher, K.; Natterer, J.; Natterer, J.: *Timber-Glass-Composite Girders for a Hotel in Switzerland*. Structural Engineering International, 2004
- [11] Niedermaier, P.: *Holz-Glas-Verbundkonstruktionen; Ein Beitrag zur Aussteifung von filigranen Holztragwerken*. Doktorarbeit TU München – Fachgebiet Holzbau, 2005
- [12] Siebert, G.: *Entwurf und Bemessung von tragenden Bauteilen aus Glas*. Bauingenieur-Praxis – Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2001
- [13] Kreuzinger, H.; Niedermaier, P.: *Holz-Glas-Verbundkonstruktionen mit Glas als tragender Scheibe*. Festtagung aus Anlass des 60. Geburtstages des Herrn Prof. Dr.-Ing. Ruda Bancila. Timisoara, Mai 2005

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Claus Scheer



Technische Universität Berlin
Fachgebiet Baukonstruktionen
Holz- und Mauerwerksbau
Sekretariat TIB 1 - B 11
Gustav-Meyer-Allee 25
13355 Berlin
Tel.: 030 314-72162
Fax: 030 314-72160

- 1937 Geboren in Berlin
- 1957 – 1963 Studium Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Berlin (TU-Berlin)
- 1963 – 1966 Technisches Büro der Fa. Siemens – Bauunion GmbH
- 1966 – 1974 Wissenschaftlicher Assistent am Lehrstuhl für Allgemeinen Ingenieurbau der TU-Berlin (Prof. v. Halász)
- 1974 – 1975 Partner der Ingenieurgemeinschaft Prof. v. Halász
- Seit 1975 Prof. für das Fachgebiet Baukonstruktionen – Holz- und Mauerwerksbau – der TU-Berlin
- Seit 1980 Ingenieurbüro Prof. Scheer
- Seit 1983 Vereidigter Sachverständiger für Schäden an Gebäuden

Brandschutz: Vorschriften im Umbruch

Ein Leitfaden zum Auskennen auch in der Übergangsphase

1. Einführung

In Deutschland und den übrigen europäischen Ländern gehört in vielen Fällen zu einer Bemessung eines Tragwerkes unter Normaltemperatur auch eine Brandschutzbemessung. Je nach Bauwerksart sind Mindestanforderungen an den Feuerwiderstand der Konstruktion zu erfüllen.

Neben dem Feuerwiderstand der Bauteile spielt die Brennbarkeit der Baustoffe eine wesentliche Rolle, da die Ausbreitung der Brände über die Oberflächen der Bauteile oder über die Hohlräume den Brandverlauf wesentlich beeinflussen können.

Die jeweils zu erfüllenden Anforderungen sind in den Bauordnungen der Länder angegeben. Diese Regelungen stellen ein Standardbrandschutzkonzept dar. Bei komplexen Bauwerken, insbesondere bei Sonderbauten oder innovativen Bauweisen kann es erforderlich sein, den Nachweis eines ausreichenden Brandschutzes über ein individuelles Brandschutzkonzept zu erbringen. So wurde beispielsweise in Berlin die Errichtung eines sechsgeschossigen Pflegeheims in Holzbauweise geplant. Diese Bauart ist in den bauordnungsrechtlichen Vorschriften bislang nicht geregelt, so dass der Nachweis zum Erreichen des in Deutschland geforderten brandschutztechnischen Sicherheitsniveaus über ein individuelles Brandschutzkonzept erbracht wurde *Bild 1*.

Die Umsetzung dieser Anforderungen wird in einer Vielzahl von DIN-Normen geregelt. Nachfolgend werden die wesentlichen Neuerungen in den Brandschutzvorschriften vorgestellt. Es werden insbesondere neue Anwendungsmöglichkeiten des regenerativen Werkstoffs Holz aufgezeigt.

2. Bauordnungsrechtliche Anforderungen

Im November 2002 ist der Entwurf der neuen Musterbauordnung (MBO) erschienen. Sie regelt Anforderungen an den Brandschutz von



Bild 1: Planung eines sechsgeschossigen Pflegeheims in Berlin
Planung: Architekturbüro Kerbl, Berlin
Brandschutzkonzept: Ingenieurbüro Peter, Prenzlau

Gebäuden, die zur Schaffung eines bundesweit einheitlichen Sicherheitsstandards möglichst in die Landesbauordnungen übernommen werden sollten. Bei Sonderbauten, wie beispielsweise Schulen, Krankenhäusern, Verkaufs- und Gastronomieeinrichtungen u. Ä., sind neben den Anforderungen der Landesbauordnungen gegebenenfalls Sonderverordnungen und -richtlinien zu beachten. Muster solcher Verordnungen sind z. B. die Muster-Richtlinie über bauaufsichtliche Anforderungen an Schulen (Muster-Schulbau-Richtlinie – MSchulbauR) in der Fassung von 1998 oder die Musterverordnung über den Bau und Betrieb von Versammlungsstätten (Muster-Versammlungsstättenverordnung – MVStättV) in der Fassung von 2005.

Die Novellierung der Musterbauordnung erfolgte mit dem Ziel, den Einsatzbereich der bisher auf drei Vollgeschosse beschränkten Holzbauweise unter Wahrung des hohen nationalen Sicherheitsniveaus auf bis zu fünf Vollgeschosse zu erweitern. Ermöglicht wird dies durch die Einführung einer neuen Gebäudeklasse 4 (GK 4) für Gebäude mittlerer Höhe. Sie regelt Gebäude bis zu einer Fußbodenhöhe des obersten Geschosses mit Aufenthaltsräumen von 13 m über Geländeoberkante. Die Nutzungseinheiten je Geschoss dürfen dabei eine Brutto-Grundfläche von 400 m² nicht überschreiten. Damit sind nach der neuen MBO fünfgeschossige Gebäude in Holzbauweise zulässig. Eine Übersicht der Einteilung in die Gebäudeklassen nach MBO 2002 mit den jeweiligen Anforderungen kann *Bild 2* entnommen werden.

Die neue Musterbauordnung in der Fassung von 2002 nimmt eine Unterscheidung von Bauteilen in Bezug auf die Anforderungen an ihre Feuerwiderstandsdauer in feuerhemmende (FH), hochfeuerhemmende (HFH) und feuerbeständige (FB) Bauteile vor. Sie führt damit erstmals eine Zwischenstufe zwischen feuerhemmenden F 30-B und feuerbeständigen F 90-AB-Konstruktionen ein. Die hochfeuerhemmenden Bauteile, mit einer Anforderung an die Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten, sollen die Lücke zwischen 30 und 90 Minuten schließen, die aus Sicht einer gestuften Risikobetrachtung unverhältnismäßig groß erscheint. Damit folgen die deutschen Regelungen erstmals internationalem Standard, der in

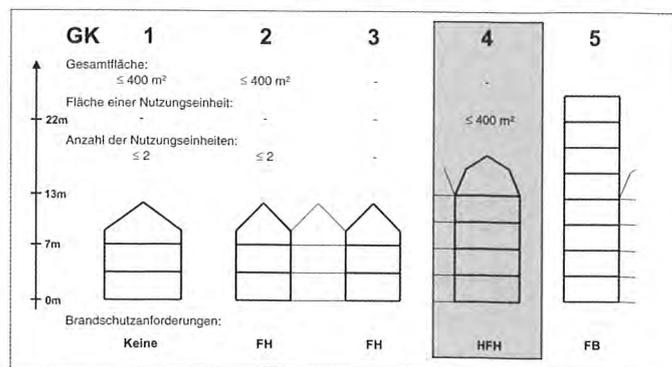


Bild 2: Gebäudeklassen nach der neuen Musterbauordnung (MBO)

vielen Ländern eine differenzierte Einteilung des Feuerwiderstands der Bauteile bis hin zu Schritten von nur 15 Minuten vorsieht.

Als hochfeuerhemmend werden Bauteile bezeichnet, die aus brennbaren Baustoffen mit einer allseitig brandschutztechnisch wirksamen Bekleidung aus nichtbrennbaren Baustoffen (Brandschutzbekleidung) und nicht brennbaren Dämmstoffen bestehen.

Bezüglich der Brandschutzbekleidung definiert die MBO im § 26 (2) ausschließlich, dass es sich um eine wirksame nichtbrennbare Bekleidung handeln muss. Welche Anforderungen eine in diesem Sinne „wirksame“ Bekleidung erfüllen muss, wird nicht geregelt. Gleiches gilt für die Aussage zu den nichtbrennbaren Dämmstoffen. Zur Festlegung der Beschaffenheit sowie einheitlicher Leistungskriterien zur Erfüllung dieser Anforderungen wurde eine Muster-Richtlinie für Brandschutzanforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise „Muster-Holzbaurichtlinie“ (M-HFH Holz-R) erstellt. Ausgenommen aus dieser Richtlinie sind allerdings Holz-Massivbauweisen, wie Brettstapel- und Blockbauweise. Brettstapeldecken werden jedoch geregelt. Die Musterrichtlinie liegt in der Fassung vom Juli 2004 vor und wurde bislang in Hessen bauaufsichtlich eingeführt. Sie kann jedoch aufgrund der Mustertreue der Länder auch in den übrigen Bundesländern in Absprache mit der zuständigen Bauaufsichtsbehörde als Beurteilungsgrundlage verwendet werden.

Eine brandschutztechnisch wirksame Bekleidung ist nach der M-HFH Holz-R gegeben, wenn durch die Bekleidungen von raumabschließenden, tragenden und/oder aussteifenden Wand- und Deckenbauteilen in Holzbauten der Gebäudeklasse 4 die Entzündungstemperatur von ca. 300 °C an der Holzoberfläche während eines Zeitraums von mindestens 60 Minuten nicht erreicht oder überschritten wird. Die Brandschutzbekleidung muss nach DIN EN 13501-2 als K 60 klassifiziert sein. Bei der Prüfung der Kapselwirkung der brandschutztechnisch wirksamen Bekleidung, d. h. bei der Prüfung der Fähigkeit der Bekleidung, den dahinter liegenden brennbaren Baustoff vor der Entzündung zu schützen, wird die Temperatur direkt hinter der Bekleidung betrachtet. Die Temperaturerhöhung über die Ausgangstemperatur muss im Mittel kleiner als 250 K sein und darf an der heißesten Stelle den Wert 270 K nicht übersteigen. Die Fugen sind mit Stufenfalz, Fugenversatz oder Nut- und Federverbindung auszuführen.

Dies bedeutet einerseits eine vollständige Kapselung der Holzbteile und andererseits eine effektive Feuerwiderstandsdauer von weit mehr als 60 Minuten, da sich zu diesem Zeitpunkt das Holz bzw. der Holzwerkstoff erst entzündet und damit sein eigener Feuerwiderstand aktiviert wird.

Für die Anschlüsse von Stützen, Trägern, Wand- und Deckenbalken werden Anforderungen an die zu verwendenden Verbindungsmittel gestellt sowie Konstruktionsskizzen gegeben. Als Beispiel wird der Anschluss einer Decke an eine durchlaufende Wand in *Bild 3* gezeigt.

3. Nationale normative Regelungen

Das Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen ist national in den Normenteilen der DIN 4102 durch Anforderungen, Prüfungen und Anwendungsvorschriften von Baustoffen und Bauteilen geregelt.

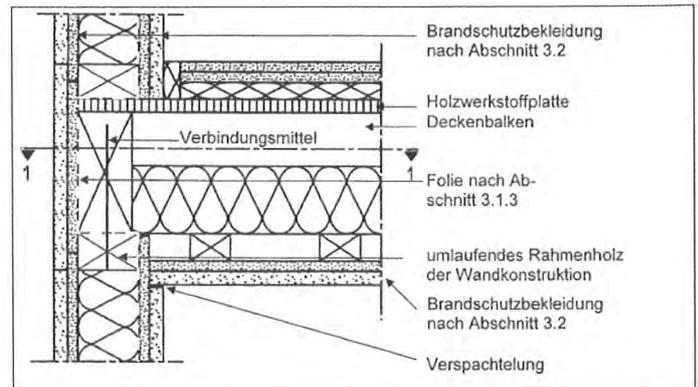


Bild 3: Anschluss Decke an tragende Wand

Nachfolgend wird ausführlich auf DIN 4102-4 eingegangen, da an diesem Normteil umfangreiche Neuerungen vorgenommen wurden und er für den Tragwerksplaner grundlegende Bedeutung hat.

Für die derzeit gültige Fassung der DIN 4102-4:1994-03 stellt die DIN 1052-1:1988-04 eine mitgeltende Norm dar. Im Oktober 1996 ist die Änderung 1 zur DIN 1052 erschienen, in der zum Einen Änderungen in den Materialkennwerten für visuell sortiertes Holz vorgenommen und zum Anderen Materialkennwerte für maschinensortierte Hölzer eingeführt wurden. Aufgrund dieser Veränderungen sind die bekannten Tabellen der DIN 4102-4 für die Brandschutzbemessung von Holzbauteilen nur noch sehr eingeschränkt anwendbar.

Darüber hinaus werden derzeit in Deutschland die nationalen Bemessungsnormen für den „kalten Zustand“ entsprechend den Eurocodes auf das semiprobabilistische Sicherheitskonzept umgestellt. Die neue DIN 1052 ist im August 2004 erschienen; für die anderen Baustoffe gilt ähnliches – die neuen Normen sind entweder schon erschienen oder erscheinen in Kürze. Vor allem auch zusammen mit diesen Normen werden Teile von DIN 4102-4 in der vorliegenden Form nicht mehr anwendbar sein.

Da nicht die Absicht bestand, eine neue DIN 4102-4 zu erstellen, wurde die Anwendbarkeit der Norm DIN 4102-4:1994-03 durch zwei Ergänzungsdokumente geregelt.

Dies ist der Grund für die Einführung erstens der Änderungsnorm DIN 4102-4/A1, welche zusammen mit DIN 4102-4 bei einer Bemessung unter Normaltemperaturen nach dem globalen Sicherheitskonzept anzuwenden ist und alle Änderungen dieser „kalten“ Normen berücksichtigt. Im Holzbau gilt dies also bei einer „kalten“ Bemessung nach den Teilen der DIN 1052:1988-04 einschließlich der Änderungen -/A1:1996-10.

Zweitens wird das Anwendungsdokument DIN 4102-22 eingeführt, welches zusammen mit DIN 4102-4 und DIN 4102-4/A1 bei einer „kalten“ Bemessung nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept anzuwenden ist – im Holzbau also bei einer „kalten“ Bemessung nach DIN 1052:2004-08.

Die beiden Ergänzungsdokumente – die Änderungsnorm DIN 4102-4/A1 sowie das Anwendungsdokument DIN 4102-22 – sind im November 2004 erschienen.

3.1 Brandverhalten von Baustoffen – Brennbarkeitsklassen

Das Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen wird auf nationaler Ebene nach wie vor in den einzelnen Teilen der DIN 4102 geregelt. Nach DIN 4102-1:1981-05 werden in unseren nationalen Systemen die Baustoffklasse A für nichtbrennbare Baustoffe und die Baustoffklasse B für brennbare Baustoffe unterschieden. In der Baustoffklasse A wird weiter unterschieden nach der Klasse A1, die im Regelfall völlig unbrennbare Baustoffe wie z. B. Stahl oder Stein enthält, und der Klasse A2, die als nicht brennbar gilt, aber in der die Baustoffe in geringem Umfang brennbare Bestandteile enthalten können. Die Klasse B unterteilt sich bekanntermaßen in die Klasse B1 für schwer entflammbare Baustoffe, die Klasse B2 für normal entflammbare Baustoffe und die Klasse B3 für leicht entflammbare Baustoffe, wobei letztere im Bauwesen im Regelfall nicht verwendet werden dürfen.

3.2 Klassifizierung von Wänden, Decken und Dächern

Die Feuerwiderstandsklassen von Wänden in Holzbauweise werden weiterhin über die Einhaltung von Mindestquerschnitten der tragenden Bauteile sowie je nach deren Ausnutzungsgrad über die Einhaltung von Minstdicken von Beplankungen bzw. Bekleidungen und Dämmstoffen geregelt. Bei einer Anwendung der Tabellen in Verbindung mit DIN 4102-22 ist zu beachten, dass die ehemals angegebenen Werte für zulässige Spannungen zukünftig durch den Ausnutzungsgrad des tragenden Bauteils $\alpha_7 = \sigma_{c,90,d} \cdot k_{c,90} / f_{c,90,d}$ zu ersetzen sind.

Dies ist erforderlich, da die Bemessung unter Normaltemperatur nicht mehr nach dem Konzept der zulässigen Spannungen sondern dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept durchgeführt wird.

Einen Sonderfall bilden Wände aus Vollholz-Blockbalken, bei denen weiterhin die Belastung q Eingang findet. Der Wert q ist nun aus dem Bemessungswert der Einwirkungen der Kaltbemessung dividiert durch den Faktor 1,4 zu ermitteln. ($q_{\text{Tabelle 55}} = q_d / 1,4$). Alternativ kann direkt der charakteristische Wert q_k aus der Kaltbemessung angesetzt werden.

Für Decken und Dächer wird das tabellarische Verfahren ebenfalls beibehalten.

3.3 Feuerwiderstand von stabförmigen Bauteilen

Der Nachweis im Brandfall nach DIN 4102-4/A1 einschließlich DIN 4102-4 ist in Verbindung mit einer Bemessung von Holzbauteilen und Verbindungen unter Normaltemperaturen nach DIN 1052-1 einschließlich der Änderung DIN 1052-1/A1 erforderlich. Die Lastannahmen sind dabei den bis 1996 erschienenen Teilen der DIN 1055 „Einwirkungen auf Tragwerke“ zu entnehmen.

Für die Feuerwiderstandsklassen von Holzbauteilen entfallen in Zukunft die bekannten Tabellen der DIN 4102-4 und werden durch zwei alternativ anwendbare Bemessungsverfahren ersetzt, welche eine allgemeinere Bemessung von Holzbauteilen unterschiedlicher Sortierklassen – also auch maschinensortierte Holzbauteile, beliebiger Querschnitte und verschiedener Feuerwiderstandsklassen ermöglichen.

Gewählt werden kann zwischen einer Bemessung mit ideellen Restquerschnitten und einer Bemessung mit reduzierter Festigkeit und Stei-

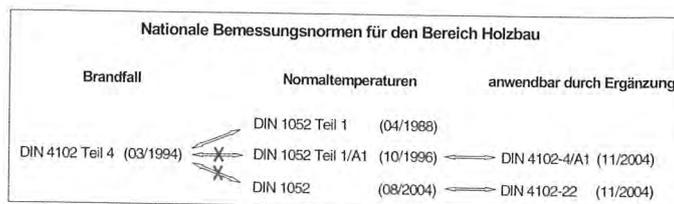


Bild 4: Anwendbarkeit der DIN 4102-4

figkeit. Bei beiden Varianten ist der Nachweis im Brandfall unter Verwendung veränderter Querschnittswerte zu führen.

Im ersten Fall – der Bemessung mit ideellen Restquerschnitten – wird der Einfluss der Temperaturerhöhung auf die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften nicht durch eine Abnahme dieser Werte sondern vereinfachend durch eine erhöhte Abbrandrate und somit einen kleineren – ideellen – Restquerschnitt berücksichtigt. Dabei wird der vorhandene Abbrand, als Multiplikation der in Tabelle 74 der DIN 4102-4/A1 angegebenen Abbrandrate β_n mit der Feuerwiderstandsdauer, um einen festen Wert von 7 mm vergrößert.

Im zweiten Fall – der Bemessung mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit – wird die Tragfähigkeit des verbleibenden Restquerschnitts unter Berücksichtigung der Abnahme der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften unter Temperaturerhöhung berücksichtigt. Formeln zur Reduktion sind in Abhängigkeit der Werte unter Normaltemperatur und dem Faktor u_r/A_r , dem Verhältnis des Restquerschnittsumfangs der beflamten Seiten zur Restquerschnittsfläche, angegeben. Dabei wurde die Berücksichtigung einer Querschnittserwärmung zugrunde gelegt.

Die Unterschiede der beiden nach DIN 4102-4/A1 möglichen Bemessungsvarianten – bezogen auf die Maße des Restquerschnitts und die für die Festigkeiten und Steifigkeiten angesetzte Temperatur – sind dem Bild 5 zu entnehmen.

Die Nachweisformen entsprechen prinzipiell denen der DIN 1052-1:1988-04. Es sind lediglich die temperaturabhängigen Querschnitts- und Materialeigenschaften zu berücksichtigen. Dabei werden die rechnerisch ermittelten Spannungen (vorh. σ) jedoch nicht vergrößerten zulässigen Werten ($3,5 \cdot \text{zul. } \sigma$) gegenübergestellt, sondern direkt den 20%-Quantilwerten der Festigkeiten f .

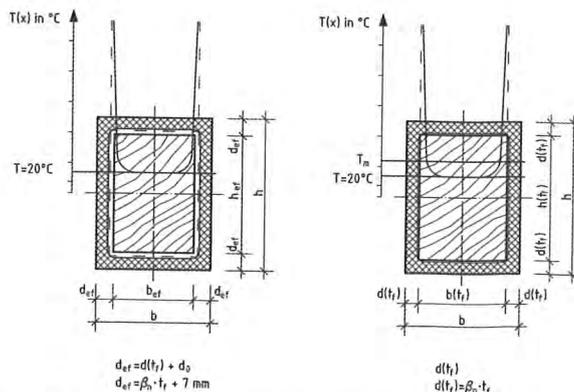


Bild 5: Definition des Abbrandratenrestquerschnitts und der zugehörigen Bemessungstemperaturen für links: Vereinfachte Methode mit ideellem Restquerschnitt und rechts: Genauere Methode mit reduzierten Festigkeiten und Steifigkeiten

Der Stabilitätsnachweis druckbeanspruchter Tragglieder wird mit Hilfe der Traglastspannung $\sigma_{tr,fi,d}$ geführt. Dieses Vorgehen ist notwendig, da in der DIN 1052-1 lediglich Knickbeiwerte ω jedoch keine Gleichungen zu deren Ermittlung angegeben sind. Die geforderte Feuerwiderstandsdauer ist erreicht, wenn für die Branddauer t_f die vorhandene Druckspannung kleiner oder gleich der Traglastspannung wird.

Für beide Nachweisformen sind die Ausgangswerte der Festigkeiten und Steifigkeiten unter Normaltemperatur den Produktnormen DIN EN 338:2003-09 für Bauholz bzw. DIN EN 1194:1999-05 für Brettschichtholz zu entnehmen. In diesen Normen sind die Festigkeiten und Steifigkeiten aller zur Zeit definierten Sortierklassen – also auch Klassen hoher Festigkeit und Maschinensortierklassen – angegeben, so dass keine Einschränkung mehr auf die nach DIN 4102-4 nur nutzbaren Güteklassen I bis III für Vollholz bzw. I bis II für Brettschichtholz vorliegt. Die Umrechnung der in den Produktnormen angegebenen 5%-Quantilwerte auf die im Brandfall anzusetzenden 20%-Quantilwerte geschieht über den Faktor k_{fi} .

Der Ablauf einer Brandschutzbemessung von Holzbauteilen nach DIN 4102-4/A1 entspricht im Wesentlichen dem Vorgehen nach DIN 4102-22. Der Ablaufplan ist *Bild 6* zu entnehmen.

Beispielhaft wird im Folgenden die Bemessung mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit für eine kombinierte Druck- und Biegebemessung nach dem Ersatzstabverfahren dargestellt.

Es ist nachzuweisen:

$$\frac{\sigma_{D,fi}}{\min \sigma_{tr,fi,d}} + \frac{\sigma_{B,y,fi}}{k_B \cdot 1,1 \cdot f_{my,fi,d}} \leq 1$$

Druckspannung im Brandfall	Biegespannung im Brandfall	
$\sigma_{D,fi}$	$\sigma_{B,y,fi}$	
$\min \sigma_{tr,fi,d}$	$k_B \cdot 1,1 \cdot f_{my,fi,d}$	
maßgebender Bemessungswert der Traglastspannung (20%-Quantilwerte)	Kippbeiwert im Brandfall	Bemessungswert der Biegefestigkeit im Brandfall (20%-Quantilwerte)

Der Nachweis im Brandfall nach DIN 4102-22, dem Anwendungsdokument zur DIN 4102-4, einschließlich DIN 4102-4, ist in Verbindung mit einer Bemessung von Holzbauteilen unter Normaltemperaturen nach DIN 1052:2004-08 erforderlich. Die Einwirkungen sind dabei den Teilen der DIN 1055 „Einwirkungen auf Tragwerke“ zu entnehmen. Zu beachten ist, dass diese Teile erneuert wurden. Dies sind:

- DIN 1055-1 (06/2002): - Wichte und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen
- DIN 1055-2 (Entwurf 02/2003): - Bodenkenngrößen
- DIN 1055-3 (10/2002): - Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten
- DIN 1055-3/A1 (05/2005) - s.o. Änderung A1
- DIN 1055-4 (03/2005): - Windlasten
- DIN 1055-5 (07/2005): - Schnee- und Eislasten
- DIN 1055-6 (03/2005): - Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter
- DIN 1055-7 (11/2002): - Temperatureinwirkungen

- DIN 1055-8 (01/2003): - Einwirkungen während der Bauausführung
- DIN 1055-9 (08/2003): - Außergewöhnliche Einwirkungen
- DIN 1055-10 (07/2004): - Einwirkungen infolge Krane und Maschinen
- DIN 1055-100 (03/2001): - Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln

Für die Feuerwiderstandsklassen von Holzbauteilen wird dem Anwender, ebenso wie bei der Bemessung nach DIN 4102-4/A1 die Möglichkeit einer Brandschutzbemessung von Holzbauteilen nach dem Verfahren mit ideellen Restquerschnitten oder alternativ mit reduzierten Festigkeiten und Steifigkeiten geboten. Die Vorgehensweisen beider Nachweisformen gleichen prinzipiell denen der DIN 4102-4/A1. Daher wird nachfolgend ausschließlich auf die wesentlichen der von den beschriebenen Verfahren abweichenden Regelungen eingegangen.

In Analogie zur Bemessung unter Normaltemperaturen werden die Bemessungswerte der Einwirkungen im Brandfall auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts nach DIN 1055-100:2001-03 ermittelt. Der Brandfall ist dabei als außergewöhnliche Bemessungssituation zu betrachten. Nach DIN 1055-100, Gleichung (15) gilt:

$$E_{dA} = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{PA} \cdot P_k \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Vereinfacht dürfen die Einwirkungen im Brandfall aus dem Bemessungswert der Einwirkungen bei Normaltemperatur ermittelt werden. Abweichend von den übrigen Baustoffen, bei denen der Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall mit 70 % des Bemessungswertes unter Normaltemperaturen festgelegt wurde, darf die Bemessung im Holzbau mit einem auf 65 % abgeminderten Wert erfolgen. Diese Regelung ist auf den, im Vergleich zu den übrigen Baustoffen wie beispielsweise Stahl und Beton, geringen Eigengewichtsanteil an der Gesamtbelastung zurückzuführen. Es gilt:

$$E_{dA} = \eta_{fi} \cdot E_d = 0,65 \cdot E_d$$

Dabei ist:

- E_{dA} Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall
- E_d Bemessungswert der Einwirkungen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit gemäß DIN 1055-100, Gleichung (14)

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

- η_{fi} Faktor zur Berücksichtigung verminderter Sicherheitsbeiwerte im Brandfall

Die Ermittlung des Bemessungswertes der Einwirkungen nach der vereinfachten Methode führt im Vergleich zur Anwendung der genauen Gleichung im Allgemeinen zu deutlich höheren Einwirkungen, da die

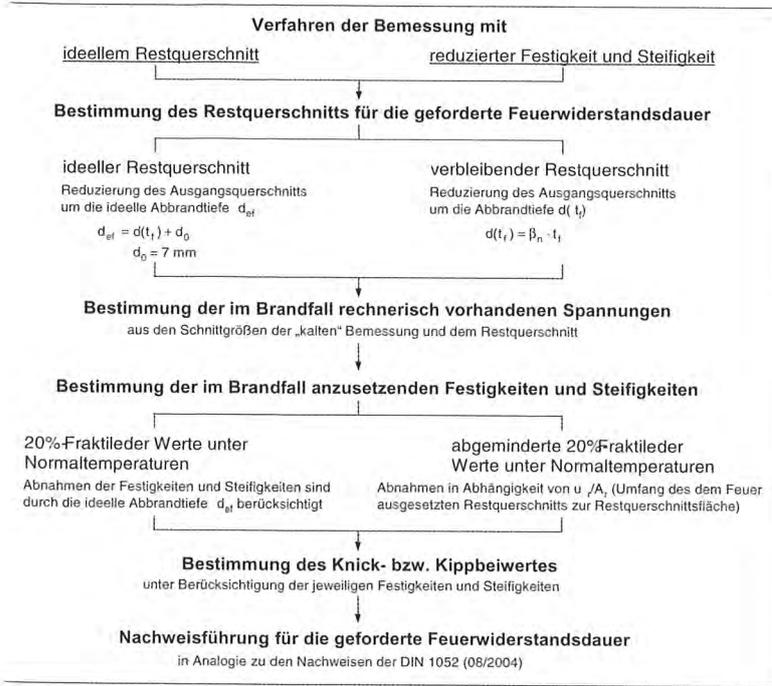


Bild 6: Ablauf der Brandschutzbemessung von Holzbauteilen nach DIN 4102-22

meisten veränderlichen Einwirkungen im Brandfall nur mit einem geringen prozentualen Anteil zu berücksichtigen bzw. ganz zu vernachlässigen sind.

Ein weiterer Unterschied zur DIN 4102-4/A1 besteht in der Festlegung der Festigkeiten und Steifigkeiten. Diese werden als 20%-Quantilwerte direkt aus den Ausgangswerten der unter Normaltemperaturen in DIN 1052:2004-08 angegebenen 5%-Quantilwerten ermittelt. Dies geschieht wie in DIN 4102-4/A1 durch den Faktor k_{fi} . Die Festigkeiten und Steifigkeiten werden also einer anderen Norm entnommen, unterscheiden sich jedoch nicht bzw. nur geringfügig.

Alle Nachweise für den Brandfall erfolgen in Analogie zu den Nachweisformen der Bemessung unter Normaltemperaturen nach DIN 1052:2004-08.

Ein Stabilitätsversagen infolge Knicken wird über den Ansatz des Knickbeiwertes $k_{c,fi}$ unter Beachtung der temperaturabhängigen Querschnitts- und Materialeigenschaften berücksichtigt.

In Bild 6 ist der Ablauf der beiden möglichen Bemessungsverfahren für den Nachweis im Brandfall dargestellt.

Beispielhaft wird im Folgenden die Nachweisführung für eine kombinierte Druck- und Biegebemessung nach dem Ersatzstabverfahren gezeigt.

Es ist nachzuweisen:

Bemessungswert der Druckspannung im Brandfall	Bemessungswert der Biegespannung im Brandfall	
$\frac{\sigma_{c,0,fi,d}}{k_{c,y,fi} \cdot f_{c,0,fi,d}} + \frac{\sigma_{m,y,fi,d}}{k_{m,fi} \cdot f_{m,y,fi,d}} \leq 1$		
Knickbeiwert um die z-Achse im Brandfall	Bemessungswert der Druckfestigkeit im Brandfall (20%-Quantilwerte)	Kippbeiwert im Brandfall
	Bemessungswert der Biegefestigkeit im Brandfall (20%-Quantilwerte)	

und

Bemessungswert der Druckspannung im Brandfall	Reduktionsfaktor nach DIN 1052	Bemessungswert der Biegespannung im Brandfall
$\frac{\sigma_{c,0,fi,d}}{k_{c,z,fi} \cdot f_{c,0,fi,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,y,fi,d}}{k_{m,fi} \cdot f_{m,y,fi,d}} \leq 1$		
Knickbeiwert um die z-Achse im Brandfall	Bemessungswert der Druckfestigkeit im Brandfall (20%-Quantilwerte)	Kippbeiwert im Brandfall
	Bemessungswert der Biegefestigkeit im Brandfall (20%-Quantilwerte)	

Dabei ist bei der Berechnung der Spannungen σ die Querschnitts-abminderung – entweder durch den Ansatz nur des Abbrandes oder des erhöhten Abbrandes – zu berücksichtigen. Bei Berechnung der anzusetzenden Festigkeiten f_{st} im Fall der Bemessung mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit die Abnahme dieser Werte in Abhängigkeit vom Faktor u_f/A_f zu beachten. Für die Knick- und Kippbeiwerte gilt Ähnliches.

3.4 Feuerwiderstand von Verbindungen

Für die Feuerwiderstandsklassen von Verbindungen nach DIN 4102-4/A1 werden einerseits – wie aus DIN 4102-4 bekannt – Formeln für die zulässige Belastung N von Dübeln, Stabdübeln, Passbolzen, Bolzen und Nägeln angegeben. Dabei ist zu beachten, dass die Abbrandrate der Holzbauteile für das jeweils verwendete Holz zu berücksichtigen ist. Andererseits – und ebenfalls bekannt – sind erhöhte Randabstände der Verbindungsmittel, Mindestseitenholzdicken und Mindesteinschlagtiefen von Nägeln einzuhalten.

Die zulässige Belastung für Stabdübel bei Anschlüssen ohne Stahlbleche für F 30 ergibt sich zum Beispiel aus folgender Formel:

Lochleibungsfestigkeit im Brandfall	Stabdübel- durchmesser	Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung
$N \leq \overbrace{1,25 \cdot \text{zul } \sigma_1}^{\text{Seitenholzdicke}} \cdot (a_s - 30 \cdot \beta_n) \cdot d_{St} \cdot \eta \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{360}\right)$		
	Abbrandrate	$\eta = \frac{(d_{St} / a_s)}{\min(d_{St} / a_s)} \leq 1,0$

Verbindungen mit Stahlblechen und zimmermannsmäßige Verbindungen werden ebenfalls wie in DIN 4102-4:1994-03 behandelt.

Für die Feuerwiderstandsklassen von Verbindungen nach DIN 4102-22 werden Formeln zur Bestimmung der charakteristischen Tragfähigkeit im Brandfall $R_{k,fi}$ (statt einer zulässigen Belastung N) für Dübel, Stabdübel, Passbolzen, Bolzen und Nägel angegeben. Die Formeln für den Nachweis der stiftförmigen Verbindungsmittel beschreiben jeweils das Lochleibungsversagen des Holzes, wobei die Abnahme der Festigkeit bei steigender Temperatur Berücksichtigung findet. Ein Versagen des Verbindungsmittels selbst wird durch die Einhaltung von Mindestwerten d/t_1 (Verhältnis des Durchmessers des stiftförmigen Verbindungsmittels zur Holzdicke) ausgeschlossen. Werden diese Mindestwerte nicht eingehalten, ist der charakteristische Wert der Verbindungsmitteltragfähigkeit abzumindern.

Die charakteristische Tragfähigkeit für Stabdübel bei Anschlüssen ohne Stahlbleche für F 30 ergibt sich beispielsweise zu:

$$\eta = \frac{(d / t_1)}{\min(d / t_1)} \leq 1,0$$

$$R_{k,fi} = \underbrace{k_{conn,fi}}_{\text{charakteristische Lochleibungsfestigkeit im Brandfall}} \cdot \underbrace{f_{h,1,k}}_{\text{Stabdübel-durchmesser}} \cdot (t_1 - 30 \cdot \beta_n) \cdot d \cdot \eta \cdot \left(\frac{1}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \right)$$

Holzdicke
Abbrandrate
Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung

4. Europäische normative Regelungen

Mit der prEN 1995-1-2:2003 wurde die ENV 1995-1-2:1994 in wesentlichen Punkten überarbeitet. Die Regelungen des Eurocodes 5-1-2 bieten die Möglichkeit eines detaillierteren Nachweises von Holzbauteilen, Wand- und Deckenkonstruktionen sowie Verbindungen im Brandfall unter Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen Tragwerks- bzw. Bauteilsituation, wie beispielsweise die Auswirkungen von Beplankungen und Bekleidungen auf den Abbrand und die Temperaturentwicklung innerhalb der Konstruktion.

4.1 Brandverhalten von Baustoffen – Brennbarkeitsklassen

Nicht nur bezüglich der Bezeichnung und Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer sondern auch bezüglich der Bezeichnung und Prüfung der Brennbarkeitsklassen der Baustoffe findet man in der europäischen Normung neue Regelungen. Man wird sich also in den nächsten Jahren umstellen müssen, da sich insbesondere die Klassifizierungen, die gemeinsam mit dem CE-Zeichen angegeben werden, nach der neuen Nomenklatur richten.

Europäisch werden neue Klassenbezeichnungen – Baustoffklasse A bis Baustoffklasse F – eingeführt. Die Einstufung der Bauprodukte erfolgt entsprechend EN 13501-1 „Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten – Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Baustoffen“.

Die Prüfung der Brennbarkeit erfolgt im Regelfall mit dem so genannten SBI-Test (Single Burning Item) nach DIN EN 13823 „Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten – Thermische Beanspruchung durch einen einzelnen brennenden Gegenstand für Bauprodukte mit Ausnahme von Bodenbelägen (SBI Test)“.

In diesem Test werden die Baustoffe mit einer Initialflamme beflammt und nicht nur die Flammenausbreitung sondern auch die Rauchentwicklung (smoke release rate) und die Wärmeentwicklung (heat release rate) gemessen. Zusätzlich wird die Prüfung auf brennendes Abtropfen durchgeführt.

Besonders bemerkenswert ist, dass bei der Durchführung der Versuche entsprechend dem SBI-Test auch die Einbausituation der Werkstoffe berücksichtigt wird. Bei der Klassifizierung der Baustoffe sind daher neben Mindesteigenschaften wie Rohdichte und Dicke ggf. auch Mindestvoraussetzungen für den Einbau zu berücksichtigen, z.B. bei bestimmten Wandbekleidungen die Montage ohne Luftspalt hinter dem Material.

Tabelle 1: Zuordnung der Brennbarkeitsklassen nach DIN 4102-4 und DIN EN 13501-1

Bauaufsichtliche Benennungen	Zusatzanforderungen		Europäische Klasse nach DIN EN 13501-1	Klasse nach DIN 4102-1
	kein Rauch	Kein brenn. Abfällen / Abtropfen		
nicht brennbar	×	×	A1	A1
	×	×	A2 - s1 d0	A2
schwer entflammbar	×	×	B, C - s1 d0	B1 ^{b)}
		×	B, C - s3 d0	
	×		B, C - s1 d2	
			B, C - s3 d2	
normal entflammbar		×	D - s3 d0	B2 ^{b)}
			E	
			D - s3 d0	
			E - d2	
leicht entflammbar			F	B3

^{a)} Angaben über hohe Rauchentwicklung und brennendes Abtropfen / Abfällen im Verwendbarkeitsnachweis und in der Kennzeichnung

Die entsprechenden Bezeichnungen der Baustoffklassen lauten nach DIN EN 13501-1:2002:

- Baustoffklasse A – F, Rauchentwicklung s_x , brennendes Abtropfen d_x .
- Die Zuordnung der neuen europäischen Klassen zu den nationalen Bezeichnungen und bauaufsichtlichen Begriffen ist in *Tabelle 1* dargestellt.

Die Brandverhaltensklasse ist zukünftig entsprechend der Mandate der Europäischen Kommission an die europäische Normungsorganisation CEN für die Produktnormen mit dem CE-Kennzeichen anzugeben.

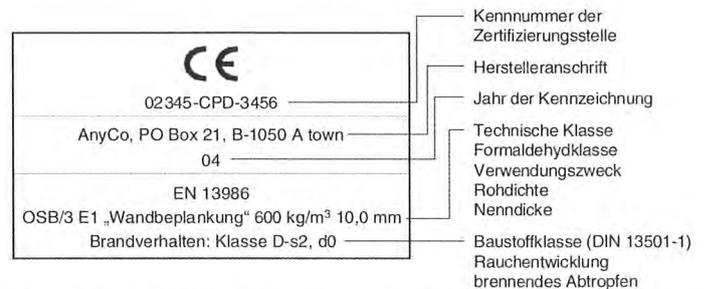


Bild 7: Beispiel einer CE-Kennzeichnung für OSB/3 zur Wandbeplankung nach DIN EN 13986:2004-03

Die Klassifizierungen für Holz und Holzwerkstoffe, die ohne weitere Prüfungen angegeben werden können, wurden im Rahmen eines cwft-Verfahrens (classification without further testing) durch eine Entscheidung der Europäischen Kommission festgelegt. Sie sind in

Tabelle 2: Brennbarkeitsklassen nach Tabelle 8 aus DIN EN 13986

Holzwerkstoffe ^{a)}	EN Produktnorm	Mindest-Rohdichte [kg/m³]	Mindestdicke [mm]	Klasse ^{b)} mit Ausnahme von Bodenbelägen	Klasse ^{c)} Bodenbeläge
OSB	EN 300	600	9	D-s2, d0	D _p -s1
Spanplatten	EN 312	600	9	D-s2, d0	D _p -s1
Faserplatten, hart	EN 622-2	900	6	D-s2, d0	D _p -s1
Faserplatten, mittelhart	EN 622-3	600	9	D-s2, d0	D _p -s1
		400	9	E, bestanden	E _n
Faserplatten, porös	EN 622-3	250	9	E, bestanden	E _n
Faserplatten nach dem Trockenverfahren, MDF	EN 622-5	600	9	D-s2, d0	D _p -s1
zementgebundene Spanplatten ^{d)}	EN 634-2	1000	10	B-s1, d0	D _p -s1
Sperrholz	EN 636	400	9	D-s2, d0	D _p -s1
Massivholzplatten	EN 13353	400	12	D-s2, d0	D _p -s1

Die in dieser Tabelle angegebenen Klassen gelten für einzelne Platten, für gespundete und nach ENV 12872 verlegte Platten sowie für Platten, die nach ENV 12872 mit rundum aufliegenden Fugen verlegt sind.

^{a)} Plattenförmige Holzwerkstoffe, die ohne Luftspalt direkt auf ein Material der Klasse A1 oder A2-s1, d0 mit einer Mindestdicke von 10 kg/m³ oder wenigstens der Klasse D-s2, s0 mit einer Mindestdicke von 400 kg/m³ befestigt sind.

^{b)} Klassen entsprechend der Entscheidung der Kommission 2000/147/EC, Anhang, Tabelle 1

^{c)} Klassen entsprechend der Entscheidung der Kommission 2000/147/EC, Anhang, Tabelle 2

^{d)} Zementgehalt mindestens 75 % Massenprozent

Deutschland in den entsprechenden harmonisierten Produktnormen geregelt. So wird zukünftig Bauholz mit einer Mindestdicke von 22 mm und einer mittleren Rohdichte von 350 kg/m^3 nach DIN EN 14081-1:2001-04 „Holzbauwerke – Nach Festigkeit sortiertes Bauholz für tragende Zwecke mit rechteckigem Querschnitt – Teil 1: Allgemeine Anforderungen“ der Klasse D –s2, d0 zuzuordnen sein. Gleiches gilt für Brettschichtholz ab einer Dicke von 40 mm und einer mittleren Rohdichte von 380 kg/m^3 . Für Holzwerkstoffe sind die Brennbarkeitsklassen in DIN EN 13986:2004-03 „Holzwerkstoffe zur Verwendung im Bauwesen – Eigenschaften, Bewertung der Konformität und Kennzeichnung“ in Tabelle 8 angegeben (Tabelle 2).

4.2 Feuerwiderstand von Wänden und Decken

Bei tragenden sowie nichttragenden raumabschließenden Bauteilen werden zukünftig folgende Bezeichnungen verwendet:

- R für die Tragfähigkeit (Résistance)
- E für den Raumabschluss (Étanchéité)
- I für die Wärmedämmung unter Brandeinwirkung (Isolation)
- W für die Begrenzung des Strahlungsdurchtritts (Radiation)
- M für mechanische Einwirkungen auf Wände (Mechanical)

Neben dem Anwendungsbereich ist in der Bezeichnung die zugehörige Feuerwiderstandsdauer anzugeben. Damit ist z. B. eine tragende raumabschließende Wand mit einer Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten mit REI 30 zu bezeichnen.

Zum Nachweis des Feuerwiderstands von Wand- und Deckenkonstruktionen werden Regeln sowohl für tragende (R) oder raumabschließende (EI) als auch tragende und raumabschließende Bauteile (REI) angegeben. Bezüglich des Raumabschlusses gelten die Vorschriften jedoch nur für eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten. Zusätzlich sind bei der Bemessung Einflüsse unterschiedlicher Materialien sowie ihre Lage im Bauteil zu berücksichtigen. Ausschließlich tragende Konstruktionen müssen für eine beidseitige Brandbeanspruchung nachgewiesen werden. Es werden Verfahren zur Bemessung der Tragfähigkeit sowie zur Bemessung des Raumabschlusses angegeben. Bei den Regeln zum Tragfähigkeitsnachweis erfolgt eine Differenzierung zwischen:

- Wand- und Deckenkonstruktionen mit Hohlräumen, die vollständig mit Dämmmaterial aus Stein- oder Glaswolle gefüllt sind sowie
- Wand- und Deckenkonstruktionen mit leeren Hohlräumen.

In Analogie zu bekleideten Holzbauteilen können auch beim Nachweis von Wand- und Deckenkonstruktionen in Abhängigkeit der Art der Bekleidung positive Einflüsse auf den Beginn des Abbrands der Holzbauteile sowie auf die Abbrandgeschwindigkeit und -tiefe in Ansatz gebracht werden. Bei einseitig brandbeanspruchten Konstruktionen wird bei der Abminderung der Biegefestigkeit zusätzlich nach der Art der Beanspruchung, Zug bzw. Druck, auf der brandbeanspruchten Seite unterschieden. Diese Differenzierung ist sinnvoll, da die Druckfestigkeit im Vergleich zur Zugfestigkeit wesentlich höheren temperaturabhängigen Festigkeitsreduktionen unterliegt.

4.3 Feuerwiderstand von stabförmigen Bauteilen

Das Grundkonzept zum Nachweis der Feuerwiderstandsdauer von Holzbauteilen im Brandfall gleicht prinzipiell der rechnerischen Grundlage der Tabellen in DIN 4102-4 und damit den hier vorgestellten Verfahren der Ergänzungsdokumente DIN 4102-4/A1 und DIN 4102-22. Sowohl die Bemessungsregeln des Eurocodes als auch die der DIN 1052 beruhen auf dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept. Daher gleicht die Bemessung von Holzbauteilen im Brandfall nach den europäischen Vorschriften im Wesentlichen der Vorgehensweise des Teils 22 der DIN 4102.

Im Gegensatz zu den nationalen Vorschriften bieten die europäischen Regelungen zusätzlich die Möglichkeit, die positiven Auswirkungen einer Brandschutzbekleidung auf das Brandverhalten und somit auf die Dauer des Feuerwiderstands rechnerisch zu berücksichtigen. Für Oberflächen, die von Brandschutzbekleidungen, anderen schützenden Materialien oder von anderen Bauteilen geschützt werden, bedeutet dies, dass:

- der Beginn des Abbrands verzögert wird sowie
- ein Abbrand vor dem Versagen der Brandschutzbekleidung auftreten kann, die Abbrandgeschwindigkeit jedoch geringer ist, als die eines gleichen Bauteils ohne Brandschutzbekleidung.

Für ein mit einer Holzbekleidung von 20 mm und einer Rohdichte von 450 kg/m^3 geschütztes Bauteil ergibt sich eine Reduzierung der Abbrandtiefe im Vergleich zu einem unbedeckten Bauteil für eine Brandbeanspruchungsdauer von 30 Minuten um 11,5 mm auf eine Abbrandtiefe von nur 12,5 mm. Dies bewirkt zum Einen einen größeren verbleibenden Restquerschnitt und zum Anderen eine geringere Tragfähigkeitsreduzierung infolge der verzögerten Querschnittserwärmung. In DIN 4102-4 ist die Berücksichtigung einer Brandschutzbekleidung nur über eine Bewertung der Gesamtkonstruktion möglich.

Im Vergleich zu den vorgestellten Bemessungsregeln nach DIN 4102-22 bestehen weitere geringfügige Abweichungen in der Ermittlung der Einwirkungskombination, der Größe der Abminderungen der Festigkeiten und Steifigkeiten im Brandfall sowie allgemein in den Bezeichnungen. Zur vereinfachten Bestimmung des Bemessungswertes der Einwirkungen im Brandfall darf im EC 5-1-2 mit nur 60 % des Bemessungswertes unter Normaltemperaturen gerechnet werden. Demgegenüber liegen die Festigkeits- und Steifigkeitsabnahmen leicht über den Festlegungen der nationalen Bemessungsregeln, so dass sich insgesamt für ungeschützte Holzbauteile Feuerwiderstandsdauern in gleichen Größenordnungen ergeben.

4.4 Feuerwiderstand von Verbindungen

Beim Nachweis von Verbindungen im Brandfall ist es sowohl möglich ungeschützte als auch geschützte Ausführungen nachzuweisen. Übliche, den Anforderungen der Bemessung unter Normaltemperaturen genügende ungeschützte Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln erreichen eine maximale Feuerwiderstandsdauer von 15 Minuten. Mittels Kompensationsmaßnahmen, wie beispielsweise der Erhöhung der Bauteilquerschnitte bzw. der End- und Randabstände

der Verbindungsmittel ist es möglich, diese Verbindungen bis zu einer maximalen Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten zu ertüchtigen. Prinzipiell werden zum Nachweis von Verbindungen im Brandfall zwei Verfahren zur Auswahl gestellt, zum Einen vereinfachte Regeln, bei denen die Verbindung aufgrund von Anforderungen an die konstruktive Ausführung in eine Feuerwiderstandsdauer eingestuft werden kann und zum Anderen die Methode mit reduzierten Beanspruchungen, für die ein rechnerischer Nachweis der Verbindung erfolgt.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Nach der neuen Musterbauordnung sind zukünftig fünfgeschossige Gebäude in Holzbauweise möglich. Die tragenden, aussteifenden oder auch raumabschließenden Holzbauteile sind dann jedoch mit nicht-brennbaren Materialien zu bekleiden (Kapselung).

Da diese Brandschutzbekleidungen nach M-HFHolzR mindestens 60 Minuten lang eine Entzündung der tragenden und aussteifenden Bauteile aus Holz bzw. Holzwerkstoffen verhindern müssen, ist die eigentliche Feuerwiderstandsdauer der Konstruktion defacto größer als 90 Minuten.

Mit den Ergänzungen zur DIN 4102-4 stehen Bemessungsverfahren zur Verfügung, mit denen der Nachweis von Bauteilen und Verbindungen im Brandfall sowohl auf der Grundlage einer Kaltbemessung nach DIN 1052-1:1988-04 in Verbindung mit DIN 1052-1/A1:1996-10 als auch nach DIN 1052:2004-08 geführt werden kann.

Der Feuerwiderstand von Wänden, Decken und Dächern wird weiterhin über tabellarisch vorgegebene Mindestanforderungen an die Konstruktion geregelt.

Bei der Brandschutzbemessung tragender stabförmiger Bauteile kann zwischen einem vereinfachten Verfahren der Bemessung mit ideellen Restquerschnitten und einem genaueren Verfahren der Bemessung mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit gewählt werden. Gegenüber den Tabellen der DIN 4102-4:1984-03, die zum Beispiel ausschließlich für visuell sortiertes Holz anwendbar sind, bieten die Bemessungsverfahren den Vorteil der Allgemeingültigkeit.

Die Brandschutzbemessung von Verbindungen wird prinzipiell wie nach DIN 4102-4:1984-03 geführt, lediglich die angegebenen Formeln wurden leicht verändert und damit dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept angepasst.

Die Änderungsnorm DIN 4102-4/A1 und das Anwendungsdokument DIN 4102-22 wurden im ersten Quartal des Jahres 2005 in den Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik veröffentlicht und sind somit für einen Nachweis des Brandschutzes von Konstruktionen anwendbar. Damit besteht für eine Übergangszeit von ca. zwei Jahren die Möglichkeit, eine Brandschutzbemessung entweder nach DIN 4102-4 in Verbindung mit DIN 4102-4/A1 oder in Verbindung mit DIN 4102-22 zu führen.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass die DIN 4104-22 keine eigenständige Norm ist, mit der ein Nachweis für den Brandfall erfolgen kann. Sie regelt ausschließlich Änderungen und Ergänzungen zu DIN

4102-4 und zu DIN 4102-4/A1 in der Art eines „Lückentextes“, so dass es sich nicht um ein geschlossenes Dokument handelt. Die Anwendung ist nur in Verbindung mit den beiden anderen genannten Normen möglich. Diese Form der Regelung macht einen Nachweis von Holzkonstruktionen für den Brandfall aus Sicht des Verfassers dieses Artikels unnötig aufwendig und unübersichtlich. Um die Anwendung zu vereinfachen, hat sich das Deutsche Institut für Normung e.V. nachträglich entschieden, eine konsolidierte Fassung zu erarbeiten, mit der eine Brandschutzbemessung von Holzkonstruktionen, die unter Normaltemperatur nach DIN 1052:2004-08 nachgewiesen wurden, ermöglicht wird.

In der europäischen Normung findet man sowohl bezüglich der Bezeichnung und Prüfung der Brennbarkeitsklassen der Baustoffe als auch bezüglich der Bezeichnung und Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer neue Regelungen. Die europäischen Vorschriften zur Bemessung von Holzkonstruktionen wurden in den letzten Jahren überarbeitet und stimmen in vielen Teilen mit den nationalen Vorschriften überein. Abweichungen bestehen in den Nachweisverfahren für Wände und Decken sowie für Verbindungen. Im Rahmen eines durch das Deutsche Institut für Bautechnik geförderten Forschungsprojektes wurden Vergleichsbetrachtungen durchgeführt, um zu überprüfen, inwieweit das derzeitige Bemessungsniveau der DIN 4102 – Reihe durch die neuen europäischen Regeln erreicht wird. Anhand signifikanter Beispiele wurde der Vergleich zwischen den bestehenden nationalen Regelungen und denen nach EN-Fassung durchgeführt und bewertet. Zusätzlich zu der Gegenüberstellung der rechnerischen Bemessungsergebnisse wurden insbesondere in Deutschland durchgeführte Brandversuche in die Untersuchungen einbezogen. Die Vergleichsbetrachtungen haben aber gezeigt, dass sich die Ergebnisse in den wesentlichen Anforderungen nur geringfügig unterscheiden.

Derzeit werden die europäischen Vornormen in harmonisierte Bemessungsnormen überführt. Mit einer ausschließlichen Anwendbarkeit europäischer Bemessungsnormen ist in ca. 8 – 10 Jahren zu rechnen.

Um die Einsatzmöglichkeiten von Holz, insbesondere für Bauwerke, an die Brandschutzanforderungen gestellt werden, zu erweitern und damit die Wettbewerbsfähigkeit dieses regenerativen Werkstoffs gegenüber anderen Baustoffen stetig auszubauen, wurden an der Technischen Universität Berlin in zwei vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) über die Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V. (DGfH) geförderten Forschungsvorhaben theoretische Untersuchungen zur Bemessung von Holzbauteilen und Verbindungen im Brandfall durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Projekte liefern abgesicherte theoretische Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von Bauteilen und Verbindungen im Brandfall, auf deren Grundlage praxishere Bemessungskonzepte entwickelt wurden. Eine Ermittlung der Tragfähigkeit im Brandfall kann somit direkt über die Tragfähigkeit unter Normaltemperatur durch Multiplikation mit einem Reduktionsfaktor ermittelt werden.

Für die Verbindungen konnte bereits im Jahr 2004 in einem Anschlussvorhaben anhand von Brandversuchen das entwickelte Konzept bestätigt werden. Die Versuche für die Bauteile werden derzeit ebenfalls

in einem vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) und dem Holzabsatzfonds (HAF) über die Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V. (DGfH) geförderten Anschlussprojekt an der MFPA Leipzig durchgeführt. Sollte sich hier ebenfalls eine gute Übereinstimmung zeigen, ist eine Umsetzung beider Methoden aufgrund ihrer praxisgerechten und somit wirtschaftlichen Handhabbarkeit in die zukünftige Normung möglich und empfehlenswert.

Literatur

- [1] DIN 1052: *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken; Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau*. August 2004
- [2] DIN 1052-1: *Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung*. April 1988
- [3] DIN 1052-1/A1: *Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung; Änderung 1*. Oktober 1996
- [4] DIN 1055-1: *Einwirkungen auf Tragwerke; Wichte und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen*. Juni 2002
- [5] DIN 1055-2: *Einwirkungen auf Tragwerke; Bodenkenngrößen. Norm-Entwurf*. Februar 2003
- [6] DIN 1055-3: *Einwirkungen auf Tragwerke; Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten*. Oktober 2002
- [7] DIN 1055-3/A1: *Einwirkungen auf Tragwerke; Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten. Änderung A1*. Mai 2005
- [8] DIN 1055-4: *Einwirkungen auf Tragwerke; Windlasten*. März 2005
- [9] DIN 1055-5: *Einwirkungen auf Tragwerke; Schnee- und Eislasten*. Juli 2005
- [10] DIN 1055-6: *Einwirkungen auf Tragwerke; Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter*. März 2005
- [11] DIN 1055-7: *Einwirkungen auf Tragwerke; Temperatureinwirkungen*. November 2002
- [12] DIN 1055-8: *Einwirkungen auf Tragwerke; Einwirkungen während der Bauausführung*. Januar 2003
- [13] DIN 1055-9: *Einwirkungen auf Tragwerke; Außergewöhnliche Einwirkungen*. August 2003
- [14] DIN 1055-10: *Einwirkungen auf Tragwerke; Einwirkungen infolge Krane und Maschinen*. Juli 2004
- [15] DIN 1055-100: *Einwirkungen auf Tragwerke; Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*. März 2001
- [16] DIN 4102-2: *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Bauteile, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen*. September 1977
- [17] DIN 4102-4: *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile*. März 1994
- [18] DIN 4102-4/A1: *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile; Änderung 1*. November 2004
- [19] DIN 4102-22: *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Anwendungsnorm zu DIN 4102-4*. November 2004
- [20] DIN EN 338: *Baubolz für tragende Zwecke; Festigkeitsklassen*. September 2003
- [21] DIN EN 1194: *Holzbauwerke – Brettschichtholz; Festigkeitsklassen und Bestimmung charakteristischer Werte*. Mai 1999
- [22] DIN EN 13501-2: *Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten; Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen*. Dezember 2003
- [23] prEN 1995-1-2: Eurocode 5: *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Bemessung für den Brandfall*
- [24] Musterbauordnung - MBO. Fassung November 2002
- [25] Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise - M-HFH HolzR; Entwurf. Fassung Juli 2003
- [26] Muster-Versammlungsstättenverordnung. Mai 2002
- [27] Richtlinie über Anlage, Bau, Betrieb und Einrichtung von Krankenhäusern (KHR-Krankenhaus-Richtlinien); Hessen. Januar 1996
- [28] Richtlinie über bauaufsichtliche Anforderungen an Schulen (Schulbau-Richtlinie). September 1999
- [29] Kordina, K; Meyer-Ottens, C. und Scheer, C.: *Holz Brandschutz Handbuch*. 2. Aufl., Verlag Ernst & Sohn, Berlin. 1995
- [30] Meyn, W., Peter, M, Scheer, C, und Winter, S.: *Überführung in die EN-Fassung von Eurocode 5 Teil 1-2 (Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten – Allgemeine Regeln: Bemessung für den Brandfall) – Überprüfung des Sicherheitsniveaus*. Forschungsbericht im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik e.V. (DIBt), Februar 2005.
- [31] Peter, M.: *Numerische Tragfähigkeitsermittlung von Holzbauteilen im Brandfall unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens*. Dissertation, Institut für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Berlin. 2003
- [32] Peter, M.: *Rechnerische Nachweisverfahren für den Feuerwiderstand von Holzbauteilen und Verbindungen*. In: Tagungsband zur 10. DGfH Brandschutz-Tagung, Berlin, 18./19.02.2004.
- [33] Peter, M.: *Integration von Holzwerkstoffen in neue Regelungen zum Brandschutznachweis – Nachweis in Verbindung mit einer Kaltbemessung nach neuer DIN 1052*. In: bauen mit holz, Heft 5, Bruderverlag, 2005.
- [34] Scheer, C.; Knauf, Th. und Meyer-Ottens, C.: *Rechnerische Brandschutzbemessung unbedeckter Holzbauteile – Grundlage für DIN 4102 Teil 4 (Entwurf)*. Sonderdruck aus Bautechnik 69, Heft 4, Informationsdienst Holz. 1992
- [35] Scheer, C.: *Stand der nationalen Brandschutznormung*. In: Tagungsband zur 10. DGfH Brandschutz-Tagung, Berlin, 18./19.02.2004.
- [36] Winter, S.: *Umbruch nach Europa – Brandschutzbemessung und -klassifizierung nach neuen europäischen Regelungen*. In: Tagungsband zur 10. DGfH Brandschutz-Tagung, Berlin, 18./19.02.2004.

Dr.-Ing. Patricia Hamm

Saliterstraße 90
87616 Marktoberdorf
E-Mail: mail@patricia-hamm.de



- 1972 Geboren in Augsburg
- 1991 – 1996 Studium Bauingenieurwesen TU München
- 1996 – 1998 Tragwerksplanerin,
Häußler Planung GmbH, Kempten
- 1998 – 2005 Wissenschaftliche Assistentin,
FG Holzbau, TU München
- 2003 Promotion
- 2005 Beratende Ingenieurin,
Ingenieurbüro Patricia Hamm, Marktoberdorf

Schwingungen bei Decken und Brücken

Theoretische Prognose und praktische Analyse

A. Theorie

1. Einmassenschwinger und Eigenfrequenz

Das einfachste schwingungsfähige System ist der Einmassenschwinger (Bild 1).

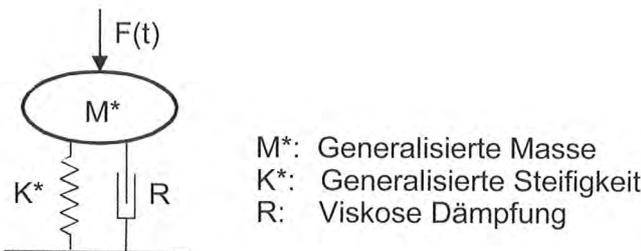


Bild 1: Einmassenschwinger

Jedes System hat eine (bei Mehrmassenschwingern mehrere) Frequenz(en), in der es aufgrund seiner physikalischen Gegebenheiten („am liebsten“) schwingt: die Eigenfrequenz f_e .

$$f_e = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K^*}{M^*}} \quad \left[\frac{1}{\text{sec}} \right] \quad (1)$$

Hierin ist ω die Kreisfrequenz mit:

$$\omega = 2\pi \cdot f_e \quad \left[\frac{\text{rad}}{\text{sec}} \right] \quad (2)$$

2. Dämpfung

Nach einer Impuls- oder Stoßanregung schwingt das System in seiner Eigenfrequenz. Je nach Dämpfung klingt die Schwingung mehr oder weniger schnell ab.

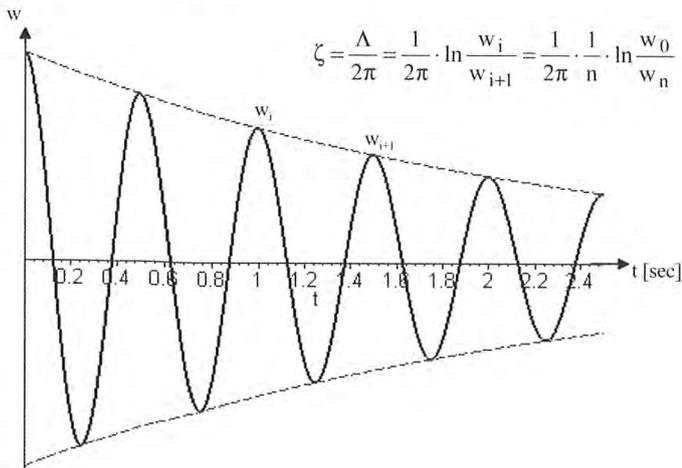


Bild 2: Ausschwingkurve für $\zeta = 3,5 \%$

Ist die Dämpfung gleich Null (praktisch nicht möglich), würde ein einmal ausgelenktes System beliebig lange mit gleich bleibender Amplitude weiter schwingen. Bei vorhandener Dämpfung geht die Schwingung auf Null zurück, vgl. Ausschwingkurve (Bild 2). Das logarithmische Dämpfungsdekrement Λ ist ein Maß für das Verhältnis zweier aufeinander folgender Amplituden w_i, w_{i+1} (nach (3)). Der Zusammenhang zwischen logarithmischem Dämpfungsdekrement und Lehr'schem Dämpfungsmaß ζ ist in (4) gegeben.

$$\Lambda = \ln \frac{w_i}{w_{i+1}} = \frac{1}{n} \cdot \ln \frac{w_i}{w_{i+1}} \quad (3)$$

$$\zeta = \frac{\Lambda}{\sqrt{4\pi^2 + \Lambda^2}} \approx \frac{\Lambda}{2\pi} \quad (\text{für kleine Dämpfungswerte}) \quad (4)$$

3. Erzwungene Schwingung

3.1 Allgemein

Bei einer periodischen Anregung $F(t)$ nach (5) mit der Erregerfrequenz f_a wird dem System eine Schwingung in der Erregerfrequenz aufgezwungen. Ist die Erregerfrequenz gleich der Eigenfrequenz (nach (9): $\eta = 1$) werden die Schwingungsamplituden $w_{0, \text{dyn}}$ maximal, man spricht von Resonanz.

Die Vergrößerungsfunktion (nach (8) und Bild 3) ist der Faktor, um den die dynamische Auslenkung $w_{0, \text{dyn}}$ größer ist als die statische Auslenkung w_{stat} (nach (7)).

Der Winkel α ist die Phasenverschiebung (Bild 3), um die die Antwort der Anregung hinterher läuft.

Erregerkraft $F(t) = F_0 \cdot \sin(2\pi \cdot f_a \cdot t) \quad (5)$

Schwingungsantwort $w(t) = \frac{F_0}{K^*} \cdot V(\eta) \cdot \sin(2\pi \cdot f_a \cdot t - \alpha) \quad (6)$
 $= w_0 \cdot \sin(2\pi \cdot f_a \cdot t - \alpha)$

Schwingungsamplitude $w_{(0)} = \frac{F_0}{K^*} \cdot V(\eta) = w_{\text{stat}} \cdot V(\eta) \quad (7)$

Vergrößerungsfunktion $V(\eta) = \frac{1}{\sqrt{(1-\eta^2)^2 + (2 \cdot \zeta \cdot \eta)^2}} = \frac{w_{0, \text{dyn}}}{w_{\text{stat}}} \quad (8)$

Frequenzverhältnis $\eta = \frac{f_a}{f_e} \quad (9)$

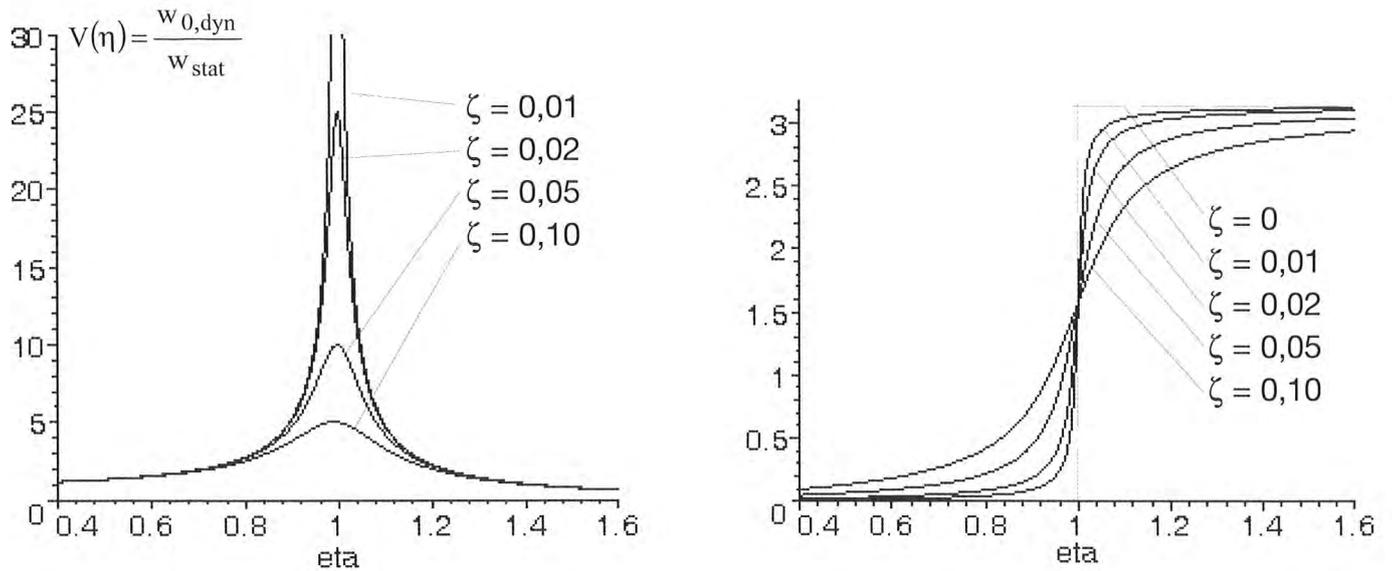


Bild 3: Vergrößerungsfunktion $V(\eta)$ und Phasenverschiebung $\alpha(\eta)$ in Abhängigkeit von $\eta(\eta_{sta})$

3.2 Periodische Anregung durch Personen

Personen geben beim Gehen, Laufen, Hüpfen, Tanzen etc. periodisch Kräfte auf den Untergrund ab. Die Kraft lässt sich gut als Fourierreihe, d.h. als Summe mehrerer harmonischer Anteile mit i -facher Schrittfrequenz f_s darstellen.

$$F_i(t) = F_0 \cdot (1 + \sum \alpha_i \cdot \sin(2\pi \cdot i \cdot f_s \cdot t - \varphi_i)) \quad (10)$$

F_0 ist das Eigengewicht der Person. Es wird üblicherweise mit 700 N angesetzt.

Werte für übliche Schrittfrequenzen f_s , Fourierkoeffizienten α_i und Phasenverschiebungen φ_i sind in *Tabelle 1* gegeben, vgl. [Bachmann].

Bild 4 zeigt die Kraftverläufe beim Gehen und Laufen.

Tabelle 1: Schrittfrequenzen, Fourierkoeffizienten und Phasenverschiebung

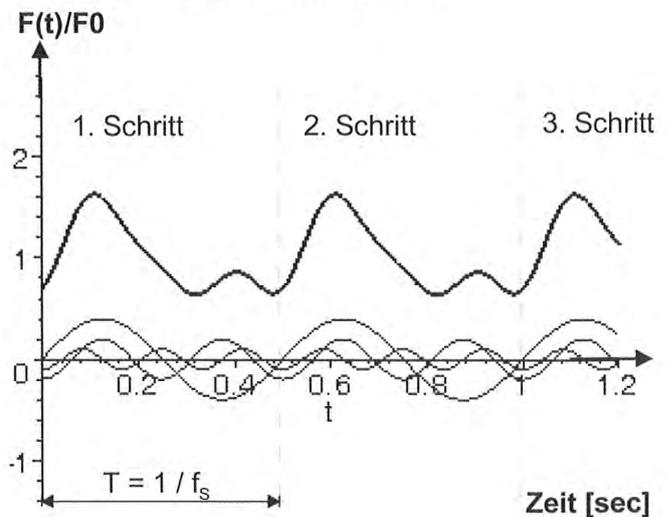
	Frequenz Hz	Fourierkoeffizienten			Phasenverschiebung		
		α_1	α_2	α_3	φ_1	φ_2	φ_3
Gehen							
vertikal	1,5 bis 2,5	0,4	0,2	0,1	0	$\pi/2$	$\pi/2$
horizontal		0,1	0,1				
Laufen	2,5 bis 3,5	1,3	0,4	0,1	0	$\pi/2$	$\pi/2$
Hüpfen	2,0 bis 3,0	1,8	1,3	0,8			
Tanzen	2,0 bis 3,0	0,5	0,15	0,15			

B. Wohnungsdecken aus Holz

1. DIN 1052: 2004–08, Absatz 9.3 „Schwingungsnachweis“

„Bei Decken unter Wohnräumen sollten, um Unbehagen verursachende Schwingungen zu vermeiden, die am ideellen Einfeldträger ermittelten Durchbiegungen $w_{G,inst} + \psi_2 \cdot w_{Q,inst}$ aus ständiger und quasi-ständiger Einwirkung auf 6 mm begrenzt werden. ...“ Zitat aus [DIN 1052:2004], Abs. 9.3.

Gehen mit 2,0 Hz



Laufen mit 3,0 Hz

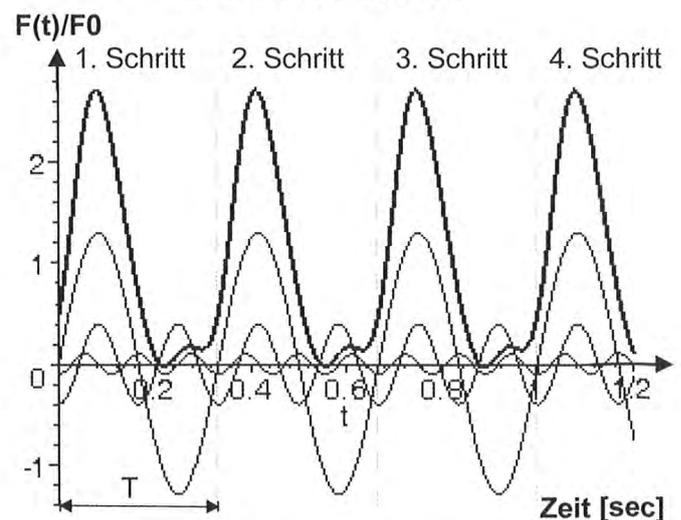


Bild 4: Kraftverlauf der ersten drei harmonischen Anteile (dünne Linien) und deren Summe (dicke Linie) für Gehen und Laufen

Diese Durchbiegungsbegrenzung ist unabhängig von der Spannweite, weil der Hintergrund eine Frequenzbegrenzung auf mind. 8 Hz nur unter Eigenlast [EC5] bzw. 7,2 Hz unter Eigenlast und quasi-ständigem Verkehrslastanteil darstellt.

2. Zusammenhang Durchbiegung – Eigenfrequenz

Im Folgenden gilt:

Ständige und quasi-ständige Einwirkung: $q_{perm} = g + \psi_2 \cdot p$

Durchbiegung unter ständiger und quasi-ständiger Einwirkung:

$$w_{perm} = w_{G,inst} + \psi_2 \cdot w_{Q,inst}$$

Eigenfrequenz unter ständiger und quasi-ständiger Einwirkung:

$$f_e = f_{e,perm}$$

2.1 Einfeldträger

Die Eigenfrequenz eines Einfeldträgers berechnet sich wie folgt:

$$f_e = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (11)$$

EI : Biegesteifigkeit des Trägers;

m : ständige und quasi-ständige Massebelegung des Trägers,

$$m = q_{perm} / (9,81 \text{ m/s}^2)$$

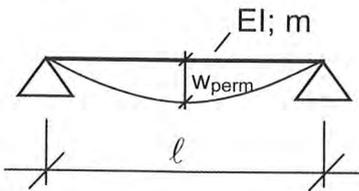


Bild 5: Bezeichnungen beim Einfeldträger

Die Durchbiegung des Einfeldträgers unter Gleichstreckenlast lautet:

$$w_{perm} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{perm} \cdot l^4}{EI} \rightarrow \frac{1}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} = \sqrt{\frac{5 \cdot 9,81}{384 \cdot w_{perm}}} \quad (12)$$

Nach Einsetzen und Umformen erhält man die bekannte Gleichung [Erläuterungen]:

$$f_e = \frac{0,56}{\sqrt{w_{perm} [\text{m}]}} = \frac{5}{\sqrt{0,8 \cdot w_{perm} [\text{cm}]}} \quad (13)$$

Damit gilt für den Einfeldträger folgender Zusammenhang zwischen Durchbiegung w_{perm} und Eigenfrequenz $f_{e,perm}$.

Weil die Durchbiegungsbegrenzung nach [DIN 1052:2004] unabhängig von der Spannweite ist, bedeutet sie für den Einfeldträger mit großer Spannweite eine Verschärfung gegenüber der bisherigen Regelung mit $w_{(q)} \leq l / 300$.

Tabelle 2: Zusammenhang zwischen Durchbiegung w_{perm} und Eigenfrequenz $f_{e,perm}$ beim Einfeldträger.

w_{perm} [mm]	$f_{e,perm}$ [Hz]
9 mm	6,0 Hz
6 mm	7,2 Hz
5 mm	8,0 Hz

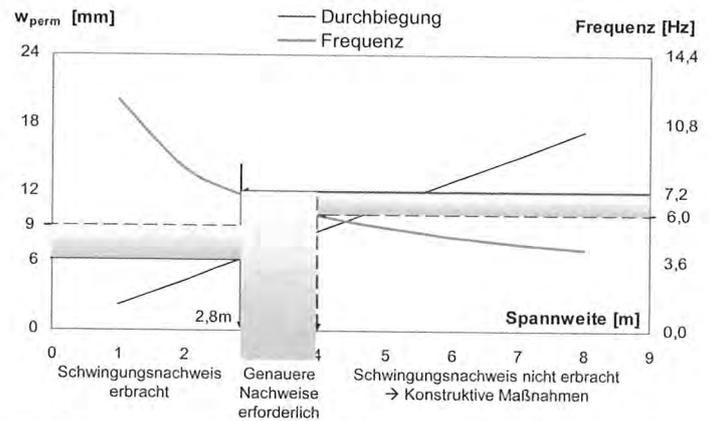


Bild 6: Zusammenhang zwischen der Spannweite eines Einfeldträgers und der Durchbiegung w_{perm} (umgerechnet auf w_{perm}) sowie der Eigenfrequenz des Trägers unter ständiger und quasi-ständiger Einwirkung

Bild 6 zeigt den Zusammenhang unter folgenden Annahmen:

$$q = g + p; \quad g : p = 1:1; \quad \psi_2 = 0,3$$

$$\rightarrow q_{perm} = g + 0,3 \cdot p = 0,65 \cdot q$$

$$\rightarrow w_{perm} = 0,65 \cdot w_{(q)} \leq 0,65 \cdot l/300$$

Bild 6 verdeutlicht, dass die Durchbiegungsbegrenzung $w_{perm} \leq 6$ mm für den Schwingungsnachweis nach [DIN 1052:2004] bei Einfeldträgern ab 2,8 m Spannweite genauere Nachweise (schraffierter Bereich) und ab 4 m Spannweite konstruktive Maßnahmen, z. B. höhere Querschnitte erfordert.

2.2 Einfeldträger – Mehrfeldträger

Für den Nachweis der Durchbiegungsbegrenzung beim Mehrfeldträger wird die ständige und quasi-ständige Einwirkung (nur) auf das längste Feld aufgebracht. Die Durchbiegung w_{perm} wird für die größte Feldweite unter Berücksichtigung der Einspannwirkung der Nachbarfelder berechnet.

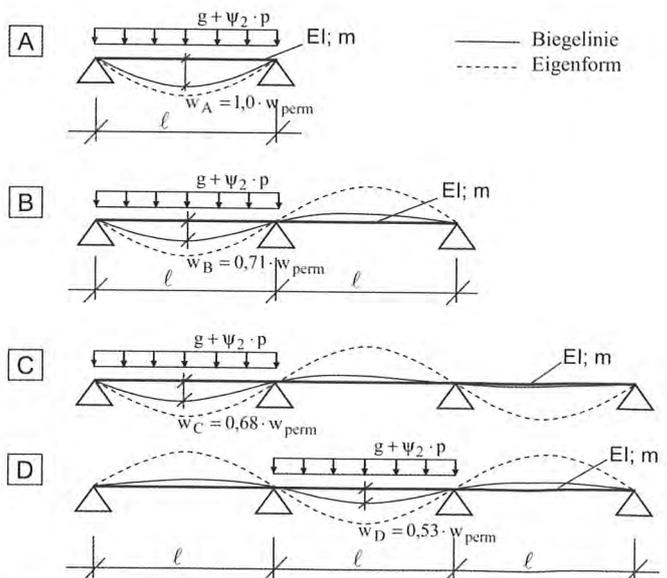


Bild 7: Beispiele für Träger mit gleicher Eigenfrequenz ($f_A = f_B = f_C = f_D$) und unterschiedlichem w_{perm}

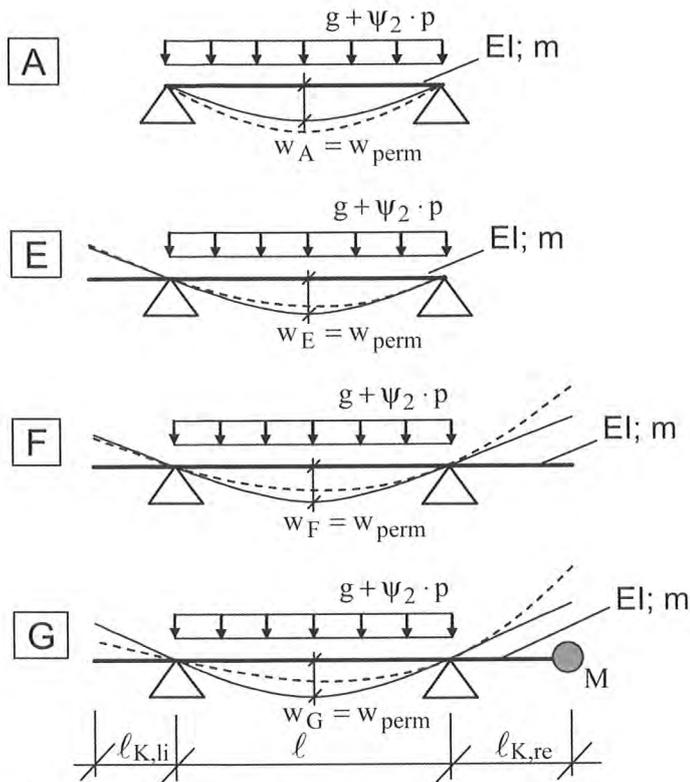


Bild 8: Beispiele für Träger mit gleichem w_{perm} und unterschiedlicher Eigenfrequenz; $f_A > f_E > f_F > f_G$.

Bei Mehrfeldträgern ist der Zusammenhang Durchbiegung – Eigenfrequenz wie nach (13) für den Einfeldträger nicht gültig. *Bilder 7 und 8* zeigen Beispiele für Träger mit unterschiedlichem w_{perm} bei gleicher Eigenfrequenz bzw. mit unterschiedlicher Eigenfrequenz bei gleichem w_{perm} .

In *Bild 7* sind Einfeld-, Zweifeld- und Dreifeldträger gezeigt. Sind die Biegesteifigkeit EI , die Masse m sowie die Spannweiten l bei allen Systemen gleich, so haben alle Systeme die gleiche erste Eigenfrequenz. Die Durchbiegung w_{perm} ist beim Einfeldträger größer als beim Zweifeldträger, bei diesem größer als beim Dreifeldträger. Werden der Zweifeld- oder Dreifeldträger nach der Durchbiegungsbegrenzung $w_{perm} \leq 6 \text{ mm}$ dimensioniert, sind deren Eigenfrequenzen $f_{c,perm}$ kleiner als 7,2 Hz.

Dies wird in Kauf genommen, da die mitschwingenden Massen dieser Systeme größer sind als beim Einfeldträger und deswegen die Schwingungsamplituden kleiner, das Schwingungsverhalten günstiger.

Für die mitschwingenden Massen M^* der in *Bild 7* gezeigten Systeme gilt:

$$M_A^* = 0,5 \cdot m \cdot l; \quad M_B^* = 2 \cdot M_A^* \quad \text{und} \quad M_C^* = M_D^* = 3 \cdot M_A^*$$

Hinweis: Dieser Zusammenhang gilt nur bei Trägern mit gleichen Spannweiten und gleicher Massebelegung in allen Feldern.

Die in *Bild 8* gezeigten Systeme verhalten sich ähnlich: Werden die Systeme E, F, und G auf eine Durchbiegungsbegrenzung von $w_{perm} \leq 6 \text{ mm}$ bemessen, so sind die Eigenfrequenzen f_E, f_F und f_G kleiner als 7,2 Hz. Das liegt daran, dass die Kragarme und Zusatzmassen bei der

Berechnung von w_{perm} nicht eingehen, sich bei der Berechnung der Eigenfrequenzen jedoch (ungünstig) auswirken.

2.3 Einfeldträger mit Kragarm – Zweifeldträger

Ein Einfeldträger mit Kragarm hat eine kleinere Eigenfrequenz als derselbe Einfeldträger ohne Kragarm. Wird am freien Kragarmende ein Auflager angebracht, so erhöht sich die Eigenfrequenz des jetzt Zweifeldträgers auf $f_{c,Zweifeld} > f_{c,Einfeld} > f_{c,Kragarm}$ (siehe *Bilder 9 und 10*).

Für den in *Bild 9* dargestellten Fall $l = 2l_K$ erhöht sich die Eigenfrequenz des Einfeldträgers mit Kragarm zum Zweifeldträger um Faktor 2,0, mit:

$$f_{c,Zweifeld} = k_{Zweifeld} \cdot f_{c,Einfeld} \tag{15a}$$

$$f_{c,Kragarm} = k_{Kragarm} \cdot f_{c,Einfeld} \tag{15b}$$

$k_{...}$ = Beiwerte nach *Bild 10*

$$f_{c,Einfeld} = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \tag{11}$$

Damit gilt für :

$$\frac{f_{c,Zweifeld}}{f_{c,Kragarm}} = \frac{1,28 \cdot f_{c,Einfeld}}{0,64 \cdot f_{c,Einfeld}} = 2$$

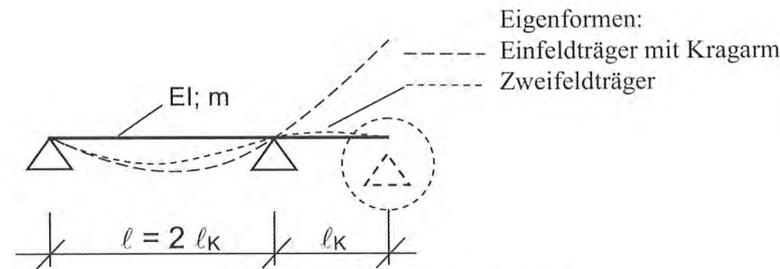


Bild 9: Vom Einfeldträger mit Kragarm zum Zweifeldträger

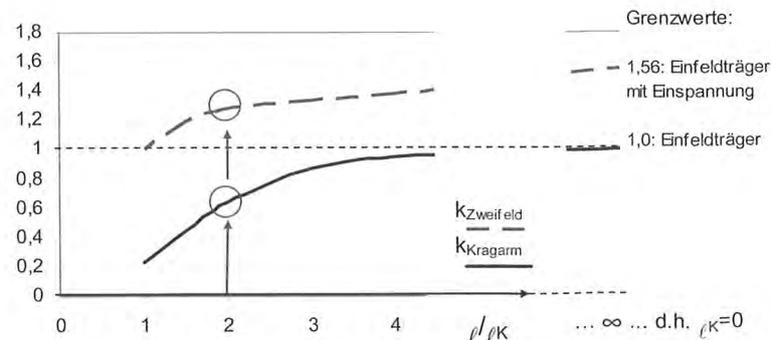


Bild 10: Beiwerte zur Berechnung der ersten Eigenfrequenz von Zweifeldträgern mit unterschiedlichen Stützweiten ($k_{Zweifeld}$) und Einfeldträgern mit Kragarm ($k_{Kragarm}$)

2.4. Mindestbiegesteifigkeit für Unter- und Überzüge

Mit einem zusätzlichen Auflager kann die Eigenfrequenz eines Systems erhöht werden, das zeigen die *Bilder 9 und 10* am Beispiel des Einfeldträgers mit Kragarm. Selbstverständlich gilt das auch für einen Einfeldträger, der durch ein zusätzliches Auflager in Feldmitte zum

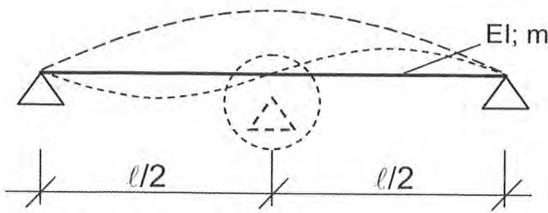


Bild 11: Vom Einfeldträger zum Zweifeldträger

Zweifeldträger wird (Bild 11). Seine Eigenfrequenz erhöht sich durch Halbierung der Spannweite um Faktor 4.

Die entscheidende Frage ist: Wann kann ein Unterzug rechnerisch als Auflager angesetzt werden?

Die sauberste Methode ist, das System als Flächenrost mit einem FE-Programm zu berechnen. Die so berechnete Eigenfrequenz trifft die in der Realität vorhandene am besten.

Die zweite Möglichkeit, die Eigenfrequenz zu berechnen, ist, das „Zwischenaufleger“ als Senkfeder anzusehen und den Träger zweidimensional zu rechnen. Dazu können entweder ein FE-Programm oder Tabellenwerke, z. B. [Petersen] verwendet werden.

Der dritte und schnellste Weg ist, die Steifigkeitsanforderung nach [Mohr] einzuhalten. In [Mohr] wird eine maximale Durchbiegung des Unter-/Überzugs von 0,25 mm bei einer Einzellast von 1 kN gefordert. Zusätzlich sollte für den Unter-/Überzug die Frequenz- bzw. Durchbiegungsbegrenzung eingehalten sein: Eigenfrequenz $f_{e,perm} \geq 7,2$ Hz bzw. Durchbiegung $w_{perm} \leq 6,0$ mm.

3. Genauere Nachweise für Decken unter Wohnräumen nach den Erläuterungen

Was ist zu tun, wenn die Durchbiegungsbegrenzung nach [DIN 1052:2004] $w_{perm} \leq 6,0$ mm nicht eingehalten wird? Für diesen Fall enthalten die [Erläuterungen] eine Zusammenstellung von genaueren Nachweisverfahren.

Folgende drei Nachweise, in [Erläuterungen] „besondere Untersuchung“ genannt, sollten nach [Kreuzinger/Hamm/Mohr] erfüllt sein:

Tabelle 3: Zuordnung von Steifigkeit und Schwingungsanfälligkeit nach [Mohr] und Anwendungs-Empfehlungen

Steifigkeit	Schwingungsanfälligkeit	Anwendung
$W_{(1kN)} = 1,0$ mm	schwingungsanfällig	Einfeldträger mit geringen Anforderungen
$W_{(1kN)} = 0,5$ mm	leicht schwingungsanfällig	Einfeldträger mit höheren, Durchlaufträger mit geringen Anforderungen
$W_{(1kN)} = 0,25$ mm	nicht schwingungsanfällig	Durchlaufträger mit höheren Anforderungen

3.1 Frequenzanforderung: $f_{e,perm} \geq 6,0$ Hz

Eine Eigenfrequenz $f_{e,perm}$ von mind. 6,0 Hz sollte gegeben sein. Das entspricht einer Durchbiegungsbegrenzung von $w_{perm} \leq 9$ mm, (vgl. Tab. 2 und Bild 6).

3.2 Steifigkeitsanforderung: $w_{(1kN)} \leq 0,25 \dots 0,5 \dots 1,0$ mm

Nach [Mohr] ist die Steifigkeit der Decke maßgebend für deren Schwingungsanfälligkeit.

Er drückt die Steifigkeit als Durchbiegung unter einer Einzellast von 1 kN in Feldmitte aus und ordnet die Steifigkeit und Schwingungsanfälligkeit von Decken folgendermaßen zu Tab. 3.

Zur Anwendung des Steifigkeitskriteriums werden für Durchlaufträger höhere Steifigkeiten empfohlen als für Einfeldträger. Das liegt daran, dass bei Durchlaufsystemen Schwingungen vom Feld mit der Anregung in die Nachbarfelder übertragen werden können. Wenn Störungen in den Nachbarfeldern aufgrund der Schwingungsübertragung möglich sind, sollten die strengeren Werte eingehalten werden.

3.3. Resonanzuntersuchung: $a \leq 0,1$ m / s²

Die Schwingungsamplituden sind indirekt proportional zur mit-schwingenden Masse der Decke. Deshalb wird das Verhalten günstiger, je schwerer die Decke ist. Auch aus Schallschutzgründen sollte das Eigengewicht der Decke nicht zu gering sein.

Für die dynamische Berechnung der Schwingbeschleunigung wird von einer Eigenfrequenz der Decke zwischen 6 und 7,2 Hz ausgegangen. Bei einer Schrittfrequenz von 2 Hz tritt der Resonanzfall mit der dritten Harmonischen der Erregerkraft ein, (vgl. Tab. 1) und [Bachmann]. Die Formel zur Berechnung der Schwingbeschleunigung beim Einfeldträger lautet:

$$a = 0,4 \cdot \frac{\alpha_3 \cdot F_0}{M^* \cdot 2\zeta} = 0,4 \cdot \frac{0,1 \cdot 700}{M^* \cdot 2\zeta} = \frac{28}{\frac{1}{2} \cdot n \cdot \frac{1}{2} \cdot \ell \cdot m \cdot 2\zeta} = \frac{56}{n \cdot \ell \cdot m \cdot \zeta} \left[\frac{m}{s^2} \right] \quad (16)$$

n ist die Anzahl der Träger im Deckenfeld mit

$$n = \frac{\text{Breite Deckenfeld}}{\text{Trägerabstand}},$$

wobei maximal das 1,5-fache der Spannweite ℓ als Breite des Deckenfeldes angesetzt werden soll.

m ist die ständige und quasi-ständige Massebelegung eines Trägers.

ζ ist das Lehr'sche Dämpfungsmaß der Decke nach Tab. 4.

Tabelle 4: Dämpfungswerte für Holzdecken nach [Erläuterungen]

System der Holzdecke	Lehr'sches Dämpfungsmaß ζ
(Holz-)Decken ohne schwimmenden Estrich	1,0 %
Decken aus verleimten Brettstapelelementen mit schwimmendem Estrich	2,0 %
Holzbalkendecken und mechanisch verbundene Brettstapeldecken mit schwimmendem Estrich	3,0 %

4. Entscheidung beim Bauherrn

Bei der Steifigkeitsanforderung sind Grenzwerte für geringe und höhere Anforderungen angegeben. Eine höhere Steifigkeit kann entweder durch zusätzliche Auflager oder durch höhere Querschnitte erreicht werden, d. h. in den meisten Fällen durch höhere Baukosten.

Diese Mehrkosten sind vom Bauherrn zu tragen. Konsequenterweise sollte dann die Entscheidung, welche Anforderungen seine Decke erfüllen soll, beim Bauherrn liegen.

In der Schweiz gibt es das Prinzip der Anforderungsklassen. Mit der in der Norm SIA 260 festgelegten „Nutzungsvereinbarung“ haben Planer und Bauherr ein Instrument für die „Beschreibung der Nutzungs- und Schutzziele der Bauherrschaft sowie der grundlegenden Bedingungen, Anforderungen und Vorschriften für die Projektierung, Ausführung und Nutzung eines Bauwerks. ... Anhand dieses Denkens in Komfort- bzw. Anforderungsklassen können die Auswirkungen der Variation von Grenzwerten (z. B. Raumtemperatur im Sommer) in technischer und finanzieller Hinsicht klar und transparent aufgezeigt werden.“ Zitat aus [Steiger].

Selbstverständlich sind die Grenzwerte für die Nachweise der Tragfähigkeit absolute Werte und zwingend einzuhalten. Die Anforderungen jedes einzelnen Nutzers an die Gebrauchstauglichkeit streuen jedoch (stark). Hier spielt die subjektive Größe „Behaglichkeit“ eine große Rolle.

Auch bei der Behaglichkeit bezüglich Schwingungen von Decken wurden große Streuungen festgestellt. Manche Nutzer beispielsweise schätzen es, eine „weiche“ Decke zu haben, andere Nutzer sind mit einer Decke unzufrieden, die alle hier beschriebenen Anforderungen einhält.

Dem Nutzer (=Bauherrn) allein die Wahl zu lassen, wie der Schwingungsnachweis geführt werden soll, erscheint allerdings schwierig. Da sich der normale Bauherr nur wenig unter z. B. „Steifigkeitsanforderung“ oder Schwingbeschleunigung von $0,1 \text{ m/s}^2$ vorstellen kann und stets die Gesamtanforderungen an die Decke (z. B. Schall-, Trittschall- und Wärmeschutz) betrachtet werden müssen, ist hier die beratende Tätigkeit des Ingenieurs gefragt.

Deswegen sollten nach Ansicht der Autorin die Grenzwerte so festgelegt werden, dass sie den Ansprüchen eines „mittleren“ Benutzers genügen, mit der Option auf höhere Anforderungen, wie sie hier bei der Steifigkeitsanforderung beschrieben wurden.

Sehr wichtig ist in diesem Zusammenhang, dass der Bauherr darüber informiert wird,

- dass eine Holzdecke „lebt“ und somit keine steife, starre Decke ist,
- dass „selbst bei erfolgreichen Nachweisen ein leichtes Vibrieren nicht ganz ausgeschlossen werden kann“ (Zitat aus [Erläuterungen]) und Schwingungen für empfindliche Personen spürbar sein können,
- dass dieses Vibrieren in keinsten Weise die Tragfähigkeit des Gebäudes einschränkt.

5. Beispiel für den Schwingungsnachweis von Wohnungsdecken

Holz-Beton-Verbunddecke mit Brettstapel nach [Kreuzinger/Hamm1]:

Einfeldträger mit:

$$\ell = 6,3 \text{ m}, b = 10 \text{ m}, EI_{\text{eff, längs}} = 16,5 \text{ MNm}^2/\text{m}, EI_{\text{quer}} = 1,28 \text{ MNm}^2/\text{m}, \zeta = 0,02 = 2,0 \%$$

gedachter Trägerabstand: 1,0 m,

$$q_{\text{perm}} = g + \psi_2 \cdot p = 5,53 + 0,3 \cdot 1,5 = 5,98 \text{ kN/m}^2,$$

$$m_{\text{perm}} = 5,98 / 9,81 \cdot 1000 = 610 \text{ kg/m}^2$$

Die Durchbiegung unter ständiger und quasi-ständiger Einwirkung ist größer als 6 mm, d. h. ein genauerer Nachweis, besondere Untersuchungen sind erforderlich.

$$w_{\text{perm}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{perm}} \cdot \ell^4}{EI} = 7,43 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad (5.1)$$

1. Eigenfrequenz:

Die Eigenfrequenz ist kleiner als 7,2 Hz, aber größer als 6 Hz.

$$f_{e,\text{perm}} = \frac{5}{\sqrt{0,8 \cdot w_{\text{perm}}}} = 6,5 \text{ Hz} \quad \text{vgl. (13) (5.2)}$$

2. Steifigkeit:

$$w_{(1 \text{ kN})\text{Balken}} = \frac{1}{48} \cdot \frac{1 \text{ kN} \cdot \ell^3}{EI} = 0,32 \cdot 10^{-3} \text{ m} \leq 0,5 \text{ mm} \quad (5.3)$$

$$w_{(1 \text{ kN})\text{Platte}} = \frac{1}{48} \cdot \frac{1 \text{ kN} \cdot \ell^3}{EI} \cdot \frac{1,1}{\ell} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI_{\text{eff, längs}}}{EI_{\text{quer}}}} = 0,10 \cdot 10^{-3} \text{ m} \leq 0,5 \text{ mm} \quad [\text{Erläuterungen}] (5.4)$$

3. Beschleunigung bei Resonanz:

$$a_{\text{Balken}} = \frac{28}{\ell \cdot m_{\text{perm}} \cdot \zeta} = 0,36 \text{ m/s}^2 \leq 0,1 \text{ m/s}^2 \quad \text{vgl. (16) (5.5)}$$

$$a_{\text{Platte}} = \frac{56}{n \cdot \ell \cdot m_{\text{perm}} \cdot \zeta} = 0,08 \text{ m/s}^2 \geq 0,1 \text{ m/s}^2$$

Zur Berechnung der mitschwingenden Masse im Deckenfeld geht die Breite des Deckenfeldes ein. Hierfür sollte höchstens die 1,5-fache Spannweite eingesetzt werden.

Da die Deckenfeldbreite mit 10 m größer ist als $1,5 \cdot 6,3 \text{ m} = 9,45 \text{ m}$, wird letzterer Wert als Deckenfeldbreite verwendet. Die Anzahl der (gedanklich) berücksichtigten Träger n ist dann: $9,45/1,0 = 9,45$.

Weitere Bemessungsbeispiele sind zu finden in

[Erläuterungen], [Kreuzinger/Hamm1], [Mohr], [Mohr bhm]

6. Bemessungshilfe

Der Schwingungsnachweis für den Einfeldträger ist einfach und leicht durchzuführen. Die „genaueren Nachweise“ des Schwingungsnachweises für Mehrfeldträger gehen nicht mehr so leicht von der Hand.

Deshalb wurde – dank Anregung und finanzieller Unterstützung der Bauer Holzbau GmbH, Satteldorf-Gröningen – eine Bemessungshilfe programmiert.

Für Einfeld-, Zweifeld- und Dreifeldträger mit und ohne Kragarm und Einzelmassen werden

- die Durchbiegung w_{perm} ,
- die Eigenfrequenz $f_{e,perm}$,
- die Steifigkeit in Form von $w_{(1kN)}$,
- die Beschleunigung a

berechnet und mit den Grenzwerten für Decken unter Wohnräumen verglichen.

Die Bemessungshilfe wird als Zusatzmodul in das Programm „HoB.Ex, Excel-Bemessung DIN 1052 – neu“ aufgenommen werden.

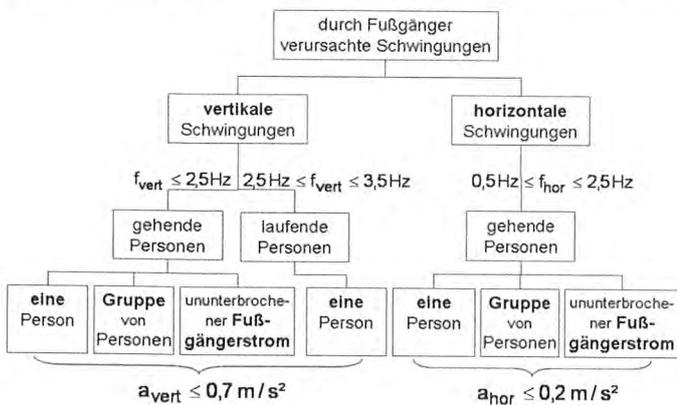


Bild 12: Nachweis der von Fußgängern verursachten Schwingungen nach [EDIN 1074]

Tabelle 5: Grenzwerte der Beschleunigungen

	Richtung der Bewegung	Beschleunigung m/s ²
1	lotrecht	0,7
2	horizontal	0,2

C. Fußgängerbrücken aus Holz

1. E DIN 1074: 2005-02, Absatz 9.3.1 „Von Fußgängern verursachte Schwingungen“

„Kriterien für das Wohlbefinden gibt EN 1990/pr/A1:2004 an. Empfohlene Grenzwerte der Beschleunigungen sind in *Tabelle 5* angegeben.

... Ein vereinfachtes Verfahren für gelenkig gelagerte Einfeldträger ist in Anhang B gegeben.“ Zitat aus [EDIN 1074], Absatz 9.3.

1.1 Nachweisverfahren

Das Nachweisverfahren in [EDIN 1074] berücksichtigt sowohl gehende als auch laufende Personen in unterschiedlicher Anzahl. *Bild 12* zeigt das Vorgehen.

In [EDIN 1074] Abs. 9.3.1 (3) heißt es weiter:

„Für Geh- und Radwegbrücken mit Spannweiten $l \leq 12$ m darf ein Schwingungsnachweis entfallen.“

1.2 Zusammenhang Durchbiegung – Eigenfrequenz

Die aus [DIN 1074] bekannte Durchbiegungsbegrenzung unter Verkehrslast (nach (17)) ist in [EDIN 1074] übernommen worden. Sie stellt indirekt eine Art Mindestfrequenz dar.

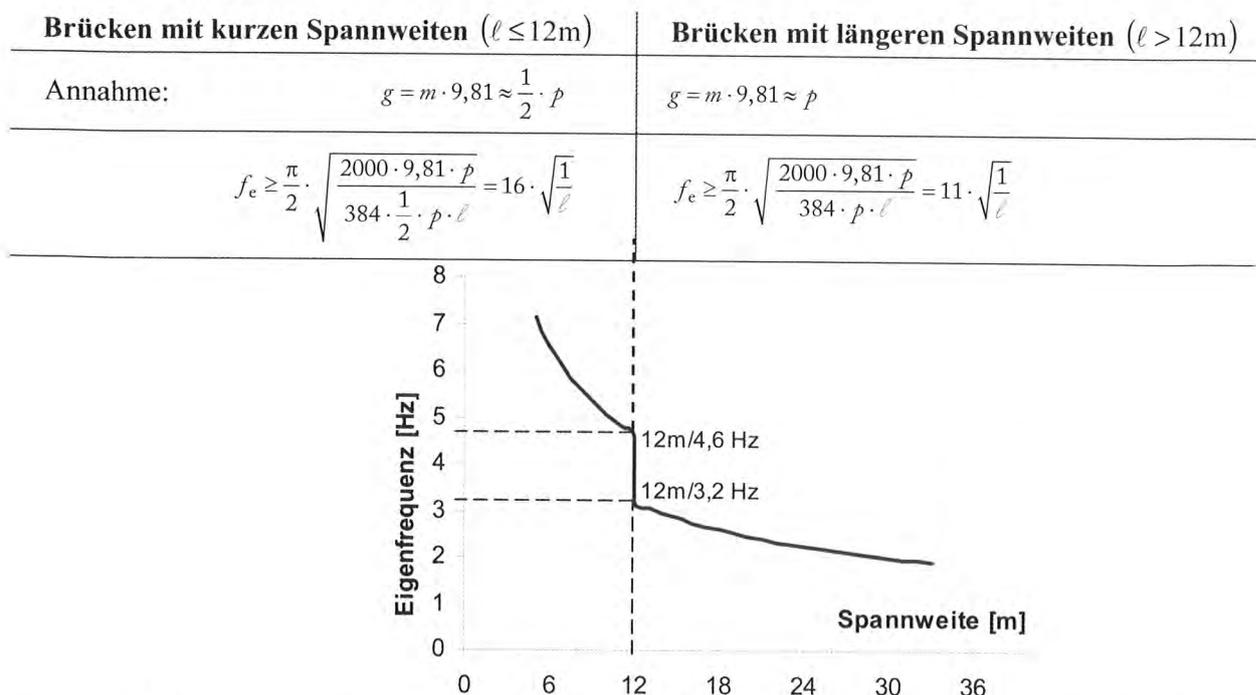


Bild 13: Zusammenhang zwischen Durchbiegungsbegrenzung unter Verkehrslast, $w_{0,inst} \leq l/400$ und der Eigenfrequenz beim Einfeldträger mit $g = 1/2 p$ bzw. $g = p$

Durchbiegung unter der Verkehrslast p :

$$w_{Q_{inst}} \leq \frac{\ell}{400} \quad (17)$$

Im Fall eines Einfeldträgers bedeutet dies:

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot \ell^4}{EI} \leq \frac{\ell}{400} \quad \text{und} \quad \frac{EI}{\ell^4} \geq \frac{5 \cdot 400}{384} \cdot \frac{p}{\ell} \quad (17a)$$

Übertragen auf die Eigenfrequenz des Einfeldträgers:

$$f_e = \frac{\pi}{2 \cdot \ell^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (11)$$

und unter vereinfachten Annahmen für das Verhältnis g/p lässt sich für den Einfeldträger folgender Zusammenhang zeigen (siehe Bild 13):

Bei Einhaltung der Durchbiegungsbegrenzung wird – je nach Verhältnis von Eigenlast zu Verkehrslast – eine Eigenfrequenz des Einfeldträgers mit Spannweite 12 m von 3,2 Hz bis 4,6 Hz sichergestellt.

Nach Tab. 1 sind übliche Schrittfrequenzen für Gehen zwischen 1,5 und 2,5 Hz und für Laufen zwischen 2,5 und 3,5 Hz. Resonanz mit der Schrittfrequenz kann – je nach Verhältnis von Eigenlast zu Verkehrslast – bei kurzen Brücken und Einhaltung des Durchbiegungskriteriums so gut wie ausgeschlossen werden.

Die Messergebnisse wurden mit den Berechnungsergebnissen nach [E DIN 1074] verglichen. Eine Gegenüberstellung findet sich in Bild 14. Die Ergebnisse passen – je nach System und Eigenfrequenz – gut zusammen.

Horizontal sind die gemessenen Eigenfrequenzen der Brücken angetragen, vertikal die infolge eines Fußgängers in Resonanz mit der Brücke hervorgerufenen Brückenbeschleunigungen, als Berechnungs- und Messergebnis.

Bei Brückeneigenfrequenzen um ca. 4 Hz ist Laufen in Resonanz sehr schwierig. Die Werte sind nicht maßgebend und deshalb im Diagramm hell dargestellt.

Bei üblichen Schrittfrequenzen stimmen die Werte bei den meisten Brücken, überwiegend Einfeld- oder Durchlaufträger, gut überein (Balken ohne Füllung); wenn nicht, handelt es sich um ab- oder unterspannte Systeme (Balken in Grau und beschriftet).

2.1 Einfeld- und Durchlaufträger

Auf Grundlage der guten Ergebnisse für Einfeld- oder Durchlaufträger konnte dem Brückenplaner in [Kreuzinger, Hamm 2] ein Vorschlag für die Vorgehensweise bei solchen Systemen gegeben werden.

2.2 Schrägseilbrücken

Wie in Bild 14 zu erkennen ist, ist es bei Schrägseil- oder unterspannten Brücken komplizierter, das dynamische Verhalten zu berechnen. Besonders interessieren die Eigenformen mit zugehörigen Eigenfrequenzen und die Beschleunigungen infolge von Fußgängern und Läufern.

Mit FE-Programmen lassen sich die Eigenformen und Eigenfrequenzen des Brückendecks fast immer ausreichend genau berechnen. Die Berechnung der Beschleunigung infolge Fußgängerverkehrs trifft

2. Erfahrungen

Am Fachgebiet Holzbau, TU München wurden Schwingungsmessungen an mehr als 20 Fußgängerbrücken durchgeführt. Dabei wurden sowohl die Dämpfungswerte der Brücken als auch die Beschleunigungswerte infolge von Fußgängern in Resonanz gemessen (vgl. [Hamm]).

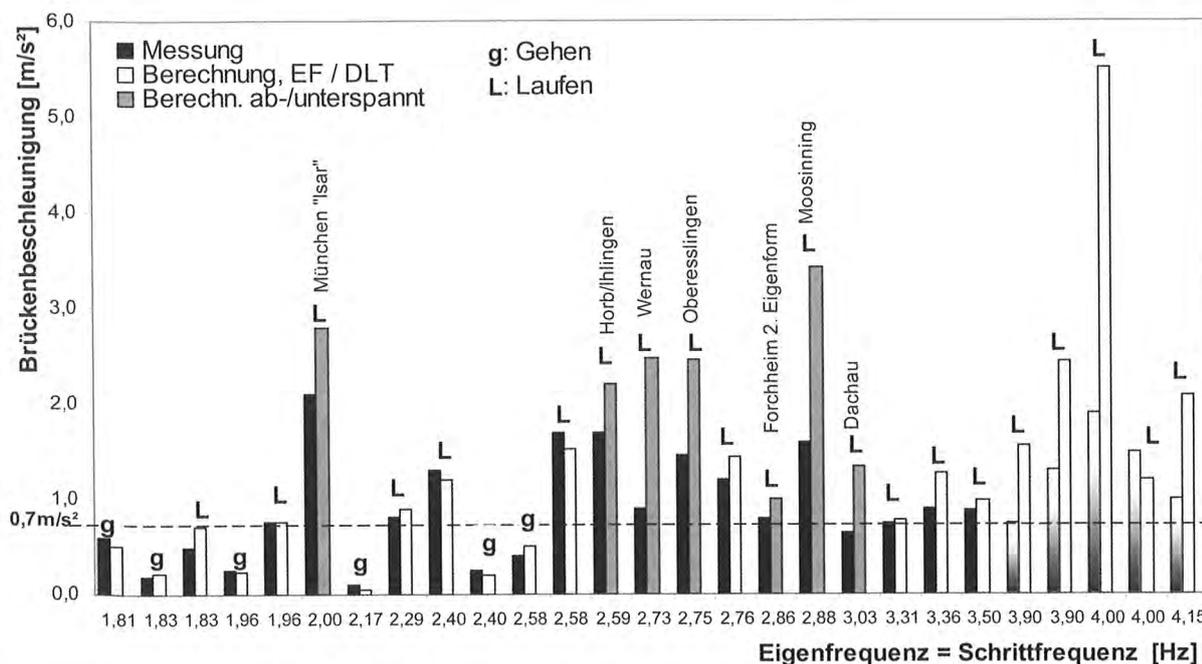


Bild 14: Zusammenstellung der Ergebnisse der am FG Holzbau, TU München, durchgeführten Berechnungen und Messungen an Fußgängerbrücken mit einem Fußgänger in Resonanz.

Tabelle 6: Zusammenhang zwischen statischem System der Fußgängerbrücken aus Holz und dem Lehr'schen Dämpfungsmaß; entnommen aus [Hamm].

Statisches System der Brücke aus Holz	Lehr'sches Dämpfungsmaß ζ
Biegeträger-Brücke aus Brettschichtholz	1,20 %
Unterspannte Brücke	0,90 %
Fachwerkbrücke	0,80 %
Abgespannte Brücke mit kurzen Seilen	1,00 %
Abgespannte Brücke mit langen Seilen	0,30 %
Gussasphaltbelag	zusätzlich 0,30 %

die Messergebnisse nicht immer genau genug, siehe *Bild 14*. Nach Ansicht der Autorin sind für die Abweichung zwei „Unbekannte“ verantwortlich:

Erstens ist der Einfluss der Seile auf die Dämpfung der Brücke noch nicht ausreichend genau erforscht. Untersuchungen am FG Holzbau, TU München, ermöglichen eine Aussage über die Dämpfung von Holzbrücken abhängig von deren statischen Systemen. Bei einfacheren Systemen wie z. B. Einfeldträgern oder Fachwerkträgern ist die Zuordnung eindeutig. Bei Schrägseilbrücken wird unterschieden in solche mit kurzen und solche mit langen Seilen, wobei die Grenze von kurzen zu langen Seilen noch offen ist (*vgl. Tab. 6*).

Die zweite „Unbekannte“ ist der nicht-lineare Effekt des Zusammenwirkens der Seile und des Decks. Gerade bei langen Seilen mit niedrigen Eigenfrequenzen $f_{e,Seil}$ kann jedoch der Effekt der sog. **Parameterresonanz** eintreten (*vgl. Bild 15*). Das bedeutet:

Das Seil schwingt mit einer Frequenz $f_{e,Seil}$ um seine Ruhelage. Bei jeder Bewegung (egal ob auf oder ab) bewegt sich der Fußpunkt A nach oben. D.h. der Fußpunkt bewegt sich mit $2f_{e,Seil}$ und regt mit dieser Frequenz das Brückendeck zu Schwingungen an. Wenn dessen Eigenfrequenz $2f_{e,Seil}$ ist, wird das Brückendeck in Resonanz angeregt.

Umgekehrt können Bewegungen des Decks mit $2f_{e,Seil}$ das Seil zu Schwingungen mit $f_{e,Seil}$ anregen.

Wenn nun eine Eigenfrequenz des Decks (gleichgültig ob die 1. oder 2. vertikale Eigenform) $2f_{e,Seil}$ ist, kann durch die sog. Parameterresonanz die Bewegung des Decks das Seil anregen und dies wiederum das Brückendeck [Petersen]. In diesem Fall ist besondere Vorsicht geboten.

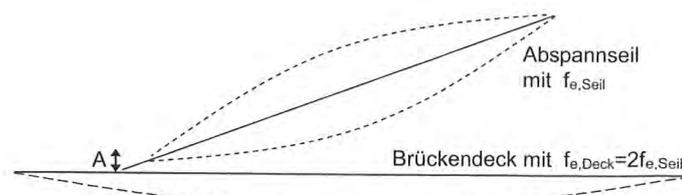


Bild 15: Prinzip der Parameterresonanz

2.3 Grenzwerte

Die $0,7 \text{ m/s}^2$ -Grenze (in *Bild 14* gestrichelt dargestellt) wird v. a. durch Läufer überschritten. Liegen die Werte der Brückenbeschleunigung deutlich über dem Grenzwert, wird der Einbau eines Schwingungsdämpfers empfohlen. Bei Beschleunigungen im Bereich der Grenzwerte liegt die Entscheidung für den Einbau des Dämpfers im Ermessensspielraum des Bauherrn. Überlegungen, in welchen Fällen die Einhaltung der empfohlenen Grenzwerte von Univ.-Prof. Dr.-Ing. H. Kreuzinger und der Autorin stark befürwortet wird und in welchen nicht, sind in *Tabelle 7* gegeben. Zur Auslegung eines Dämpfers siehe [Petersen 2].

Tabelle 7: Überlegungen zur Einhaltung der empfohlenen Grenzwerte der Beschleunigung

Benutzungshäufigkeit	oft	selten
Art/ Anzahl der Nutzer	häufig Gruppen	meist nur Einzelpersonen
Lage/ Art der Brücke	- zentral in Stadtmitte - Aussichtspunkt - überdacht - lädt zum Verweilen ein	abseits
Statisches System	Schrägseilbrücke (Das Schwingen der Seile ist optisch störend und evtl. ein Ermüdungsproblem.)	Einfaches statisches System, z.B. Einfeldträger
Folgerung	Die Einhaltung des Grenzwertes der Beschleunigung infolge von Fußgängern und Läufern...	
	wird dringend empfohlen	muss nicht so streng gesehen werden

D. Literatur

[DIN 1052] DIN 1052:2004-08: „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau“. August 2004.

[Erläuterungen] Blaß, H.J., Ehlbeck, J., Kreuzinger, H., Steck, G.: „Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08; Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken“; 1. Auflage; 2004; Hrsg.: DGfH Innovations- und Service GmbH, München.

[DIN 1074] DIN 1074:1991-05: „Holzbrücken“. Mai 1991.

[EDIN 1074] E DIN 1074:2005-02: „Holzbrücken“ Entwurf. Februar 2005.

[EC 5- 2] EN 1995-2:2004: „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken“. Deutsche Fassung November 2004.

[SIA 260] Norm SIA 260: „Grundlagen der Projektierung von Tragwerken“. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia, 2003.

[Bachmann] Bachmann, Hugo et al.: „Vibration Problems in Structures – Practical Guidelines“. 2nd Edition, Birkhäuser Verlag Basel, Berlin, Boston, 1997.

[Hamm] Hamm, Patricia: „Ein Beitrag zum Schwingungs- und Dämpfungsverhalten von Fußgängerbrücken aus Holz“. Dissertation. TU München, November 2003.

Download unter: <http://tumb1.biblio.tu-muenchen.de/publ/diss/karin.php#bv>

[Kreuzinger/Hamm1] Kreuzinger, Heinrich; Hamm, Patricia: „Schwingungen von Wohnungsdecken und Fußgängerbrücken“. In: „Fachtagung Holzbau für Ingenieure. Leinfelden-Echterdingen“. 25. November 2004. Hrsg.: Informationsdienst Holz. Veranstalter Landesbeirat Holz Baden Württemberg, Institut für Holzbau FH Biberach. S. 153-160.

[Kreuzinger/Hamm2] Kreuzinger, Heinrich; Hamm, Patricia: „Schwingungen von Fußgängerbrücken“. In: „bauen mit holz“ 11/2004. S. 22-25. November 2004.

[Kreuzinger/Hamm/Mohr] Kreuzinger, Heinrich; Hamm, Patricia; Mohr, Bernhard: Besprechung am 6. Juli 2005 in München. Nicht veröffentlicht.

[Kreuzinger/Mohr] Kreuzinger, Heinrich; Mohr, Bernhard: „Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz; Abschlussbericht Januar 1999“. TU München, Fachgebiet Holzbau. Forschungsvorhaben durchgeführt für die EGH in der DGfH.

[Mohr] Mohr, Bernhard: „Schwingungen von Wohnungsdecken aus Holz, Stahl und Beton, Vorschläge für eine zutreffende Bewertung“. In: „Ingenieurholzbau, Karlsruher Tage“. 4., 5. Oktober 2001. Karlsruhe. Hrsg. Universität Karlsruhe (TH) und Bruderverlag. S. 81-98.

[Mohr bmh] Mohr, Bernhard: „Deckenschwingungen“. In: „bauen mit holz“ 11/2001. S. 29-38.

[Petersen] Petersen, Christian: „Dynamik der Baukonstruktionen“. Vieweg Verlag Braunschweig/Wiesbaden. 1. Auflage 1996. korrigierter Nachdruck 2000.

[Petersen 2] Petersen, Christian: „Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau“. Maurer Söhne GmbH & Co. KG. München. 2001.

[Steiger] Steiger, René: „Wärme- und Feuchteschutz im Holzbau“. In: „16. EMPA/HSR- Fortbildungskurs „Holzbau“ 2003; Wärme und Feuchteschutz im Holzbau“. 27. Mai 2003. Rapperswill.

Dipl.-Ing. Gerd Geburtig



Dipl.-Ing. Gerd Geburtig
Architekt
Humboldtstr. 21
99423 Weimar
Tel.: 03643 8667-0
Fax: 03643 8667-11
E-Mail: planungsgruppe.geburtig@arcor.de

- 1967 Geboren in Ribnitz-Damgarten
- Architekturstudium an der HAB Weimar
- 1991 Diplom
- 1991 - 1995 Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Bauhaus-Universität (BHU) Weimar, Fachbereich Baukonstruktion und Entwerfen
- Seit 1991 Freiberuflich tätiger Architekt
- Seit 1993 Inhaber der Planungsgruppe Geburtig
- Seit 1996 Ständig Gastvorlesungen an der BHU Weimar
- Seit 2001 Referatsleiter Fachwerk in der WTA
- Seit 2003 Dozent für unterschiedliche Themen der Gebäudesanierung u. a. bei EIPOS Dresden und BWAWErfurt

Der Brand in der Herzogin-Anna-Amalia-Bibliothek ...

... Weimar – Brandverlauf, Schadensausmaß und Ursachen, zukünftiger Brandschutz

1. Einleitung

Am Abend des 2. September 2004 brach im 1. Dachgeschoss der Herzogin-Anna-Amalia-Bibliothek in Weimar der größte Bibliotheksbrand in Deutschland seit dem Zweiten Weltkrieg aus¹, der wesentliche Teile der historischen Dachkonstruktion und wertvolles Kulturgut vernichtete. In dem Beitrag wird der Brandverlauf, soweit derzeit rekonstruierbar, untersucht und das Schadensausmaß erfasst sowie ein Überblick über die betroffenen Gebäudeteile gegeben, gefolgt von der Dokumentation der bisher vorgenommenen Sicherungsmaßnahmen. Bereits jetzt kann festgestellt werden, dass die historische hölzerne Trag- und Ausbaukonstruktion eine hohe Leistungsfähigkeit unter der Vollbrandbelastung erwiesen hat. Beim notwendigen Löschangriff wurden größere Wasser- und Löschschaumengen in das Gebäude eingetragen, was bei der anstehenden Restaurierung des Gebäudes besonders zu berücksichtigen ist.

2. Ausstattungen

Seit ihrer Einrichtung gehörten zahlreiche Ölgemälde und Büsten, Kupferstiche und Karten, Globen und Medaillen zur Ausstattung der Bibliothek. Architektur, Kunstschatz und Buchbestand in ihrer Harmonie repräsentierten für das 18. Jahrhundert die Ordnung des Wissens von der Welt. Der Rokokosaal der Herzogin-Anna-Amalia-Bibliothek – bis heute nahezu bauzeitlich erhalten – ist ein singuläres Beispiel für die Veranschaulichung des geistigen Kosmos der Epoche.

In den 21 m x 11 m großen Raum des 1. und 2. Obergeschosses hatte der Thüringer Landbaumeister August Friedrich Straßburger einen hohen, an den Stirnseiten gerundeten Bibliothekssaal eingefügt. Im 1. Obergeschoss sind die den Saal rahmenden Arkaturen auf 12 Pfeilern teils mit Büchern gefüllt, teils für Durchgänge und Lichteinfall freigehalten, im 2. ebenso, jedoch mit Unterbrechungen nur für den Lichteinfall. Um auch im 1. Dachgeschoss möglichst viel Stellfläche zu gewinnen, erhielt der Saal hier keine Galerie, sondern dessen Decke ein Opeion. Dieses ist gerade groß genug, um von unten das an der obersten Decke angebracht gewesene Gemälde von Johann Heinrich Meyer („Genius des Ruhms“, nach Annibale Carracci) erkennen zu lassen. Durch die zweckmäßige Raumlagerung konnten auf den drei Ebenen des Rokokosaals und den angrenzenden Nebenräumen etwa 100.000 Bücher aufgestellt werden. In diesem eleganten, aber nicht prunkvollen Rahmen erhielten die aufgestellten Bücher und Kunstwerke den angemessenen Raum für ihre Präsentation.²

3. Brandschutztechnische Ausgangssituation

3.1 Das Gebäude

Die Bibliothek war zum Zeitpunkt des Brandes mit einer automatischen Brandmeldeanlage flächendeckend ausgestattet, deren Hauptmelder mit der Leitstelle der Feuerwehr im unmittelbaren Kontakt stand. Die Anlage bewies wenige Tage zuvor bei Untersuchungstätigkeiten zur Vorbereitung der Restaurierungsarbeiten ihre Funktionstüchtigkeit und löste einen „Fehlalarm“ aus. Löschanlagen waren im Gebäude ebenso wie trockene Steigleitungen für einen Feuerwehrein-satz nicht vorhanden. Die Löschwasserversorgung konnte sowohl aus dem ergiebigen Netz der Wasserversorgung über Unterflurhydranten in der Umgebung als auch aus der Ilm – deren Verlauf sich in ca. 100 m Entfernung auf der Parkseite befindet – sichergestellt werden.

3.2 Feuerwehr Weimar

Die Feuerwehr der Stadt Weimar wird aus einer Berufsfeuerwehr sowie einer Freiwilligen Feuerwehr, die an sechs Standorten im Stadtgebiet verteilt ist, gebildet. Die Berufsfeuerwehr verfügt im Mittel über eine Schichtstärke von 6 bis 7 Mann und rückt mit der Technik eines Löschzugs (Tanklöschfahrzeug, Löschgruppenfahrzeug und Drehleiter) aus. Die Freiwilligen Feuerwehren können jeweils in Zug- oder Gruppenstärke mit verschiedenen Lösch- und Spezialfahrzeugen zum Einsatz gerufen werden. Die Entfernung vom Standort der Berufsfeuerwehr zur Bibliothek beträgt ca. 6 Minuten Fahrzeit, die von den Standorten der Freiwilligen Feuerwehren zwischen 6 bis 15 Minuten.

4. Brandverlauf

Gegen 20.26 Uhr löste die Brandmeldeanlage der Herzogin-Anna-Amalia-Bibliothek Alarm aus³, worauf sofort der erste Abmarsch der Berufsfeuerwehr Weimar erfolgte. Bereits während der Anfahrt wurde auf Grund telefonischer Informationen der Alarm für den zweiten Abmarsch gegeben. Bereits vier Minuten später, um 20.30 Uhr, wurde die Einsatzstelle durch den ersten erreicht, nur drei Minuten darauf durch den zweiten. Gleichzeitig hat der Einsatzleiter mit dem ersten Lagebericht eingeschätzt, dass die Kräfte und Mittel nicht ausreichen und somit den Alarm für alle Freiwilligen Feuerwehren der Stadt Weimar, die Berufsfeuerwehren Erfurt, Jena und Gera sowie für 15 Freiwillige Feuerwehren des Kreises Weimarer Land, für eine Hundertschaft Bereitschaftspolizei, etwas später auch für das Technische Hilfswerk ausgelöst. Ab 20.35 Uhr konnte der Außenangriff durch die Feuerwehr beginnen und fünf Minuten später die Wasserversorgung aus der Ilm hergestellt werden. Gegen 20.45 Uhr begannen zwei

Löschtrupp unter Atemschutz im 1. und 2. Dachgeschoss bei gleichzeitiger Bücherbergung in den unteren beiden Etagen des Saales (1. und 2. Obergeschoss) mit dem Löschangriff von innen. Ungefähr eine Stunde nach Brandmeldung brach das Feuer durch die Dachhaut und erreichte wenig später seine maximale Ausdehnung.



Bild 1: Bergung von Büchern während des Brandes (Foto: M. Baar, Thüringer Allgemeine)



Bild 2: Außenangriff nach Durchbrechen des Feuers (Foto: Autor der Thüringer Allgemeinen)



Bild 3: Maximale Ausdehnung des Brandes (Foto: S. Margon, Thüringer Allgemeine)

Nachdem sich gegen 22.30 Uhr der Brand unter Kontrolle befunden hatte, konnte 23.30 Uhr „Feuer aus“ gemeldet werden. Anschließend wurde unter großartiger Hilfestellung durch viele Weimarer Bürger die Bücherbergung bis zum Morgen des folgenden Tages fortgesetzt. Brandwachen und Restlöscharbeiten – wie z. B. das Einspülen von Wasser hinter die Bekleidungen der tragenden Hölzer zum Zwecke der Kühlung von Glutnestern, die eine Wärmebildkamera aufgespürt hatte⁴ – waren bis zum Abend des 5. September erforderlich.

5. Schadensausmaß

5.1 Verlorene Kulturgüter und Ausstattungen

Beim Brand wurden neben einem großen Teil der historischen Bausubstanz und von Werken der bildenden Kunst vor allem kulturgeschichtlich einmalige Buchbestände zerstört. Rund 50.000 Bände sind als Totalverlust anzusehen, und bei 62.000 Bänden sind Brand- bzw. Wasserschäden zu beklagen⁵. Fast vollständig verbrannt ist die Musikaliensammlung der Herzogin Anna Amalia sowohl mit Handschriften als auch mit seltenen Drucken wie etwa einem Stimmbuch von Orlando di Lasso aus dem Jahr 1588. Außerdem gingen weitere kostbare Druckwerke des 16. und 17. Jahrhunderts, darunter ein Großteil der Bibliothek des ehemaligen Wittenberger Universitätsprofessors und Weimarer Bibliotheksdirektors Konrad Samuel Schurzfleisch (1641–1708) sowie seines Bruders Heinrich Leonhard Schurzfleisch (1664–1722), in den Flammen unter. Lediglich einzelne Stücke dieser Sammlung blieben vom Brand verschont, so z. B. eine Trauerschrift auf den Tod der 1711 verstorbenen Professorinwitwe Christine Walther. Dagegen konnten die Bibelsammlung und viele weitere kostbare Bände aus den unteren Geschossen des Saales gerettet werden. Dem Umstand, dass sie als Ausstellungsstücke verliehen bzw. als Spitzenstücke ohnehin im Handschriftenmagazin des Weimarer Stadtschlusses separat aufbewahrt waren, verdanken einige Kostbarkeiten der genannten Bestandsgruppen, wie etwa die Mozarthandschrift »Concerto in B« und das Gluckautograph »Finale zu Orfeo«, ihre unversehrte Erhaltung.

Zu den unwiederbringlichen Verlusten gehören 35 Gemälde, die sich im Treppenaufgang zum 1. Dachgeschoss sowie in demselben befunden haben. Ein Teil dieser Gemälde hatte bereits mit der Ersteinrichtung der Bibliothek von 1766 den Kernbestand der Ausstattung gebildet. Die aus dem 17. und frühen 18. Jahrhundert stammenden Porträts prominenter Vorfahren des herzoglichen Hauses waren aus dem Residenzschloss hierher versetzt worden, um in dem repräsentativen neuen Raum eine Ahnenreihe, gemeinsam mit Vertretern wichtiger europäischer Adelsgeschlechter zur Schau zu stellen. Als einzige Allegorie und als Leitbild für das Kunstprogramm der Bibliothek war das Gemälde »Der Genius des Ruhms« an exponierter Stelle – wohl auf Anregung Goethes – angebracht worden. Von dem verbrannten Leinwandbild blieb lediglich der verkohlte Keilrahmen erhalten.⁶

5.2 Schäden am Gebäude

Das Schadensausmaß ist sehr verschieden und daher unterschiedlich zu bewerten. Während das 1. Dachgeschoss, in dem der Brand ausbrach, und das 2. Dachgeschoss zu einem großen Teil zerstört wurden (*Bild 4*), sind im Rokokosaal sowohl Brand- als auch Wasserschäden festzustellen (*Bild 5 bis Bild 8*).

Das *Bild 9* zeigt die wesentlichen, durch den Brand und die Löscharbeiten aufgetretenen Schäden. Im Kernbereich des Hauses sind die Bereiche, die vollständig vom Brand zerstört oder schwer geschädigt sind (rote Kennzeichnung), zu sehen. Darunter befinden sich die Ebenen, die sowohl Brand- als auch Wasserschäden aufweisen (gelb). Im Erdgeschoss sind ausschließlich Wasserschäden anzutreffen (blau). Die weiß gekennzeichneten Räume im Kerngebäude sind ebenso wie die nördlichen und südlichen Erweiterungen einschließlich des Turmes ohne Schädigungen geblieben. Es ist daraus ersichtlich, dass sich die historischen Brandmauern bewährt haben.



Bild 6: Der Rokokosaal mit Resten des Löschschaums (Foto: E. Arnhold)



Bild 4: Zerstörte Dachgeschossbereiche (Foto: E. Arnhold)



Bild 7: Weitgehend zerstörte Treppe vom Rokokosaal zum 1. Dachgeschoss (Foto: Verf.)



Bild 5: Die Decke des Rokokosaals hielt der über 3stündigen Brandbelastung stand (Foto: Verf.).



Bild 8: Wasserschäden im Erdgeschoss durch Löscharbeiten (Foto: Verf.)

Die Trennmauer des Saales zum Anbau an der Nordseite hielt einschließlich der Türblätter im 1. und 2. Dachgeschoss aus der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts den mehrstündigen Brandbelastungen stand (Bild 10).

Lediglich im Bereich einer vor ca. 20 Jahren unsachgemäß eingebauten Kabeldurchführung kam es, wie in Abb. 11 ersichtlich, zu einem Branddurchbruch, der einen Löschrupp zwischenzeitlich gefährdete.

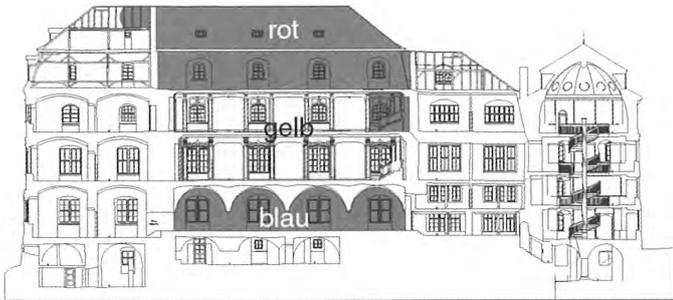


Bild 9: Darstellung der Schädigungen durch den Brand (Zeichnung Verf. nach Grunwald + Burmeister)



Bild 10: Brandmauer mit Türblatt (im 1. Dachgeschoss) aus dem 19. Jahrhundert (Foto: Verf.)



Bild 11: Kabeldurchführung im 2. Dachgeschoss nach dem Brand (Foto: E. Arnhold)

6. Zur Brandentstehung

Die genauen Ursachen der Brandentstehung sind z. Z. noch nicht vollständig geklärt⁷; das Vorliegen einer Brandbeschleunigung und eine Inbrandsetzung unter Verwendung brandbeschleunigender Flüssigkeiten werden derzeit aber ausgeschlossen⁸.

Die Untersuchungen nahm das Bundeskriminalamt Wiesbaden vor, die Ermittlungen werden durch die Staatsanwaltschaft Erfurt geleitet. Das Behördengutachten geht in seiner „Stellungnahme zur Brandursache“⁹ von einer bereits länger anhaltenden, zeitlich aber nicht weiter einzugrenzenden Schwelbrandentwicklung im Bereich der Holzbalkendecke zwischen dem 2. Ober- und dem 1. Dachgeschoss aus, „etwa 6 m hinter dem nördlichen Zugang“¹⁰ (Bild 12); dieser ist als Branddurchbruchsbereich aus der Holzbalkendecke anzusehen. Bisher vorgenommene Brandschadenauswertungen und Rekonstruktionen des Brandverlaufes ergaben zudem Hinweise auf Elektrokabel unter hölzernen Bekleidungen, die im Zusammenhang mit dem Brandausbruch stehen können. Zunächst im o. g. Behördengutachten¹¹ vermutete Verläufe von Elektrokabeln im Bereich des Deckenbalkens, an dem der Branddurchbruch in das 1. Dachgeschoss erfolgte, wurden bei weitergehenden Untersuchungen an der Bausubstanz vor Ort nicht bestätigt. Auch in den zur Einrichtungszeit des Rokokosaals an der brandbelasteten Holzbalkendecke angebrachten Stuckornamenten wurden keinerlei Hinweise auf eine nachträgliche Verlegung von derartigen Kabeln angetroffen. Daher scheidet eine Entstehung des Schwelbrandes in diesem Deckenbereich direkt aus. Aktuelle Untersuchungen gehen stattdessen von einer Schwelbrandentwicklung an einem Elektrokabel aus, das zu einem noch ungeklärten Zeitpunkt unter einer hölzernen Ständerverkleidung im 2. Obergeschoss verlegt wurde. Dieses Kabel, welches durch das Abreißen der Bekleidung zur Glutnestablösung in der Brandnacht verloren ging¹², versorgte wahrscheinlich eine Steckdose, die im Rahmen der Substanzuntersuchungen am Vormittag des Brandtages benutzt wurde. Derartige Kabel wurden im Rokokosaal in den 1970er Jahren gemäß Zeugenaussage „wenn möglich in den Kehlen unter dem Holz“¹³, also in engen Hohlräumen, verlegt. Unter der Voraussetzung, dass an einem solchen Kabel – hervorgerufen durch ein Quetschen der Leitung beim Herein- oder Herausführen aus der Verkleidung oder durch eine unsachgemäße Verbindung (derartige wurden durch das BKA auch an anderen Stellen im Gebäude angetroffen^{14,15}) – eine Beschädigung vorlag, könnte die nach längerer Zeit nunmehr erstmals wieder vorgenommene Leistungsabnahme von 1000 Watt mittels einer Schlagbohrmaschine für die Bauwerksuntersuchungen zu einer verdeckten Schwelbrandentwicklung unterhalb der hölzernen Verkleidung geführt haben.

Mehrere Zeugen berichten übereinstimmend, dass sie einige Stunden vor dem Brandausbruch Gerüche wie „brennendes Holz“ oder „Teer“ wahrnahmen¹⁶ – Beobachtungen, die sowohl mit der Brandursache als auch mit der heißen Witterung und ausdünstender Dachpappe in Beziehung stehen können. Diese Wahrnehmungen beziehen sich auch auf den vorgenannten, möglichen Schwelbrandentwicklungsbereich. Von dort – mit Ausnahme der bereits erwähnten Geruchs-

wahrnehmungen zunächst unbemerkt – konnte sich der Schwelbrand mit hoher Wahrscheinlichkeit langsam über den Knotenbereich zwischen dem betroffenen Holzständer und dem bereits beschriebenen Deckenbalken ausbreiten, bis der an dieser Stelle lokalisierte akute Befall mit Echem Hausschwamm einer weiteren, verheerenden Brandausdehnung diene. Luftzuführungen aus dem westlichen Traufbereich und aus mehreren nachweisbaren Hohlräumen im betroffenen Deckenbereich unterstützten die Ausbreitung des Schwelbrandes.

Eines besonderen Aufschlusses bedarf dennoch die Tatsache, dass gemäß dem Protokoll der Brandmeldeanlage eine Vielzahl von Meldern gleichzeitig einen Brand anzeigte, was auf einen sehr ungewöhnlichen Brandverlauf bzw. auf Unregelmäßigkeiten an der Brandmeldeanlage hinweist. Den Datenblättern der Brandmeldeanlage ist für den Melder 8 im 1. Dachgeschoss zur Uhrzeit „20:32“¹⁷ – vermutlich handelt es sich hier um eine Abweichung zur Echtzeit, denn die Brandmeldung ging spätestens 20.26 Uhr bei der Weimarer Feuerwehr ein¹⁸ – die erste Meldung „FEUER“ zu entnehmen. Bereits eine Minute später – „20:33“¹⁹ – bestätigen die Melder 1 bis 25 im 1. Dachgeschoss gleichzeitig, quasi für den gesamten Dachbereich, die Meldung „FEUER“. Ein durch die Kriminalpolizei im Brandraum aufgefundenes „Rundes geschmolzenes Gebilde“²⁰, vermutlich handelt sich dabei um ein Staubsaugerteil aus Kunststoff, könnte auf eine starke Verrauchung innerhalb kurzer Zeit hinweisen. Ob eine partielle Stromstörung innerhalb des Gebäudes, die sich nach Zeugenaussagen am Nachmittag des Brandtages ereignete und mehrere Computer ausfallen ließ, oder ob deren Beseitigung im Zusammenhang mit der Funktionsfähigkeit der Brandmeldeanlage steht, lässt sich noch nicht feststellen. Weiterhin wird derzeit noch die im Gebäude eingesetzte Brandmelderart überprüft.

Zu erklären bleibt weiterhin die Tatsache, dass die Feuerwehrleute, die gegen 20:35, d. h. ungefähr 10 Minuten nach Auslösung des Alarms durch die Brandmeldeanlage, feststellten, dass „die Brandschutztür zum Boden glühte“, und als erste den Brandraum betraten, über ihre Beobachtungen zu Protokoll gaben, „es erschien, als ob der ganze Raum in Flammen steht“²². Damit ist zu vermuten, dass bereits bei Eintreffen der Feuerwehkräfte und somit bereits kurze Zeit nach der ersten Brandmeldung ein Vollbrand im Gebäude tobte – ein Brandverlauf, der bei ähnlichen Fällen der Buchaufbewahrung und bei vorgenommenen Brandversuchen bisher nicht angetroffen bzw. nachgewiesen werden konnte.

7. Sicherungsmaßnahmen

Unmittelbar nach dem Brand wurde am 4. September mit dem Abbruch des Dachwerkes begonnen, um die Lasten der vom Brand geschädigten Geschossdecke innerhalb des Saals zu verringern (**Bild 16**). Außerdem erfolgte die vollständige Beräumung der Decke über dem 2. Obergeschoss, die nach dem Brand vorwiegend mit der herabgefallenen Schieferdachdeckung und dem heißen Brandschutt einer durchschnittlichen Stärke von ca. 1 m belastet war. Daran schloss sich der Aufbau eines Notdaches zur Vermeidung von witterungsbe-

dingten Schädigungen an. Zudem ergab sich die Notwendigkeit, noch im Gebäude befindliche Rauchbelastungen abzuführen (**Bild 17**).

Wenig später wurde eine technische Bautrocknung zur Verringerung der durch Löschwasser und -schäume eingetragenen Feuchte installiert (**Bild 18**). Um einen weitgehenden Überblick über die Feuch-



Bild 12: Lokalisierter Bereich des Branddurchbruchs (Foto: Verf.)



Bild 13: Wahrscheinlicher Entstehungsbereich des Schwelbrandes (Foto: Verf.)



Bild 14: Traufbereich auf der Westseite (Foto: Verf.)



Bild 15: Raumhohe Möblierung des 1. Dachgeschosses vor dem Brand²¹

teschäden durch den Löschangriff zu erhalten und eine effektive Trocknung zu erreichen, hat man die betroffenen Deckenkonstruktionen – soweit ohne größere Substanzschädigungen möglich – freigelegt und, wo nötig, die stark durchfeuchteten Deckenfüllungen aus Lehm ausgebaut. Dabei wurden umfangreiche Schädigungen durch Echten Hausschwamm entdeckt. Arbeitsbühne und Schutzgerüst dienen schadenskundlichen Ermittlungen und restauratorischen Arbeiten (*Bild*



Bild 16: Demontage des Dachwerkes (Foto: E. Arnhold)



Bild 17: Notdach und Rauchableitung (Foto: Verf.)



Bild 18: Technische Bautrocknung nach Freilegen der Konstruktion (Foto: Verf.)

19). An einigen gefährdeten Bereichen mussten Deckenfelder mit Absteifungen gesichert werden (*Bild 20*). Für die Stuckdecken wurde als Methode der Sicherung die Verschraubung mit dem Untergrund gewählt. Anschließend wurden die Decken mit einer Kompressenschicht versehen, in die die gelösten Salze diffundieren werden.

Die brandbelastete, mittlerweile vollständig freigelegte Decke über dem 2. Obergeschoss wurde mit stegartigen Holzkonstruktionen versehen, um die nach dem Entfernen der Lehmstampfschicht nicht mehr miteinander kraftschlüssig verbundenen Holzbalken innerhalb der Deckenlage zu stabilisieren.

Wegen des Befalls durch den Echten Hausschwamm und die Brandeinwirkungen wurden Balkenkopferneuerungen an der im Zuge der Umgestaltung des Renaissancebaus verstärkten Decke über dem 2. Obergeschoss notwendig, die, um weitgehend die Bestandskonstruktion zu erhalten, mittels der Anwendung des Beta-Verfahrens (Kunstharzprothesen, s. *Bild 23*) vorgenommen wurden.

8. Das zukünftige Brandschutzkonzept

8.1 Ausgangssituation

Das historische Bibliotheksgebäude besteht, von Norden nach Süden betrachtet, aus den Gebäudeteilen Coudrayanbau, Grünes Schloss, Gentzanbau und Bibliotheksturm; diese sind alle mehrgeschossig. Die Baukonstruktion stellt sich gemäß der jeweiligen Errichtungsphase heterogen dar. Zur vertikalen Erschließung sind zwei Treppen in Treppenträumen vorhanden.

Der Rokokosaal im Grünen Schloss bildet brandschutztechnisch einen vertikalen Raum zwischen dem 1. Ober- und dem 1. Dachgeschoss.

Durch die vorhandene Baukonstruktion vorgegeben, bilden die o. g. Gebäudeteile sinnvolle Brandabschnitte, deren Trennung teilweise ertüchtigt werden muss.

Die geplante Nutzung ist für Räume unterschiedlich und lässt sich wie folgt unterteilen:

- Historische Bibliotheksräume mit überwiegend öffentlicher Nutzung
- Lesesäle
- Vortragsraum, Ausstellungsfläche, Sanitärbereiche
- Arbeitsräume für Buchrestaurierung, Büros, Lager

Während die historischen Bibliotheksräume, die Lesesäle sowie die Vortrags- und Ausstellungsflächen einschließlich der dazugehörigen Sanitärbereiche als „Versammlungsstätte“²³ einzustufen sind, handelt es sich bei den anderen Bereichen um Arbeitsräume.

8.2 Schutzziel

Für die Nutzung des historischen Bibliotheksgebäudes als Versammlungs- und Arbeitsstätte müssen durch bauliche, technische und organisatorische Maßnahmen solche Bedingungen geschaffen werden, dass bei einem bestimmungsgemäßen Betrieb Angestellte, Besucher oder Dritte keine Personenschäden erleiden. Die Räumung des Ge-



Bild 19: Arbeits- und Schutzgerüst im Bibliothekssaal (Foto: Verf.)

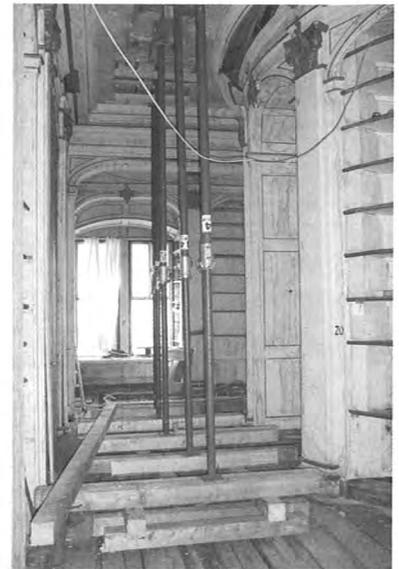


Bild 20: Absteifungen innerhalb des Bibliothekssaals (Foto: Verf.)

bäudes während des Betriebes aufgrund einer Gefahrensituation muss ohne Gefährdung von Personen möglich sein. Der Ertüchtigung der notwendigen Treppenträume als Flucht- und Rettungswege im Coudrayan- sowie im Gentzbau kommt dabei eine besondere Bedeutung zu.

Neben diesem Schutzziel, das durch die Thüringer Bauordnung (ThürBO)²⁵ vorgegeben ist, nimmt natürlich der Sach- bzw. Kulturgutschutz breiten Raum ein. Das Gebäude wird nach der Sanierung wieder mit originalen Büchern, Globen und Karten sowie Gemälden und Plastiken ausgestattet, die es zu schützen gilt.

8.3. Brandschutztechnische Infrastruktur

Die Löschwasserversorgung für das Gebäude ist in ausreichendem Maße gewährleistet. Diese erfolgt zum einen aus der öffentlichen Trinkwasserversorgung über Hydranten, zum anderen aus einer offenen Wasserentnahmestelle – der Ilm –, deren Ergiebigkeit ganzjährig gewährleistet ist.

Die Erschließung des Gebäudes für Rettungs- und Löscharbeiten durch die Feuerwehr ist sowohl von der Westseite, dem Platz der Demokratie, als auch von der Ostseite, dem Park aus, gegeben. Die Feuerwehrezufahrten und Bewegungsflächen sind in ausreichendem Maße vorhanden, zugänglich und für die Feuerwehrfahrzeuge geeignet.

Innerhalb des Bibliotheksturms und des Gentzanbaus muss jeweils ein zweiter Rettungsweg über Rettungsgeräte der Feuerwehr hergestellt werden; das ist vom Platz der Demokratie und von der Parkseite aus möglich.

Aufgrund der vorhandenen Gebäudeausdehnung ist eine Verbesserung der Löschwasserversorgung innerhalb des Gebäudes erforderlich. Hierzu wird der Einbau je einer trockenen Steigleitung DN 80 mit C-Anschlüssen in jedem Geschoss in den notwendigen Treppenträumen vorgesehen.

Hinsichtlich der Struktur, der Stärke sowie der Ausrüstung der Feuerwehr Weimar kann eingeschätzt werden, dass sie dem nach dem Gesetz vorgesehenen Auftrag – Bekämpfung des kritischen Wohnungs-



Bild 21: Sicherung der Stuckornamente (Foto: Verf.)



Bild 22: Stabilisierung der Deckenbereiche (Foto: Verf.)



Bild 23: Anwendung des Beta-Verfahrens (Foto: Verf.)

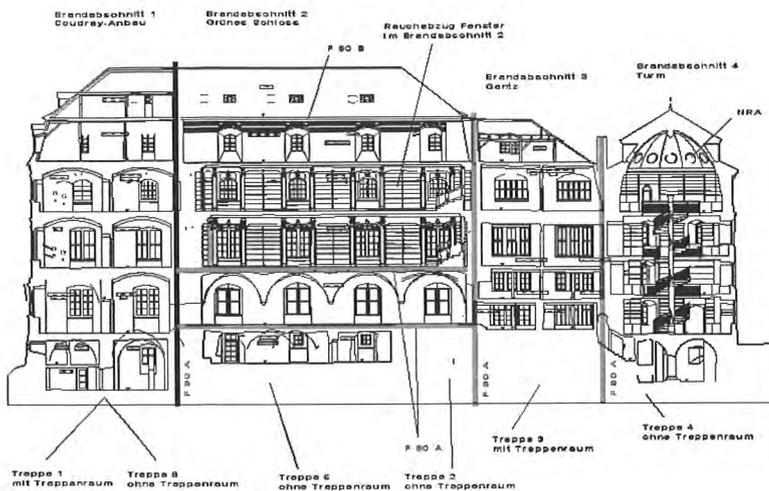


Bild 24: Brandabschnitte Brandschutzkonzept²⁴

brandes, d. h. Einsatz von 11 Einsatzkräften innerhalb von 10 Minuten, 1 Hubrettungsfahrzeug – genügt.

Für den wirksamen Schutz der Bibliothek im Zusammenhang mit vielen weiteren wertvollen Gebäuden historischer Bausubstanz und deren musealer und Archiv-Ausstattung erscheint jedoch weder die personelle Stärke noch die technische Ausstattung ausreichend. So ist, wie beim Brand sichtbar wurde, z. B. der Einsatz nur eines Hubrettungsfahrzeugs (Drehleiter) in der Anfangsphase der Brandbekämpfung an ausgedehnten historischen Gebäuden nicht genug. Zudem fehlt die Ausrüstung, um verborgene Brandherde sicher zu lokalisieren sowie die wertvolle Bausubstanz und das Kulturgut schonender zu löschen.

8.4 Notwendige brandschutztechnische Maßnahmen

8.4.1 Baulicher Brandschutz

Das Konzept sieht jeweils eine brandschutztechnische wirksame Trennung zwischen Coudrayanbau, Grünem Schloss und Gertzanbau vor. Der Bibliotheksturm wird ebenso wirksam baulich getrennt. Der vorhandene Treppenraum im Coudrayanbau wird zum notwendigen Treppenraum qualifiziert, der geplante Aufzug in der Trennwand zwischen Coudrayanbau und Grünem Schloss wird so ausgeführt, dass die Funktion der Brandwand vollständig gewährleistet bleibt.

Der Rokokosaal bildet einen Brandabschnitt vom 1. Ober- bis zum 1. Dachgeschoss, da eine horizontale Trennung durch geschlossene Decken nicht erfolgt. Der Feuerwiderstand der vorhandenen Holzbalkendecken beträgt annähernd 90 Minuten. Die Ausbildung der zu erneuernden Decke über dem 1. Mansardgeschoss ist als Holzbalkendecke in F 90 B vorgesehen. Zur Entrauchung stehen auf allen Ebenen ausreichend öffnere Fenster zur Verfügung.

Die Geschosstrennung im Grünen Schloss zwischen Erd- und 1. Obergeschoss ist als feuerbeständige Decke F 90 A auszubilden – diese Anforderung ist durch den Bestand weitestgehend erfüllt.

Die Anforderungen an die tragenden und aussteifenden Konstruktionen sowie die Decken des Gertzanbaus werden gemäß ThürBO²⁶ Gebäudeklasse 4 auf mindestens F 60 – hochfeuerhemmend – festgelegt, der Bestand kann daher im Wesentlichen erhalten bleiben.

Der Bibliotheksturm wird in seiner Konstruktion belassen, zur Sicherung der Eigenrettung sowie eines möglichen Feuerwehrangeiffs ist ein Natürlicher Rauchabzug (NRA) in Sinne der DIN 18232-2²⁷ notwendig.

Für alle Bereiche des Hauses, die der Versammlungsstättenverordnung unterliegen (Grünes Schloss, Coudrayanbau), sind zwei bauliche Rettungswege gewährleistet; im Bibliotheksturm sowie im Gertzanbau wird der zweite Rettungsweg über Rettungsgeräte der Feuerwehr sichergestellt.

Notwendige Brandschutztüren sind im Einzelfall zu ergänzen. Weitgehend sollen historische Türen erhalten, aufgearbeitet und durch die Nachrüstung von Dichtungen und Schließeinrichtungen entsprechend qualifiziert werden. Damit sind die Türqualitäten „feuerhemmend“ (T 30), „feuerhemmend und rauchdicht“ (T 30 RS), „Rauchschutz“ (RS) sowie „dicht- und selbstschließend“ (DSS) erreichbar.

8.4.2 Anlagentechnischer Brandschutz, Brandfrüherkennung

Für einen wirksamen Brandschutz des Bibliotheksgebäudes und seiner Ausstattung ist eine automatische Brandfrüherkennung unverzichtbar. Deshalb wird das Gebäude mit einer automatischen Brandmeldeanlage (als Vollschutzanlage) mit Alarmweitschaltung zur Feuerwehr ausgestattet. Das bedeutet, dass alle begehbaren Räume, jedoch auch Zwischendecken, Installationsschächte und nicht begehbare

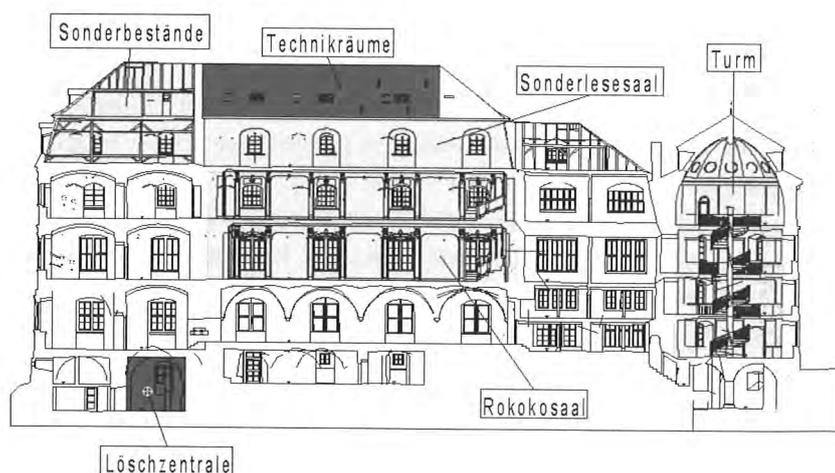


Bild 25: Zukünftige Löschbereiche

bare Hohlräume (z. B. Deckenhohlräume oder die Hohlräume hinter den Verkleidungen im Rokokosaal) automatisch überwacht werden.

Zur Branddetektion werden

- herkömmliche Rauchmelder (optische Rauchmelder) für Bürobereiche, Arbeitsräume und Technikräume, die öffentlichen Räume im Coudrayanbau, im UG, KG und EG des Grünen Schlosses sowie im Gentsbau
- Rauchansaugsysteme im Rokokosaal und Bücherturm sowie Sonderlesesaal
- Schwelbrandmelder in den nicht zugänglichen Hohlräumen (Decken, Wandzwischenräume, besonders im Rokokosaal) eingesetzt.

Die Kombination dieser Melder sichert eine Brandfrüh- und -früherkennung nach dem derzeitigen Stand der Technik. Mit der Brandmeldeanlage wird die Löschanlage vorgesteuert.

Automatische Löschanlage

Für den Schutz der wertvollen Bestände im Rokokosaal sowie im Bibliotheksturm wird auf Wunsch des Nutzers zum Sachschutz eine automatische Löschanlage installiert. Die Anforderungen an ein solches System sind eine effektive Löschung eines Brandes schon in der Entstehungsbrandphase, eine vollkommene Humanverträglichkeit des Systems (im entsprechenden Raum müssen sich nach Auslösung der Löschanlage Personen ohne Schutzausrüstung mindestens 30 Minuten aufhalten können) sowie eine weitestgehende Vermeidung von Schäden durch das Löschesystem an der Einrichtung der Räume und der Bausubstanz.

Die Löschanlage muss folgende Löschbereiche schützen:

- den Rokokosaal
- den Sonderlesesaal im 3. Obergeschoss
- die Räume zur Aufbewahrung der Sonderbestände (Coudrayanbau)

- den Bibliotheksturm
- die Lüftungszentrale im Dachgeschoss

Hierzu standen mit einer Hochdruck-Wassernebel-Löschanlage bzw. einer Gaslöschanlage zwei grundsätzliche Alternativen zur Auswahl.

Die Hochdruck-Wassernebel-Löschanlage ist ein effizientes und selektives, am Ort der Brandentstehung einsetzbares Löschesystem. Der äußerst sparsame Einsatz von Wasser stellt im Hinblick auf eine mögliche Bücherbeschädigung eine vertretbare Nebenwirkung dar. Der erforderliche Platzbedarf für notwendige Technik (Löschwasserbevorratung, Druckerzeugung) ist gering. Das System ist vollkommen humanverträglich. Zur Installation der Anlage ist die verdeckte Verlegung von Rohrleitungen (ca. 12 – 16 mm Durchmesser) im Rokokosaal und im Bibliotheksturm erforderlich, die notwendigen Löschküsten müssen sichtbar installiert werden.

Die Gaslöschanlage stellt ein wirksames, aber nicht selektives Löschesystem dar. Im Falle der Branddetektion wird jeweils das gesamte Volumen des Löschbereichs (Rokokosaal oder Bibliotheksturm) mit Löschgas geflutet. Dementsprechend groß ist das notwendigerweise vorzuhaltende Löschmittel; außerdem wird ein separater Raum für Druckflaschen bzw. einen Tank benötigt, der aus Platzgründen nicht im Gebäude untergebracht werden kann, sondern außerhalb als Kellerraum anzuordnen wäre. Zudem ist eine völlige Humanverträglichkeit nicht für alle verfügbaren Löschgase gegeben. Das Einströmen des Löschgases in den Löschbereich erfordert eine Druckentlastung über entsprechend große Druckausgleichsöffnungen.

Im Ergebnis einer umfangreichen Untersuchung²⁸ fiel die Entscheidung zugunsten einer Hochdruck-Wassernebellöschanlage mit einer maximalen Tropfengröße von 100 µm und einer Auslösetemperatur der Glasfässchen von 59 °C für den Rokokosaal sowie den Biblio-

thekesturm bzw. von 68 °C für die anderen Bereiche aus. Es ist vorgesehen, die Anlage als vorgesteuerte, trockene auszulegen. Somit werden bei Auslösung eines Brandalarms die ansonsten trockenen Rohrleitungen bis zu den verschlossenen Löschdüsen geflutet, doch erst beim Auftreten von Temperaturen ≥ 59 °C bzw. ≥ 68 °C öffnen die Düsen und der Löschvorgang beginnt. Die Wasserförderung und Nebelerzeugung erfolgt dabei über eine mit Gas betriebene Pumpeneinheit (GPU²⁹), damit das Löschesystem bei Notwendigkeit von einer aufwendigen Notstromversorgung unabhängig funktionsfähig ist. Die maximale Löschezit aus dem Wasservorrat wurde auf 40 Minuten festgelegt.

Rauchabzug

Rauchabzüge sind in den notwendigen Treppenträumen im Coudrayanbau und im Gentzbau erforderlich. In diesen werden Rauchabzugsvorrichtungen über öffnbare Fenster mit manuellen Auslösetastern sowie einer Auslösung über die Brandmeldeanlage verwendet. Im Bibliotheksturm erfolgt der Rauchabzug durch eine natürliche Rauchabzugsanlage (NRA) gemäß DIN 18 232 – 2³⁰.

Sonstiges

Das historische Gebäude, brandschutztechnisch vor allem im Rokokosaal durch zahlreiche Hohlräume hinter sekundären Bekleidungen aus der Einrichtungszeit als Bibliothekssaal gekennzeichnet, birgt die Gefahr der Schwelbrandentstehung in diesen nicht zugänglichen Räumen. Da diese Abschnitte weitestgehend durch empfindliche Schwelbrandmelder überwacht werden und eine Melderauslösung dort nicht unwahrscheinlich ist, ist zur Abklärung dieser Situation eine Wärmebildkamera erforderlich. Mit einem derartigen Gerät lassen sich verdeckte Glutnester auch durch geschlossene Holzverkleidungen hindurch oder in Fußbodenkonstruktionen präzise aufspüren.

Rettungswegkennzeichnung und Sicherheitsbeleuchtung mit Sicherheitsstromversorgung werden für alle Gebäudeteile vorgesehen.

8.4.3 Organisatorischer Brandschutz

Für das Bibliotheksgebäude ist eine Brandschutzordnung nach DIN 14 096 aufzustellen, die das Verhalten zur Brandvermeidung, im Brandfall und zur Brandbekämpfung regelt. Alle Mitarbeiter sind über diese mindestens einmal im Jahr zu informieren.

Weiterhin ist den Nutzern das Rettungskonzept und die Funktion der wichtigsten brandschutztechnischen Anlagen – etwa im Rahmen der Benutzungsordnung der Bibliothek – bekannt zu geben.

9. Ausblick

Gegenwärtig erfolgt auf der Basis umfangreicher Voruntersuchungen und Materialanalysen die Restaurierung des gesamten Gebäudes und die Erneuerung der durch den Brand beschädigten bzw. vernichteten Bauteile. Eine wesentliche Aufgabenstellung besteht in der Verbesserung des bisherigen vorbeugenden Brandschutzes. Dazu wurde insbesondere die oben beschriebene Alternativendiskussion der mög-

lichen anlagentechnischen Maßnahmen geführt. Das Brandschutzkonzept³¹ vertritt eine die Komponenten baulicher, anlagentechnischer und organisatorischer Brandschutz im Zusammenhang betrachtende Vorgehensweise.

Da insbesondere die Feuchtebelastung durch den Löschangriff für das zukünftige Raumklima von größerer Bedeutung ist, werden instationäre Simulationen auf der Grundlage vor Ort gemessener Materialfeuchten und permanent analysierter Raumklimadaten nach den Löscharbeiten vorgenommen. In mehreren Wandbereichen wurden – um einem weiteren Durchfeuchten und damit auch einer zusätzlichen Ausbreitung des Echten Hausschwamms entgegenwirken zu können – Sperrungen eingebracht; der Erfolg dieser Maßnahmen ist derzeit noch fraglich. Mehr Erfolg verspricht die Methode des Aufheizens löschwassergeschädigter, massiver Bauteile im Rahmen der erforderlichen Bauwerkstrocknung. Es bleibt jedoch abzuwarten, wie auf den massiven Wand- und Deckenbauteilen aufgetragene Putzschichten und die Mörtelbestandteile der Mauerwerkbereiche auf diese Behandlung langfristig reagieren.

In Auswertung des Brandverlaufes kann festgestellt werden, dass die historische Konstruktion – hölzerne Trag- und Ausbauelemente inbegriffen – eine hohe Leistungsfähigkeit unter Vollbrandbelastung bewiesen hat. Das betrifft insbesondere die Decke über dem 2. Obergeschoss, die einschließlich der auf ihr befindlichen Dielen ohne größere Schädigungen einer Feuer- und Löschmitteleinwirkung über drei Stunden standhielt. Weiterhin werden bereits anderweitige Annahmen^{32,33}, die davon ausgehen, dass vielerlei brandschutztechnische Bekleidungen von Holztragkonstruktionen lediglich die Glutnestbildung fördern und einen wirkungsvollen Löschangriff sogar behindern, bestätigt.

Die Erneuerung des Dachstuhls einschließlich der Dachdeckung der Herzogin-Anna-Amalia-Bibliothek ist noch für das Jahr 2005 sowie die Gesamtrestaurierung bis zum Ende 2007 geplant.

Anmerkungen

¹ *Stiftung Weimarer Klassik und Kunstsammlungen und Thüringische Landeszeitung in Zusammenarbeit mit der Gesellschaft Anna Amalia Bibliothek e. V. (Hrsg.), „... auf daß von Dir die Nach-Welt nimmer schweigt“.* Die Herzogin Anna Amalia Bibliothek in Weimar nach dem Brand, Weimar 2004, S. 18.

² *Geburtig, G., Der Brand in der Herzogin-Anna-Amalia-Bibliothek in Weimar,* in: *Burgen und Schlösser 1/2005,* Konrad Theiss Verlag GmbH, Stuttgart 2005, S. 68–73.

³ Diese Zeitangabe geht aus dem Einsatzbericht der Weimarer Berufsfeuerwehr hervor.

⁴ *Staatsanwaltschaft Erfurt,* Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, Brandortuntersuchungsbericht der Kriminalpolizeistation Weimar vom 17. September 2004.

⁵ Stiftung Weimarer Klassik ... (wie Anmerkung 1).

⁶ *Geburtig, G. ...* (wie Anmerkung 2).

⁷ Auch mit dem Behördengutachten des Bundeskriminalamtes vom 25.02.2005 konnte keine abschließende Bewertung der Ursächlichkeit des „primären Schwelbrandes“ vorgenommen werden.

⁸ Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, Behördengutachten gemäß § 256 StPO des Bundeskriminalamtes vom 25.02.2005.

⁹ Ebda.

¹⁰ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, Vorläufiger Befundbericht des Bundeskriminalamtes vom 04.10.2004.

¹¹ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, ... (wie Anmerkung 8)

¹² Ebda.

¹³ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, Zeugenaussage des Inhabers einer „Elektrofirma“.

¹⁴ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, ... (wie Anmerkung 8)

¹⁵ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, ... (wie Anmerkung 13)

¹⁶ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, Zeugenaussagen von Mitarbeitern und Holzschutzgutachtern.

¹⁷ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, Aktenvermerk zur Auswertung der Ausdrücke der Brandmeldeanlage der Kriminalpolizeistation Weimar vom 15. September 2004.

¹⁸ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, Aktenvermerk zu einer Anfrage an die Einsatzzentrale der Berufsfeuerwehr Weimar der Kriminalpolizeistation Jena vom 07. September 2004.

¹⁹ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, Anlage zum Kriminaltechnischen Kurzauswertungsbericht des Thüringer Landeskriminalamtes vom 06.09.2004.

²⁰ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, Nachtrag zum Protokoll über kriminalistische Tatortarbeit vom 06.09.2004 der Kriminalpolizeistation Weimar vom 09. September 2004.

²¹ *Staatsanwaltschaft Erfurt*, Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, CD mit Fotografien des 1. Dachgeschosses vor dem Brand.

²² *Staatsanwaltschaft Erfurt*, Aktenzeichen 902 UJs 106458/04q, a) zum Nachteil der Stiftung Weimarer Klassik wegen Brandstiftung, Zeugenaussagen eingesetzter Feuerwehrleute.

²³ Richtlinie über den Bau und Betrieb von Versammlungsstätten.

²⁴ *Arnhold, E.*, Brandschutzkonzept zur Sanierung der Herzogin-Anna-Amalia-Bibliothek Weimar, Weimar Mai 2005, unveröffentlicht.

²⁵ *Thüringer Bauordnung (ThürBO)*, in der Fassung vom 16.03.2004.

²⁶ Ebda.

²⁷ *DIN 18232-2*, Rauch- und Wärmefreihaltung, Teil 2: Natürliche Rauchabzugsanlagen (NRA) – Bemessung, Anforderungen und Einbau, Beuth Verlag GmbH, Berlin Juni 2003.

²⁸ *Arnhold, E.* ... (wie Anmerkung 24).

²⁹ engl.: gasdriven pump unit (GPU).

³⁰ *DIN 18232-2* ... (wie Anmerkung 27).

³¹ *Arnhold, E.* ... (wie Anmerkung 24).

³² *Seehausen, K.-R.*, Fachwerk – Bauaufsicht – Denkmalschutz: Wie sind Konflikte lösbar?, in: 13. Kongreß für Altbausanierung, Fachwerksanierung, Bundesarbeitskreis Altbaurenewerung e.V., Nürnberg 1998, S. 45–77.

³³ *WTA-Publications (Hrsg.)*, Fachwerkinstandsetzung nach WTA XII: Brandschutz bei Fachwerkgebäuden, WTA-Merkblatt 8-12-04/D, München 2005.

Dr.-Ing. Ireneusz Bejtka



Universität Karlsruhe (TH)
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau
und Baukonstruktionen
76128 Karlsruhe
Tel.: 0721 608-2710 (Sekretariat)
Fax: 0721 608-4081
E-Mail: Ireneusz.Bejtka@holz.uka.de

- | | |
|-------------|--|
| 1972 | Geboren in Bydgoszcz, Polen |
| 1993 | Abitur |
| 1994 – 2000 | Studium des Bauingenieurwesens, Universität Karlsruhe (TH) |
| Seit 2000 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für
Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen,
Universität Karlsruhe (TH) |
| 2005 | Promotion zum Dr.-Ing. |

Verstärkung von Stabdübelverbindungen

Nachweise für Tragwerksplaner

1. Einleitung

Die Traglast von Holz-Holz- bzw. Stahlblech-Holz-Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln kann nach der Theorie von Johansen (1949) berechnet werden. Hierbei ist die Traglast in erster Linie von der Lochleibungsfestigkeit des Holzes, vom Fließmoment der Verbindungsmittel sowie von der Geometrie der Verbindung abhängig. Für das Last-Verformungs-Verhalten des Holzes unter Lochleibungsbeanspruchung und des Verbindungsmittels unter Biegebeanspruchung wurde hierbei ein ideal-plastisches Materialverhalten zugrundegelegt. Die Gleichungen zur Berechnung der Traglast von Holz-Holz- bzw. Stahlblech-Holz-Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln sind z. B. im Anhang G 2 der DIN 1052:2004-08 angegeben.

Werden Verbindungen mit mehreren in Faserrichtung des Holzes angeordneten Verbindungsmitteln hergestellt, kann unter Umständen ein sprödes Spaltversagen der Verbindung eintreten. Dieses spröde Spaltversagen ist häufig bereits bei sehr geringen Verformungen einer Verbindung zu beobachten. Es tritt häufiger auf, wenn die faserparallelen Abstände a_1 der Verbindungsmittel untereinander kleiner werden.

In Johansens Modellbildung wurden diese spröden Versagensarten nicht berücksichtigt. Versagt eine Verbindung infolge Spalten des Holzes, kann die nach Johansen berechnete Tragfähigkeit nicht erreicht werden. Die Tragfähigkeit einer spaltgefährdeten Verbindung kann näherungsweise berechnet werden, indem anstelle der tatsächlichen Anzahl n der Verbindungsmittel untereinander eine wirksame Anzahl $n_{ef} \leq n$ verwendet wird. Nach den Untersuchungen von Jorissen (1998) kann die wirksame Anzahl n_{ef} nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{10 \cdot d}} \right\} \quad (1)$$

Sprödes Versagen infolge Spalten des Holzes kann vermieden werden, wenn entweder die Abstände a_1 ausreichend groß gewählt werden oder wenn das Holz im Verbindungsbereich verstärkt wird.

Grundsätzlich kann zwischen außen und innen liegenden Verstärkungselementen unterschieden werden. Zu den außen liegenden Verstärkungselementen zählen seitlich auf das Holz aufgeklebte Plattenwerkstoffe sowie seitlich aufgepresste Nagelplatten. Diese Verstärkungs-

maßnahmen verhindern ein sprödes Versagen der Verbindung. Werden Verstärkungselemente mit einer hohen Lochleibungsfestigkeit in der Fuge zwischen zwei zu verbindenden Bauteilen angebracht, kann zudem die Tragfähigkeit der Verbindung erhöht werden.

Zu den innen liegenden Verstärkungselementen gehören eingeklebte Gewindestangen oder Schrauben in vorgebohrten oder nicht vorgebohrten Löchern. Im Vergleich zu der Verstärkungsmethode mit außen liegenden Verstärkungselementen ist diese Methode ansprechender, weil stiftförmige Verstärkungselemente in das Holz eingebracht werden und somit unsichtbar sind. Ein weiterer Unterschied zwischen diesen Verstärkungsmethoden ist der Verbund zwischen dem Holz und dem Verstärkungselement. Verstärkungselemente mit mechanischem Verbund (z. B. Schrauben oder aufgepresste Nagelplatten) sind im Vergleich zu eingeklebten oder aufgeklebten Verstärkungselementen einfacher herzustellen. Damit bieten insbesondere Holzschrauben mit durchgehendem Gewinde, welche ohne Vorbohren ins Holz eingedreht werden, gegenwärtig die einfachste und auch ansprechendste Methode einer Verstärkung.

Sprödes Versagen infolge Spalten des Holzes kann somit vermieden werden, wenn z. B. selbstbohrende Vollgewindeschrauben rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes sowie rechtwinklig zur Stabdübelachse eingedreht und ausreichend dimensioniert werden.

In den Erläuterungen zur DIN 1052:2004-08 wird aufbauend auf den Untersuchungen von Schmid empfohlen, die auf Herausziehen beanspruchten Schrauben für 30 % der Beanspruchung der Stabdübel pro Scherfuge zu bemessen. Werden diese Verstärkungselemente ausreichend dimensioniert, kann das Spalten einer Verbindung vermieden und die Traglast in Anlehnung an die Theorie von Johansen berechnet werden. Das Versagen dieser Verbindungen ist dann, wie von Johansen vorausgesetzt, plastisch.

Werden die Vollgewindeschrauben darüber hinaus direkt im Kontakt an die stiftförmigen Verbindungsmittel eingebracht, können ähnlich wie bei aufgeklebten Verstärkungen sowohl die Steifigkeit als auch die Tragfähigkeit einer Verbindung weiter gesteigert werden.

In *Bild 1-1* ist am Beispiel einer verstärkten zweischnittigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech die Anordnung der Vollgewindeschrauben dargestellt.

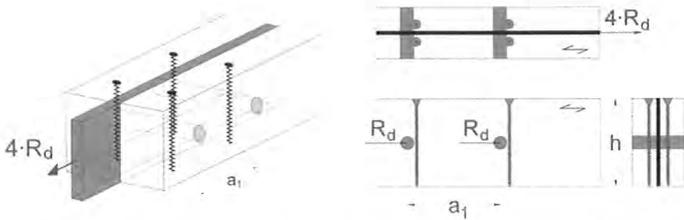


Bild 1-1: Mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkte Verbindung

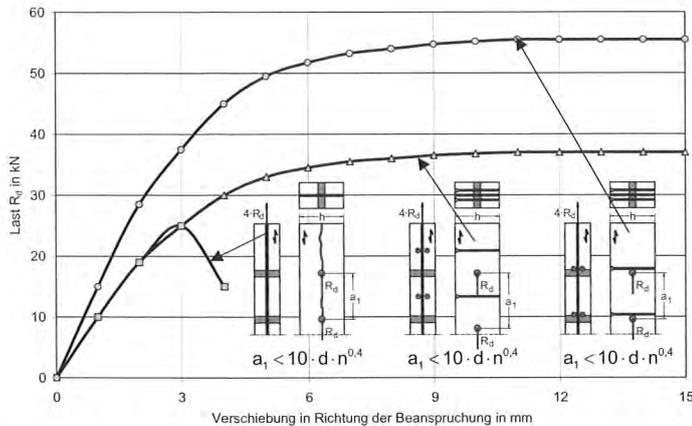


Bild 1-2: Typisches Last-Verformungs-Verhalten von spaltgefährdeten und unterschiedlich verstärkten, nicht spaltgefährdeten Verbindungen

Weiterhin ist in *Bild 1-2* das typische Last-Verformungs-Verhalten von spaltgefährdeten und unterschiedlich verstärkten, nicht spaltgefährdeten Verbindungen dargestellt.

Nachfolgend wird auf der Grundlage der Theorie von Johansen eine Methode vorgestellt, mit deren Hilfe nicht nur das Spalten des Holzes vermieden, sondern durch die Auflagerwirkung der Vollgewindeschrauben die Tragfähigkeit einer nicht spaltgefährdeten Verbindung erhöht werden kann.

2. Berechnungsmodell für verstärkte Verbindungen

2.1 Annahmen

In *Bild 2-1* ist eine Stabdübelverbindung dargestellt, die mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkt wird. Hierbei kann eine Schraube entweder als Verstärkung für einen Stabdübel (linke Seitenansicht), zwei (rechte Seitenansicht) oder auch mehrere Stabdübel dienen.

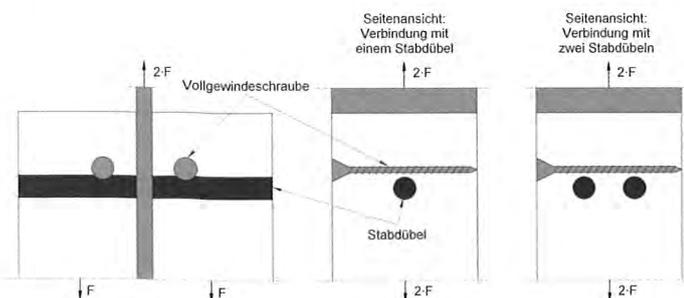


Bild 2-1: Mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkte Stabdübelverbindung

Direkt im Kontakt an die Stabdübel sowie rechtwinklig zur Belastungsrichtung und rechtwinklig zur Achse der Stabdübel angeordnete Vollgewindeschrauben werden durch die Stabdübel rechtwinklig zu ihrer Achse beansprucht. Daher kann das Tragverhalten der Vollgewindeschrauben selbst ebenfalls in Anlehnung an die Theorie von Johansen berechnet werden.

Auf Abscheren beanspruchte Schrauben weisen ein ähnliches Last-Verformungs-Verhalten auf wie andere stiftförmige metallische Verbindungsmittel. Bei kleinen Verformungen weisen das Holz bei Beanspruchung rechtwinklig zur Schraubenachse sowie die Holzschraube bei Biegebeanspruchung ein linear-elastisches Materialverhalten auf. Bei größeren Verformungen kann ein plastisches Materialverhalten angenommen werden (*links in Bild 2-2*). Das Last-Verformungs-Verhalten von Schrauben bei Beanspruchung auf Herausziehen ist bis zum spröden Versagen jedoch quasi linear-elastisch. Bei Beanspruchung auf Herausziehen tritt anschließend ohne Ankündigung ein deutlicher Lastabfall und damit Versagen ein (*rechts in Bild 2-2*).

Bei der Beanspruchung einer verstärkten Verbindung ist wegen der Anordnung der Vollgewindeschrauben in einem Abstand zur Fuge die Verschiebung dieser Verstärkungselemente rechtwinklig zu ihrer Achse kleiner als die Verschiebung der Stabdübel in der Fuge. Dadurch können sich die Verstärkungselemente im Holz nicht ausreichend schräg stellen, damit sich eine nennenswerte Zugtragwirkung einstellt. Unter Berücksichtigung des Last-Verformungs-Verhaltens bei Beanspruchung auf Herausziehen wird bei einer geringen axialen Relativverschiebung die Ausziehtragfähigkeit nicht erreicht. Dieser Effekt wird mit steigender Entfernung der Verstärkungselemente von der Fuge größer. Daher ist es wirklichkeitsnäher, bei auf Abscheren beanspruchten Vollgewindeschrauben als Verstärkungselemente die traglaststeigernde Wirkung auf Herausziehen zu vernachlässigen.

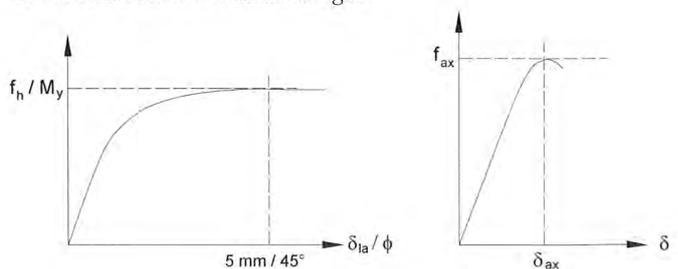


Bild 2-2: Links: Schematisches Last-Verformungs-Verhalten des Holzes bei Lochleibungsbeanspruchung und der Schraube bei Biegebeanspruchung. Rechts: Schematisches Last-Verformungs-Verhalten einer Schraube bei Beanspruchung auf Herausziehen

Für die Herleitung der Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeit von verstärkten Verbindungen wird daher der Auszieh Widerstand der Vollgewindeschrauben vernachlässigt. Für das Last-Verformungs-Verhalten des Holzes bei Lochleibungsbeanspruchung und der Schrauben bei Biegebeanspruchung wird in Anlehnung an Johansen ein idealplastisches Last-Verformungs-Verhalten zugrundegelegt (*Bild 2-3*).

Unter Berücksichtigung der vereinfachten Annahmen für das Last-Verformungs-Verhalten des Holzes bei Lochleibungsbeanspruchung und der Schrauben bei Biegebeanspruchung sowie unter Vernachlässigung

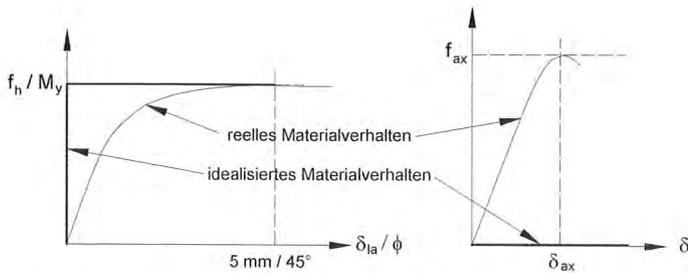


Bild 2-3: Vereinfachte Annahmen für das Last-Verformungs-Verhalten des Holzes bei Lochleibungsbeanspruchung und der Vollgewindeschrauben bei Biegebeanspruchung

des Auszieh Widerstandes (Bild 2-3) entspricht das Last-Verformungs-Verhalten der Vollgewindeschrauben als Verstärkungselemente bei Beanspruchung rechtwinklig zu ihrer Achse, demjenigen in Bild 2-4.

Bei diesem in Bild 2-4 dargestellten idealisierten Last-Verformungs-Verhalten für das Verstärkungselement bei Beanspruchung rechtwinklig zur Achse können sich für die Stabdübel nur folgende Grundversagensmechanismen einstellen:

Wird unter der Annahme des idealisierten Last-Verformungs-Verhaltens der Verstärkungselemente die Tragfähigkeit des Verstärkungselementes R_{VE} bei Beanspruchung rechtwinklig zur Achse durch die Kraftkomponente F_{VE} aus dem Stabdübel erreicht, wird sich das Verstärkungselement in Richtung der Kraft mitverschieben. Diese Art der Verstärkung wird von nun an als „weiche“ Verstärkung bezeichnet (oben in Bild 2-5).

Wird unter der Annahme des idealisierten Last-Verformungs-Verhaltens der Verstärkungselemente die Tragfähigkeit des Verstärkungselementes R_{VE} bei Beanspruchung rechtwinklig zur Achse durch die

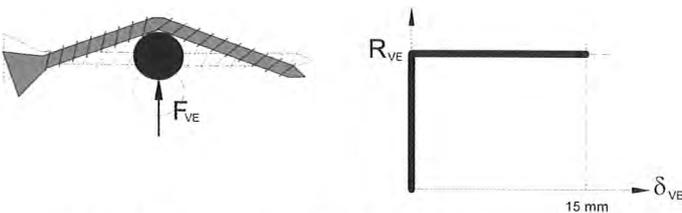


Bild 2-4: Last-Verformungs-Verhalten für eine rechtwinklig zu ihrer Achse beanspruchte Vollgewindeschraube als Verstärkungselement

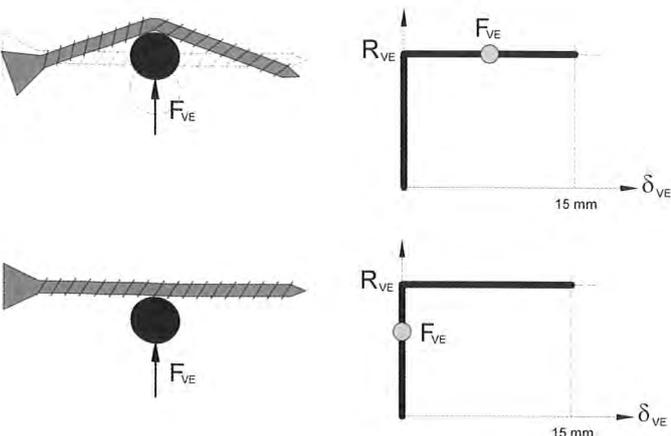


Bild 2-5: „Weiche“ und „harte“ Verstärkung (von oben nach unten)

Kraftkomponente F_{VE} aus dem Stabdübel nicht erreicht, kann sich das Verstärkungselement in Krafrichtung nicht mitverschieben (unten in Bild 2-5). Das Verstärkungselement wirkt auf den Stabdübel wie ein unverschiebliches Auflager. Diese Art der Verstärkung wird von nun an als „harte“ Verstärkung bezeichnet.

2.2 Tragfähigkeit von mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkten Stahlblech-Holz-Verbindungen

In Bild 2-6 ist für den Versagensmechanismus mit zwei Fließgelenken (VM 3) eine zweischrittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech mit einem „harten“ und einem „weichen“ Verstärkungselement und eine Verbindung ohne Verstärkungselemente dargestellt. Für diese verstärkte Verbindung werden nachfolgend die Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeit von verstärkten Stahlblech-Holz-Verbindungen hergeleitet.

Die Tragfähigkeit des Verstärkungselementes ist R_{VE} . Die Beanspruchung des Verstärkungselementes durch den Stabdübel ist $F_{VE,3}$.

Die Tragfähigkeit je Verbindungsmittel und Scherfuge einer unverstärkten Stahlblech-Holz-Verbindung für den in Bild 2-6 dargestellten Versagensmechanismus 3 wird nach der Theorie von Johansen wie folgt berechnet:

$$R_3 = \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_y \cdot f_h \cdot d} \tag{2}$$

Der Abstand x_3 zwischen dem Fließgelenk und der Fuge bei einer unverstärkten Verbindung berechnet sich für Versagensmechanismus 3 nach Gleichung (3).

$$x_3 = \sqrt{\frac{4 \cdot M_y}{f_h \cdot d}} \tag{3}$$

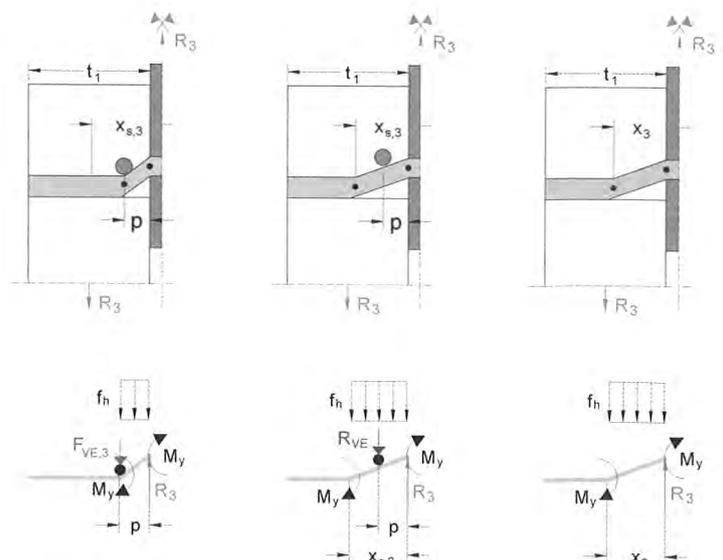


Bild 2-6: Mechanisches Modell für VM 3 bei einer verstärkten zweischrittigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech. Links: „harte“ Verstärkung; Mitte: „weiche“ Verstärkung; Rechts: ohne Verstärkung

Wird ein Verstärkungselement zwischen dem Fließgelenk einer unverstärkten Verbindung und der Fuge ($p < x_3$) bündig an den Stabdübel angebracht, können sich für den Versagensmechanismus 3 zwei weitere Versagensmechanismen einstellen. Wird das Verstärkungselement außerhalb der Strecke x_3 angebracht, ist keine Steigerung der Traglast zu erwarten.

Für den Fall einer „weichen“ Verstärkung nach *Bild 2-6* wird die Tragfähigkeit R_3 je Scherfuge und Stabdübel nach Gleichung (4) berechnet.

$$R_3 = R_{VE} + \sqrt{2} \cdot \sqrt{f_h \cdot d \cdot (2 \cdot M_y - R_{VE} \cdot p)} \quad (4)$$

Die Tragfähigkeit R_3 wird aus dem Momenten- und dem Kräftegleichgewicht in der Fuge ermittelt. Bei diesem „weichen“ Grundversagensmechanismus ist die Tragfähigkeit R_{VE} des Verstärkungselementes erreicht ($F_{VE,3} \geq R_{VE}$).

Ist die Beanspruchung $F_{VE,3}$ des Verstärkungselementes durch den Stabdübel kleiner als die Tragfähigkeit R_{VE} des Verstärkungselementes, wird sich unter Betrachtung des Last-Verformungs-Verhaltens in *Bild 2-4* die Schraube in Krafrichtung nicht mitverschieben. Für diesen Fall einer „harten“ Verstärkung (*siehe links in Bild 2-6*) wird die Tragfähigkeit R_3 je Scherfuge und Stabdübel wie folgt berechnet:

$$R_3 = \frac{2 \cdot M_y}{p} + \frac{f_h \cdot d \cdot p}{2} \quad (5)$$

Die Beanspruchung $F_{VE,3}$ des Verstärkungselementes durch den Stabdübel wird ebenfalls aus dem Kräftegleichgewicht in der Fuge hergeleitet:

$$F_{VE,3} = \frac{2 \cdot M_y}{p} - \frac{f_h \cdot d \cdot p}{2} \quad (6)$$

Für $F_{VE,3} < R_{VE}$ wird Gleichung (5) maßgebend, weil die Vollgewindeschraube auf den Stabdübel wie ein unverschiebliches Auflager wirkt. Für $F_{VE,3} \geq R_{VE}$ ist die Tragfähigkeit der Vollgewindeschraube erreicht. Unter Berücksichtigung des Last-Verformungs-Verhaltens für die Vollgewindeschraube wird sich diese mit dem Stabdübel in Richtung der Kraft mitverschieben. Für diesen Fall einer „weichen“ Verstärkung wird Gleichung (4) maßgebend.

Anhand dieses Beispiels (zweischichtige Stahlblech-Holz-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech und Versagensmechanismus 3) wurde die Herleitung der Traglastgleichungen für verstärkte Stahlblech-Holz-Verbindungen vorgestellt.

Die Tragfähigkeit einer verstärkten Stahlblech-Holz-Verbindung wird ermittelt, indem zunächst die Tragfähigkeit R_{VE} des Verstärkungselementes berechnet wird. Die Tragfähigkeit der Verstärkungselemente ist in Abschnitt 2.4 angegeben. Für jeden Versagensmechanismus der Stabdübel wird zunächst die Beanspruchung $F_{VE,i}$ berechnet. Für den Fall $F_{VE,i} < R_{VE}$ wird die Tragfähigkeit einer verstärkten Verbindung mit den Gleichungen für eine „harte“ Verstärkung berechnet. Für den Fall $F_{VE,i} \geq R_{VE}$ wird sich das Verstärkungselement in Krafrichtung mitverschieben. Für diesen Fall ist die Tragfähigkeit einer verstärkten Verbindung unter Berücksichtigung eines „weichen“ Verstärkungselementes zu berechnen.

2.2.1 Einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit dickem Stahlblech

Dicke Stahlbleche liegen vor, wenn die Stahlblechdicke mindestens der Dicke des Stabdübels entspricht ($t \geq d$).

Bei einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindungen mit dicken Stahlblechen kann sich der Stabdübel im Stahlblech nicht verdrehen, da eine vollständige Einspannung im Blech vorausgesetzt wird. Damit können bei einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindungen mit dicken Stahlblechen folgende Versagensmechanismen auftreten:

Versagensmechanismus 1:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit f_h im Holz. Da sich im Stabdübel keine Fließgelenke ausbilden, kann bei verstärkten Verbindungen mit diesem Versagensmechanismus nur der Fall der „weichen“ Verstärkung auftreten.

Versagensmechanismus 2:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit des Holzes und der Ausbildung eines Fließgelenkes in der Fuge. Bei diesem Versagensmechanismus kann sich in Abhängigkeit von der Größe der Beanspruchung $F_{VE,2}$ entweder ein „weiches“ oder ein „hartes“ Versagen einstellen.

Versagensmechanismus 3:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit des Holzes und der Ausbildung von zwei Fließgelenken. Ein Fließgelenk bildet sich direkt in der Fuge, das andere im Holz aus. Bei diesem Versagensmechanismus kann sich ebenso in Abhängigkeit von der Größe der Beanspruchung $F_{VE,3}$ entweder ein „weiches“ oder ein „hartes“ Versagen einstellen.

Die Tragfähigkeit R einer einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit dickem Stahlblech ist der kleinste Wert der Tragfähigkeiten für die entsprechenden Versagensmechanismen.

$$R = \min\{R_1, R_2, R_3\} \quad (7)$$

mit:

$$R_1 = f_h \cdot d \cdot t_1 + R_{VE} \quad (8)$$

$$R_2 = f_h \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4}{t_1^2} \cdot \frac{M_y}{f_h \cdot d}} - 1 \right] \quad \text{für } p \geq x_2 \quad (9)$$

$$R_2 = \frac{M_y}{p} + f_h \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[\frac{t_1}{2 \cdot p} + \frac{p}{t_1} - 1 \right] \quad (10)$$

für $p < x_2$ und $R_{VE} > F_{VE,2}$

$$R_2 = R_{VE} + f_h \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4}{t_1^2} \cdot \left(\frac{M_y - R_{VE} \cdot p}{f_h \cdot d} \right)} - 1 \right] \quad (11)$$

für $p < x_2$ und $R_{VE} \leq F_{VE,2}$

$$\text{mit: } F_{VE,2} = \frac{M_y}{p} + \frac{f_h \cdot d}{p} \cdot \left[\frac{t_1^2}{2} - p^2 \right] \quad \text{und } x_2 = \sqrt{\frac{t_1^2}{2} + \frac{M_y}{f_h \cdot d}} \quad (12)$$

$$R_3 = \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_y \cdot f_h \cdot d} \quad \text{für } p \geq x_3 \quad (13)$$

$$R_3 = \frac{2 \cdot M_y}{p} + \frac{f_h \cdot d \cdot p}{2} \quad \text{für } p < x_3 \text{ und } R_{VE} > F_{VE,3} \quad (14)$$

$$R_3 = R_{VE} + \sqrt{2 \cdot f_h \cdot d \cdot (2 \cdot M_y - R_{VE} \cdot p)} \quad \text{für } p < x_3 \text{ und } R_{VE} \leq F_{VE,3} \quad (15)$$

$$\text{mit: } F_{VE,3} = \frac{2 \cdot M_y}{p} - \frac{f_h \cdot d \cdot p}{2} \text{ und } x_3 = \sqrt{\frac{4 \cdot M_y}{f_h \cdot d}} \quad (16)$$

2.2.2 Einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnem Stahlblech

Dünne Stahlbleche liegen vor, wenn die Stahlblechdicke höchstens der halben Dicke des Stabdübels entspricht ($t < 0,5 \cdot d$).

Im Gegensatz zu einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindungen mit dickem Stahlblech, kann sich bei Verbindungen mit dünnem Stahlblech der Stabdübel im Stahlblech verdrehen. Es wird eine gelenkige Lagerung des Stiftes im Stahlblech angenommen.

Folgende Versagensmechanismen können sich bei einer Verbindung mit dünnem Stahlblech einstellen:

Versagensmechanismus 2:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit des Holzes sowie durch das Verdrehen des Stabdübels im Holz. Für den Fall einer „weichen“ Verstärkung ($F_{VE,2} \geq R_{VE}$) befindet sich der Drehpunkt des Stabdübels außerhalb der Lage des Verstärkungselementes. Für den Fall einer „harten“ Verstärkung ($F_{VE,2} < R_{VE}$) verdreht sich der Stabdübel genau an der Stelle des Verstärkungselementes.

Versagensmechanismus 3:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit des Holzes und der Ausbildung eines Fließgelenkes im Stabdübel im Holz. Für den Fall einer „weichen“ Verstärkung ($F_{VE,3} \geq R_{VE}$) bildet sich das Fließgelenk im Stabdübel außerhalb der Lage des Verstärkungselementes aus. Für den Fall einer „harten“ Verstärkung ($F_{VE,3} < R_{VE}$) bildet sich das Fließgelenk im Stabdübel an der Stelle des Verstärkungselementes aus. Da die Tragfähigkeit des Verstärkungselementes R_{VE} größer ist als die Beanspruchung $F_{VE,3}$, wirkt das Verstärkungselement als Auflager für den Stabdübel.

Die Tragfähigkeit R einer einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnem Stahlblech ist der kleinste Wert der Tragfähigkeiten für die entsprechenden Versagensmechanismen.

$$R = \min \{R_2, R_3\} \quad (17)$$

$$\text{mit: } R_2 = f_h \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[\sqrt{2} - 1 \right] \quad \text{für } p \geq x_2 \quad (18)$$

$$R_2 = f_h \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[\frac{t_1}{2 \cdot p} + \frac{p}{t_1} - 1 \right] \quad \text{für } p < x_2 \text{ und } R_{VE} > F_{VE,2} \quad (19)$$

$$R_2 = R_{VE} + f_h \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 - \frac{4 \cdot R_{VE} \cdot p}{t_1^2 \cdot f_h \cdot d}} - 1 \right] \quad \text{für } p < x_2 \text{ und } R_{VE} \leq F_{VE,2} \quad (20)$$

$$\text{mit: } F_{VE,2} = \frac{f_h \cdot d}{p} \cdot \left[\frac{t_1^2}{2} - p^2 \right] \text{ und } x_2 = \frac{t_1}{\sqrt{2}} \quad (21)$$

$$R_3 = \sqrt{2 \cdot f_h \cdot d \cdot M_y} \quad \text{für } p \geq x_3 \quad (22)$$

$$R_3 = \frac{M_y}{p} + \frac{f_h \cdot d \cdot p}{2} \quad \text{für } p < x_3 \text{ und } R_{VE} \leq F_{VE,3} \quad (23)$$

$$R_3 = R_{VE} + \sqrt{2 \cdot f_h \cdot d \cdot (M_y - R_{VE} \cdot p)} \quad \text{für } p < x_3 \text{ und } R_{VE} \leq F_{VE,3} \quad (24)$$

$$\text{mit: } F_{VE,3} = \frac{M_y}{p} - \frac{f_h \cdot d \cdot p}{2} \text{ und } x_3 = \sqrt{\frac{2 \cdot M_y}{f_h \cdot d}} \quad (25)$$

2.2.3 Zweischnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech

Bei zweischnittigen Stahlblech-Holz-Verbindungen mit innen liegendem Stahlblech kann sich der Stabdübel im Stahlblech wie bei den einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindungen mit dickem Stahlblech nicht verdrehen. Daher entspricht die Tragfähigkeit je Scherfuge und Stabdübel für eine zweischnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech derjenigen für eine einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit dickem Stahlblech. Die Tragfähigkeit R für eine zweischnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech ist folglich der kleinste Wert der Tragfähigkeiten aus Versagensmechanismus 1, 2 oder 3 nach Gleichung (7).

2.2.4 Zweischnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnen, außen liegenden Stahlblechen

Diese Verbindung entspricht einer einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnem Stahlblech, wobei sich bei diesem Fall nicht alle Versagensmechanismen einstellen können.

Folgende Versagensmechanismen können sich bei dieser Verbindung einstellen:

Versagensmechanismus 1:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit f_h im Holz. Da sich keine Fließgelenke ausbilden, kann hier nur der Fall der „weichen“ Verstärkung auftreten.

Versagensmechanismus 3:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit des Holzes und der Ausbildung eines Fließgelenkes im Stabdübel sowie der Verdrehung des Stabdübels im Stahlblech. Für den Fall einer „weichen“ Verstärkung ($F_{VE,3} \geq R_{VE}$) bildet sich das Fließgelenk im Stabdübel außerhalb der Lage des Verstärkungselementes aus. Für den Fall einer „harten“ Verstärkung ($F_{VE,3} < R_{VE}$) bildet sich das Fließgelenk im Stabdübel genau an der Stelle des Verstärkungselementes aus.

Die Tragfähigkeit R einer zweischnittigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnen, außen liegenden Stahlblechen ist der kleinste Wert der Tragfähigkeiten für die entsprechenden Versagensmechanismen.

$$R = \min \{R_1, R_3\} \quad (26)$$

mit:

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot f_h \cdot d \cdot t_2 + R_{VE} \quad (27)$$

$$R_3 = \sqrt{2 \cdot M_y \cdot f_h \cdot d} \quad \text{für } \frac{t_2}{2} > p \geq x_3 \quad (28)$$

$$R_3 = \frac{M_y}{p} + \frac{f_h \cdot d \cdot p}{2} \quad \text{für } p < x_3 < \frac{t_2}{2} \text{ und } R_{VE} > F_{VE,3} \quad (29)$$

$$R_3 = R_{VE} + \sqrt{2 \cdot f_h \cdot d \cdot (M_y - R_{VE} \cdot p)} \quad (30)$$

für $p < x_3 < \frac{t_2}{2}$ und $R_{VE} \leq F_{VE,3}$

mit:

$$F_{VE,3} = \frac{M_y}{p} - \frac{f_h \cdot d \cdot p}{2} \quad \text{und } x_3 = \sqrt{\frac{2 \cdot M_y}{f_h \cdot d}} \quad (31)$$

2.2.5 Zweischmittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit dicken außen liegenden Stahlblechen

Diese Verbindung entspricht einer einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit einem dicken Stahlblech, wobei sich hier nicht alle Versagensmechanismen einstellen können.

Die Tragfähigkeit R einer zweischmittigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit dicken, außen liegenden Stahlblechen ist der kleinste Wert der Tragfähigkeiten für die entsprechenden Versagensmechanismen.

$$R = \min \{R_1, R_3\} \quad (32)$$

mit:

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot f_h \cdot d \cdot t_2 + R_{VE} \quad (33)$$

$$R_3 = \sqrt{2 \cdot \sqrt{2 \cdot M_y \cdot f_h \cdot d}} \quad \text{für } \frac{t_2}{2} > p \geq x_3 \quad (34)$$

$$R_3 = \frac{2 \cdot M_y}{p} + \frac{f_h \cdot d \cdot p}{2} \quad \text{für } p < x_3 < \frac{t_2}{2} \text{ und } R_{VE} > F_{VE,3} \quad (35)$$

$$R_3 = R_{VE} + \sqrt{2 \cdot \sqrt{f_h \cdot d \cdot (2 \cdot M_y - R_{VE} \cdot p)}} \quad (36)$$

für $p < x_3 < \frac{t_2}{2}$ und $R_{VE} \leq F_{VE,3}$

mit:

$$F_{VE,3} = \frac{2 \cdot M_y}{p} - \frac{f_h \cdot d \cdot p}{2} \quad \text{und } x_3 = \sqrt{\frac{4 \cdot M_y}{f_h \cdot d}} \quad (37)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (7) bis (37) können die Tragfähigkeiten von verstärkten Stahlblech-Holz-Verbindungen berechnet werden.

Die Wirkungsweise einer Verstärkung ist in *Bild 2-7* dargestellt. Hier ist für eine zweischmittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit einem innen liegenden Stahlblech der Verlauf der Tragfähigkeit R pro Scherfuge in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit R_{VE} des Verstärkungselementes dargestellt.

Für die Berechnung der Tragfähigkeit wurden folgende Eingangsgrößen gewählt:

Lochleibungsfestigkeit des Holzes:	$f_h = 30 \text{ N/mm}^2$
Stabdübeldurchmesser:	$d = 16 \text{ mm}$
Dicke des anzuschließenden Bauteils:	$t_1 = 60 \text{ mm}$
Fließmoment des Stabdübels:	$M_y = 246 \text{ Nm}$
Abstand des Verstärkungselementes zur Fuge:	$p = 20 \text{ mm}$

(Ein Abstand von $p = 20 \text{ mm}$ entspricht bei einem erforderlichen Mindestabstand von $a_{2,c} = 2,5 \cdot d$ einem Durchmesser des Verstärkungselementes von $d = 8 \text{ mm}$).

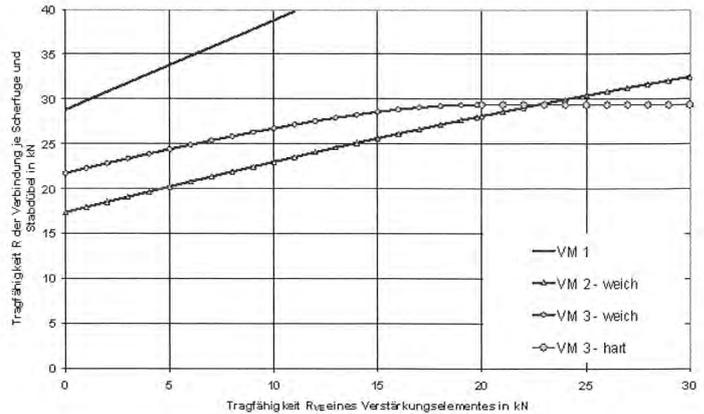


Bild 2-7: Tragfähigkeit R einer verstärkten Stahlblech-Holz-Verbindung in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit R_{VE} des Verstärkungselementes

Für $R_{VE} = 0 \text{ N}$ beträgt die Tragfähigkeit $R = 17,4 \text{ kN}$ und entspricht exakt der Tragfähigkeit für eine unverstärkte Verbindung. Maßgebend für dieses Versagen ist Versagensmechanismus 2. Mit steigender Tragfähigkeit R_{VE} des Verstärkungselementes steigt die Tragfähigkeit R je Scherfuge und Stabdübel. Wird in die Verbindung eine Vollgewindeschraube mit einer Tragfähigkeit von $R_{VE} = 22,6 \text{ kN}$ in einem Abstand von $p = 20 \text{ mm}$ zur Fuge direkt an den Stabdübel angebracht, kann die Tragfähigkeit der verstärkten Verbindung auf $R = 29,4 \text{ kN}$ erhöht werden. Der Anstieg der Tragfähigkeit von $R = 17,4 \text{ kN}$ auf $R = 29,4 \text{ kN}$ entspricht einer Steigerung der Tragfähigkeit um 69 %. Eine weitere Erhöhung der Tragfähigkeit ist nicht mehr möglich, weil ab einer Tragfähigkeit der Vollgewindeschraube von $R_{VE} = 22,6 \text{ kN}$ das „harte“ Verstärkungselement auf den Stabdübel quasi wie ein unverschiebliches Auflager wirkt. Im Vergleich zu einer unverstärkten Verbindung mit dem maßgebenden Versagensmechanismus 2 ändert sich infolge einer Verstärkung mit $R_{VE} = 22,6 \text{ kN}$ der maßgebende Versagensmechanismus zum VM 3 (siehe *Bild 2-7*).

2.3 Tragfähigkeit von mit selbstbohrenden Holzschrauben verstärkten Holz-Holz-Verbindungen

Im Gegensatz zu verstärkten Stahlblech-Holz-Verbindungen, bei denen nur ein Bauteil aus Holz mit selbstbohrenden Holzschrauben zu verstärken ist, sind bei Holz-Holz-Verbindungen sämtliche Bauteile zu verstärken. Erst dann kann ein wirksamer Verstärkungseffekt erzielt werden. Damit ist die Ermittlung der Tragfähigkeit von verstärkten Holz-Holz-Verbindungen im Vergleich zu den bereits vorgestellten Stahlblech-Holz-Verbindungen deutlich komplizierter. Unterschiede in der Lochleibungsfestigkeit in Holz-Holz-Verbindungen können durch eine unterschiedliche Rohdichte oder unterschiedliche Last-Faser-Winkel der verbundenen Hölzer verursacht werden. Dadurch entstehen unterschiedliche Tragfähigkeiten $R_{i,VE}$ der Verstärkungselemente und/oder der Beanspruchungen $F_{i,VE}$ aus den Stabdübeln. Für den Fall unterschiedlicher Tragfähigkeiten $R_{i,VE}$ und/oder unterschiedlicher Beanspruchungen $F_{i,VE}$ treten im Vergleich zu verstärkten Stahlblech-Holz-Verbindungen mit nur zwei Grundversagensmechanismen, zusätzlich zwei weitere Grundversagensmechanismen auf.

Der erste „harte“ Grundversagensmechanismus entspricht demjenigen für verstärkte Stahlblech-Holz-Verbindungen. Der „harte“ Grundversagensmechanismus tritt ein, wenn unter der Annahme des Zusammenwirkens der Stabdübel und der Vollgewindeschraube als Verstärkungselement und unter der Annahme des Last-Verformungs-Verhaltens der Verstärkungselemente nach *Bild 2-4* die Tragfähigkeiten beider Verstärkungselemente $R_{1,VE}$ und $R_{2,VE}$ größer als die entsprechenden Kraftkomponenten $F_{1,VE}$ und $F_{2,VE}$ sind. Bei diesem „harten“ Grundversagensmechanismus wirken die Verstärkungselemente wie unverschiebliche Auflager der Stabdübel.

Sind entweder die Beanspruchungen aus den Stabdübeln $F_{i,VE}$ und/oder die Tragfähigkeiten der Verstärkungselemente $R_{i,VE}$ nicht gleich, können sich weiterhin die zusätzlichen Grundversagensmechanismen „weich-hart“ oder „hart-weich“ einstellen.

Der Grundversagensmechanismus „weich-hart“ tritt ein, wenn aufgrund unterschiedlicher Tragfähigkeiten $R_{i,VE}$ der Verstärkungselemente und/oder aufgrund unterschiedlicher Beanspruchungen $F_{i,VE}$, im Bauteil 1 die Tragfähigkeit $R_{1,VE}$ kleiner als die entsprechende Beanspruchung $F_{1,VE}$ und im Bauteil 2 die Beanspruchung $F_{2,VE}$ kleiner als die entsprechende Tragfähigkeit $R_{2,VE}$ ist.

Ist im Bauteil 2 die Tragfähigkeit $R_{2,VE}$ kleiner als die entsprechende Beanspruchung $F_{2,VE}$ und im Bauteil 1 die Beanspruchung $F_{1,VE}$ kleiner als die entsprechende Tragfähigkeit $R_{1,VE}$, tritt der Grundversagensmechanismus „hart-weich“ ein.

Der „weiche“ Grundversagensmechanismus kann praktisch nur dann auftreten, wenn beide Beanspruchungen $F_{1,VE}$ und $F_{2,VE}$ aus dem Stabdübel größer als die entsprechenden Tragfähigkeiten $R_{1,VE}$ und $R_{2,VE}$ sind.

Diese vier Grundversagensmechanismen sind bei der Berechnung der Tragfähigkeit R von verstärkten Holz-Holz-Verbindungen und daher bei der Betrachtung jedes einzelnen Versagensmechanismus zu berücksichtigen.

Am Beispiel des Versagensmechanismus 3 für eine einschnittige Holz-Holz-Verbindung wird nachfolgend die Herleitung der Gleichungen zur Berechnung der Traglast von verstärkten Holz-Holz-Verbindungen vorgestellt.

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen von zwei Fließgelenken im Stabdübel sowie durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in beiden Bauteilen.

In *Bild 2-8* sind für diesen Versagensmechanismus (VM 3) alle möglichen Grundversagensmechanismen dargestellt, welche sich in Abhängigkeit von der Größe der Beanspruchungen $F_{i,VE}$ und der Tragfähigkeiten $R_{i,VE}$ einstellen können.

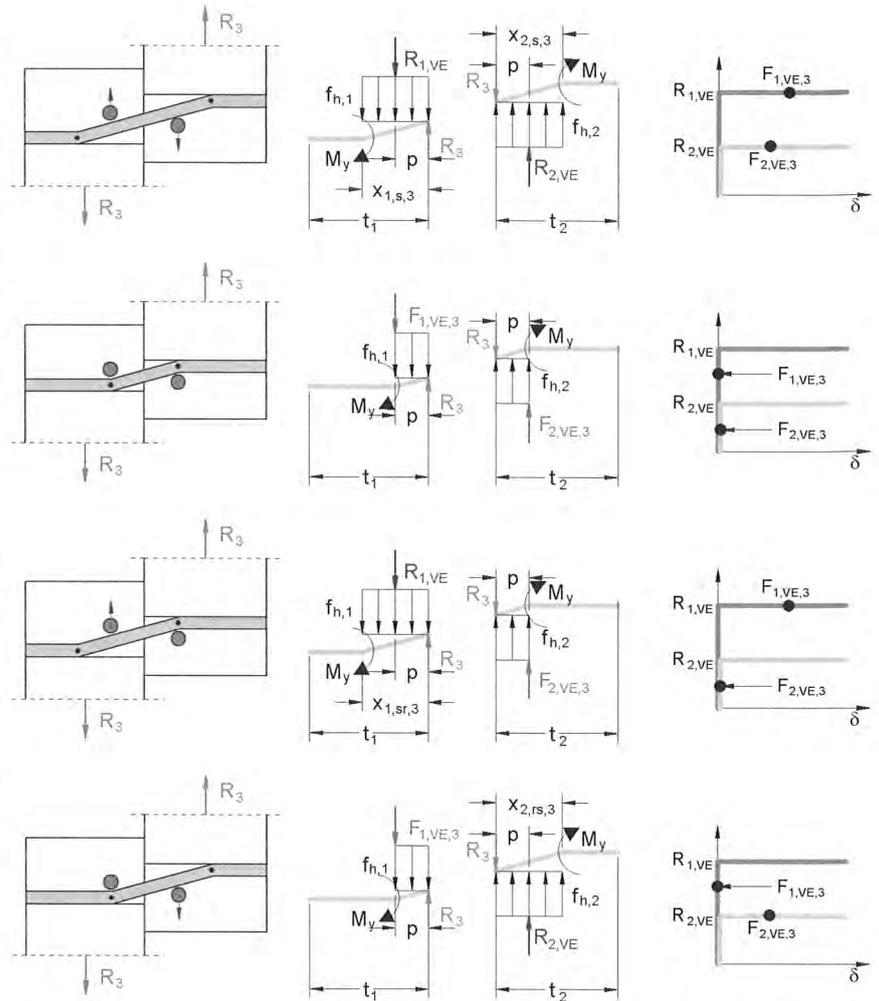


Bild 2-8: Grundversagensmechanismen „weich“, „hart“, „weich-hart“ und „hart-weich“ bei VM 3 (von oben nach unten)

Die Tragfähigkeit des Verstärkungselementes in Bauteil 1 ist $R_{1,VE}$, diejenige in Bauteil 2 ist $R_{2,VE}$. Die Beanspruchung des Verstärkungselementes durch den Stabdübel im Bauteil 1 ist $F_{1,VE,3}$, diejenige im Bauteil 2 ist $F_{2,VE,3}$. Es wird angenommen, dass der Abstand p der Verstärkungselemente zur Fuge in beiden Bauteilen gleich ist.

Für die Verhältnisse der Lochleibungsfestigkeiten und der Tragfähigkeiten gilt:

$$\psi = \frac{R_{2,VE}}{R_{1,VE}} \quad \text{und} \quad \beta = \frac{f_{h,2}}{f_{h,1}} \quad (38)$$

Die Tragfähigkeit je Stabdübel und Scherfuge einer unverstärkten Holz-Holz-Verbindung für den Versagensmechanismus 3 wird nach der Theorie von Johansen wie folgt berechnet:

$$R_3 = \frac{\sqrt{2 \cdot \beta}}{\sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot f_{h,1} \cdot d \cdot M_y} \quad (39)$$

Die Abstände $x_{1,3}$ und $x_{2,3}$ zwischen den Fließgelenken und der Fuge in Bauteil 1 und 2 bei einer unverstärkten Verbindung mit Versagensmechanismus 3 berechnen sich nach folgenden Gleichungen:

$$x_{1,3} = \frac{\sqrt{2 \cdot \beta}}{\sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d}} \quad \text{und} \quad x_{2,3} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{\beta \cdot (1 + \beta)}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d}} \quad (40)$$

Werden die Verstärkungselemente innerhalb der Strecken $x_{1,3}$ und $x_{2,3}$ berührend an die Stabdübel angeordnet, kann die Tragfähigkeit der Verbindung gesteigert werden. Werden die Verstärkungselemente außerhalb der Strecken $x_{1,3}$ und $x_{2,3}$ angeordnet, haben die Verstärkungselemente keine Auswirkung auf das Tragverhalten der Verbindung.

Für den Fall einer „harten“ Verstärkung nach *Bild 2-8* wird die Tragfähigkeit R_3 einer verstärkten Verbindung aus dem Momenten- und dem Kräftegleichgewicht in der Fuge nach Gleichung (41) berechnet.

$$R_3 = \frac{M_y}{p} + \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{4} \cdot (1 + \beta) \quad (41)$$

Der „harte“ Grundversagensmechanismus tritt auf, wenn die Tragfähigkeiten der Verstärkungselemente $R_{1,VE}$ und $R_{2,VE}$ bei Beanspruchung rechtwinklig zur Achse größer sind als die entsprechenden Kraftkomponenten $F_{1,VE,3}$ und $F_{2,VE,3}$. Die Kraftkomponenten $F_{1,VE,3}$ und $F_{2,VE,3}$ werden ebenfalls aus dem Momenten- und dem Kräftegleichgewicht in der Fuge für eine „harte“ Verbindung hergeleitet. Gleichung (41) gilt somit, wenn Gleichungen (42) und (43) eingehalten werden.

$$R_{1,VE} > F_{1,VE,3} = \frac{M_y}{p} - \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{4} \cdot (3 - \beta) \quad (42)$$

und

$$R_{1,VE} > \frac{F_{2,VE,3}}{\psi} = \frac{M_y}{\psi \cdot p} - \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{\psi \cdot 4} \cdot (3 \cdot \beta - 1) \quad (43)$$

Der „weiche“ Grundversagensmechanismus kann aus dem Momenten- und dem Kräftegleichgewicht in *Bild 2-8* nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$R_3 = R_{1,VE} \cdot \frac{(\beta + \psi)}{(1 + \beta)} + \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{f_{h,1} \cdot d \cdot (2 \cdot M_y - R_{1,VE} \cdot p \cdot (1 + \psi)) - \frac{R_{1,VE}^2 \cdot (\psi - 1)^2}{2 \cdot (1 + \beta)}} \quad (44)$$

Der „weiche“ Grundversagensmechanismus tritt auf, wenn das Verstärkungselement in Bauteil 1 innerhalb der Strecke $x_{1,s,3}$ und das Verstärkungselement in Bauteil 2 innerhalb der Strecke $x_{2,s,3}$ angeordnet wird ($p \leq x_{1,s,3}$ und $p \leq x_{2,s,3}$). Die Strecken $x_{1,s,3}$ und $x_{2,s,3}$ für den „weichen“ Grundversagensmechanismus (*siehe Bild 2-8*) können aus dem Momenten- und dem Kräftegleichgewicht in der Fuge berechnet werden. Für $p \leq x_{1,s,3}$ und $p \leq x_{2,s,3}$ können diese Gleichungen nach $R_{1,VE}$ umgeformt werden (*siehe Gleichung (45)*). Damit der „weiche“ Grundversagensmechanismus maßgebend wird, müssen folgende Gleichungen eingehalten werden:

$$R_{1,VE} \leq Z_3 = \min \left\{ \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{(\psi - 1)^2} \cdot \left[\frac{\sqrt{(1 + \psi)^2 \cdot (\beta^2 + \beta) - 4 \cdot \beta \cdot \psi^2 + \frac{4 \cdot \beta \cdot (\psi - 1)^2 \cdot M_y}{p^2 \cdot d \cdot f_{h,1}}}}{-(\beta - 1) \cdot \psi - \beta - 1} \right], \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{(\psi - 1)^2} \cdot \left[\frac{\sqrt{(2 + \psi) \cdot (\beta + 1) \cdot \psi + 1 - 3 \cdot \beta + \frac{4 \cdot (\psi - 1)^2 \cdot M_y}{p^2 \cdot d \cdot f_{h,1}}}}{-(\beta + 1) \cdot \psi + \beta - 1} \right] \right\}$$

wenn $\psi \neq 1$

$$R_{1,VE} \leq Z_3 = \min \left\{ \frac{M_y}{p} - \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{4 \cdot \beta} \cdot (1 + \beta), \frac{M_y}{p} - \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p \cdot \beta}{4} \cdot (1 + \beta) \right\} \text{ wenn } \psi = 1 \quad (45)$$

Für den Fall, dass Gleichung (45) nicht eingehalten wird und gleichzeitig die Tragfähigkeit $R_{1,VE}$ kleiner als oder gleich der Beanspruchung $F_{1,VE,3}$ und zusätzlich die Beanspruchung $F_{1,VE,3} > F_{2,VE,3}/\psi$ ist, tritt der „weich-harte“ Grundversagensmechanismus ein. Bei diesem „weich-harten“ Grundversagensmechanismus kann sich das Verstärkungselement in Bauteil 1 mit dem Stabdübel mitverschieben. In Bauteil 2 wirkt das Verstärkungselement auf den Stabdübel quasi wie ein unverschiebliches Auflager.

Für diesen Fall berechnet sich die Tragfähigkeit R_3 einer verstärkten Verbindung mit Versagensmechanismus 3 durch das Lösen des Momenten- und des Kräftegleichgewichtes in *Bild 2-8* nach folgender Gleichung:

$$R_3 = R_{1,VE} + f_{h,1} \cdot d \cdot \left[\sqrt{(1 + \beta) \cdot p^2 - \frac{4 \cdot R_{1,VE} \cdot p - 4 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d}} - p \right] \quad (46)$$

Für den Fall, dass Gleichung (45) nicht eingehalten ist und gleichzeitig die Tragfähigkeit $R_{1,VE}$ kleiner als oder gleich der Beanspruchung $F_{2,VE,3}/\psi$ ist und zusätzlich die Beanspruchung $F_{1,VE,3} \leq F_{2,VE,3}/\psi$ ist, tritt der „hart-weiche“ Grundversagensmechanismus ein. Bei diesem „hart-weichen“ Grundversagensmechanismus kann sich das Verstärkungselement in Bauteil 2 mit dem Stabdübel mitverschieben. In Bauteil 1 wirkt das Verstärkungselement als unverschiebliches Auflager.

Für diesen Fall berechnet sich die Tragfähigkeit R_3 einer verstärkten Verbindung mit Versagensmechanismus 3 durch das Lösen des Momenten- und des Kräftegleichgewichtes in *Bild 2-8* nach folgender Gleichung:

$$R_3 = R_{1,VE} \cdot \psi + f_{h,1} \cdot d \cdot \left[\sqrt{(1 + \beta) \cdot \beta \cdot p^2 - \frac{4 \cdot \beta \cdot (R_{1,VE} \cdot \psi \cdot p - M_y)}{f_{h,1} \cdot d}} - p \cdot \beta \right] \quad (47)$$

Basierend auf der Herleitung der Traglastgleichungen für eine einschnittige Holz-Holz-Verbindung mit Versagensmechanismus 3 werden die übrigen Traglastgleichungen angegeben.

Die Tragfähigkeit einer verstärkten Holz-Holz-Verbindung wird ermittelt, indem zunächst die Tragfähigkeiten $R_{1,VE}$ und $R_{2,VE}$ der Verstärkungselemente berechnet werden. Abhängig von der Größe der Tragfähigkeiten $R_{1,VE}$ und $R_{2,VE}$ bezogen auf die Größe der Beanspruchungen $F_{1,VE,i}$ und $F_{2,VE,i}$ wird für jeden i-ten Versagensmechanismus nur einer der Grundversagensmechanismen „hart“, „weich“, „weich-hart“ oder „hart-weich“ maßgebend. Für den maßgebenden Grundversagensmechanismus ist die entsprechende Tragfähigkeit zu berechnen.

Im Vergleich zu den Gleichungen für konventionelle, unverstärkte Holz-Holz-Verbindungen sind diese Gleichungen umfangreicher. Trotzdem kann es von Vorteil sein, ohne Änderung der Anschlussgeometrie durch eine Verstärkung mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben die Tragfähigkeit zu erhöhen.

2.3.1 Einschnittige Holz-Holz-Verbindung

Bei verstärkten einschnittigen Holz-Holz-Verbindungen können die Versagensmechanismen 1a, 1b, 1c, 2a, 2b und 3 auftreten.

Versagensmechanismus 1a:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit $f_{h,1}$ im Bauteil 1 mit der Dicke t_1 . Da sich keine Fließgelenke ausbilden, kann hier nur der „weiche“ Grundversagensmechanismus auftreten.

Versagensmechanismus 1b:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit $f_{h,2}$ im Bauteil 2 mit der Dicke t_2 . Da sich keine Fließgelenke ausbilden, kann hier ebenfalls nur der „weiche“ Grundversagensmechanismus auftreten.

Versagensmechanismus 1c:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit des Holzes in beiden Bauteilen und durch eine Schrägstellung des Stabdüfels. Für den Fall einer „weichen“ Verstärkung verschieben sich beide Verstärkungselemente mit dem Stabdüfel in Richtung der Kraft. Für den Fall einer „harten“ Verstärkung verdreht sich der Stabdüfel um die beiden Verstärkungselemente. Diese wirken dann als unverschiebliche Auflager. Die kombinierten Grundversagensmechanismen „weich-hart“ und „hart-weich“ treten auf, wenn die Tragfähigkeit $R_{i,VE}$ eines Verstärkungselementes erreicht ist und das andere Verstärkungselement durch eine kleinere Kraftkomponente $F_{i,VE,1c} < R_{i,VE}$ beansprucht wird.

Versagensmechanismus 2a:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit des Holzes in beiden Bauteilen und durch die Ausbildung eines Fließgelenkes im Bauteil 2. Die Einteilung der Verstärkung in „hart“, „weich“, „weich-hart“ und „hart-weich“ gilt auch für diesen Versagensmechanismus.

Versagensmechanismus 2b:

Dieser Versagensmechanismus entspricht in etwa dem Versagensmechanismus 2a, wobei sich hier das Fließgelenk im Stabdüfel im Bauteil 1 mit der Dicke t_1 ausbildet.

Versagensmechanismus 3:

Dieser Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit des Holzes sowie durch die Ausbildung von zwei Fließgelenken in beiden Bauteilen.

Die Tragfähigkeit R einer einschnittigen Holz-Holz-Verbindung ist der kleinste Wert der Tragfähigkeiten für die entsprechenden Versagensmechanismen.

$$R = \min \{R_{1a}, R_{1b}, R_{1c}, R_{2a}, R_{2b}, R_3\} \quad (48)$$

mit:

$$R_{1a} = f_{h,1} \cdot d \cdot t_1 + R_{1,VE} \quad (49)$$

$$R_{1b} = \beta \cdot f_{h,1} \cdot d \cdot t_2 + \psi \cdot R_{1,VE} \quad (50)$$

$$R_{1c} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{(1 + \beta)} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \frac{t_2^2}{t_1^2}\right) + \beta^3 \cdot \frac{t_2^2}{t_1^2}} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right) \right] \quad (51)$$

für $p \geq x_{1,1c}$ und $p \geq x_{2,1c}$

$$R_{1c} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{2} \cdot \left[(\beta + 1) \cdot \frac{p}{t_1} - 1 - \beta \cdot \frac{t_2}{t_1} + \left(1 + \beta \cdot \frac{t_2^2}{t_1^2}\right) \cdot \frac{t_1}{2 \cdot p} \right] \quad (52)$$

für: $p < x_{1,1c}$ und $p < x_{2,1c}$ sowie für: $R_{1,VE} > F_{1,VE,1c}$ und $R_{1,VE} > \frac{F_{2,VE,1c}}{\psi}$

$$R_{1c} = R_{1,VE} \cdot \frac{(\psi + \beta)}{(1 + \beta)} + \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{(1 + \beta)} \cdot \left[\sqrt{\frac{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \frac{t_2^2}{t_1^2}\right) + \beta^3 \cdot \frac{t_2^2}{t_1^2} - \frac{R_{1,VE}^2 \cdot \beta \cdot (\psi - 1)^2}{t_1^2 \cdot d^2 \cdot f_{h,1}^2}}{2 \cdot R_{1,VE} \cdot \beta \cdot p \cdot \left(2 \cdot (1 + \beta) \cdot (1 + \psi) + \frac{t_1}{p} \cdot (1 - \psi) \cdot \left(\beta \cdot \frac{t_2}{t_1} - 1\right)\right)} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right)} \right] \quad (53)$$

für: $p < x_{1,1c}$ und $p < x_{2,1c}$ sowie für: $R_{1,VE} \leq Z_{1c}$

$$R_{1c} = R_{1,VE} + f_{h,1} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[\sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot \frac{p^2}{t_1^2} \cdot (1 + \beta) + 2 \cdot \frac{p}{t_1} \cdot \left(1 - \beta \cdot \frac{t_2}{t_1}\right) + \left(1 + \beta \cdot \frac{t_2^2}{t_1^2}\right) - \frac{4 \cdot R_{1,VE} \cdot p}{t_1^2 \cdot d \cdot f_{h,1}} - 2 \cdot \frac{p}{t_1} - 1} \right] \quad (54)$$

für: $p < x_{1,1c}$ und $p < x_{2,1c}$ sowie für: $F_{1,VE,1c} > \frac{F_{2,VE,1c}}{\psi}$ und $Z_{1c} < R_{1,VE} \leq F_{1,VE,1c}$

$$R_{1c} = R_{1,VE} \cdot \psi + f_{h,1} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[\sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot \frac{p^2}{t_1^2} \cdot (1 + \beta) - 2 \cdot \frac{p}{t_1} \cdot \left(1 - \beta \cdot \frac{t_2}{t_1}\right) + \left(1 + \beta \cdot \frac{t_2^2}{t_1^2}\right) - \frac{4 \cdot R_{1,VE} \cdot \psi \cdot p}{t_1^2 \cdot d \cdot f_{h,1}} - \beta \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} + 2 \cdot \frac{p}{t_1}\right)} \right] \quad (55)$$

$$R_{1c} = R_{1,VE} \cdot \psi + f_{h,1} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[\sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot \frac{p^2}{t_1^2} \cdot (1 + \beta) - 2 \cdot \frac{p}{t_1} \cdot \left(1 - \beta \cdot \frac{t_2}{t_1}\right) + \left(1 + \beta \cdot \frac{t_2^2}{t_1^2}\right) - \frac{4 \cdot R_{1,VE} \cdot \psi \cdot p}{t_1^2 \cdot d \cdot f_{h,1}} - \beta \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} + 2 \cdot \frac{p}{t_1}\right)} \right] \quad (56)$$

für: $p < x_{1,1c}$ und $p < x_{2,1c}$ sowie für: $F_{1,VE,1c} \leq \frac{F_{2,VE,1c}}{\psi}$ und $Z_{1c} < R_{1,VE} \leq \frac{F_{2,VE,1c}}{\psi}$

Mit:

$$x_{1,1c} = \frac{t_1}{2 \cdot (1 + \beta)} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} + 1 - \beta \cdot \frac{t_2}{t_1} \right] \quad (56)$$

$$x_{2,1c} = \frac{t_1}{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta)} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \cdot \left(1 - \beta \cdot \frac{t_2}{t_1}\right) \right] \quad (57)$$

$$F_{1,VE,1c} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{2} \cdot \left[(\beta - 3) \cdot \frac{p}{t_1} + 1 - \beta \cdot \frac{t_2}{t_1} + \left(1 + \beta \cdot \frac{t_2^2}{t_1^2}\right) \cdot \frac{t_1}{2 \cdot p} \right] \quad (58)$$

$$F_{2,VE,1c} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{2} \cdot \left[(1 - 3 \cdot \beta) \cdot \frac{p}{t_1} - 1 + \beta \cdot \frac{t_2}{t_1} + \left(1 + \beta \cdot \frac{t_2^2}{t_1^2}\right) \cdot \frac{t_1}{2 \cdot p} \right] \quad (59)$$

$$Z_{1c} = \min \left\{ \frac{f_{h,1} \cdot d}{(\psi - 1)^2} \cdot \left[\begin{aligned} & \left[(t_1 - t_2 \cdot \beta - 2 \cdot p) \cdot (1 - \psi) - 2 \cdot p \cdot \beta \cdot (1 + \psi) + \sqrt{2 \cdot \beta} \right. \\ & \left. \sqrt{2 \cdot p^2 \cdot (\psi + 1)^2 \cdot (1 + \beta) + t_1^2 \cdot (\psi - 1)^2 \cdot \left(1 + \beta \cdot \frac{t_2^2}{t_1^2}\right)} \right] \right. \\ & \left. \sqrt{+ 2 \cdot p \cdot t_1 \cdot (1 - \psi^2) \cdot \left(\beta \cdot \frac{t_2}{t_1} - 1\right) - 8 \cdot \psi^2 \cdot p^2} \right] \right. \\ & \left. \frac{f_{h,1} \cdot d}{(\psi - 1)^2} \cdot \left[\begin{aligned} & (t_1 - t_2 \cdot \beta - 2 \cdot p) \cdot (1 - \psi) + 2 \cdot p \cdot \beta \cdot (1 - \psi) - 4 \cdot \psi \cdot p \\ & \left. \sqrt{2 \cdot p^2 \cdot \psi \cdot (\psi + 2) \cdot (1 + \beta) + 2 \cdot p^2 \cdot (1 - 3 \cdot \beta)} \right. \right. \right. \\ & \left. \left. + \sqrt{2} \cdot \sqrt{+ 2 \cdot p \cdot (1 - \psi^2) \cdot (\beta \cdot t_2 - t_1) + (\psi - 1)^2 \cdot (t_1^2 + \beta \cdot t_2^2)} \right] \right] \right\} \quad (60)$$

für: $\psi \neq 1$

$$Z_{1c} = \min \left\{ \frac{f_{h,1} \cdot d}{2 \cdot \beta} \cdot \left[(t_1 - t_2 \cdot \beta) - p \cdot (\beta + 1) + \frac{t_1^2}{2 \cdot p} \cdot (\beta - 1) + \frac{(\beta \cdot t_2 + t_1)^2}{4 \cdot p} \right] \right. \\ \left. \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot \beta}{2} \cdot \left[(t_2 \cdot \beta - t_1) - p \cdot (\beta + 1) + \frac{t_2^2}{2 \cdot p} \cdot (1 - \beta) + \frac{(\beta \cdot t_2 + t_1)^2}{4 \cdot p \cdot \beta} \right] \right\} \quad (61)$$

für: $\psi = 1$

$$R_{2a} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{(2 + \beta)} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \quad \text{für } p \geq x_{1,2a} \text{ und } p \geq x_{2,2a} \quad (62)$$

$$R_{2a} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{4} \cdot \left[(\beta + 2) \cdot \frac{p}{t_1} - 2 + \frac{t_1}{p} \right] + \frac{M_y}{2 \cdot p} \quad (63)$$

für: $p < x_{1,2a}$ und $p < x_{2,2a}$ sowie für: $R_{1,VE} > F_{1,VE,2a}$ und $R_{1,VE} > \frac{F_{2,VE,2a}}{\psi}$

$$R_{2a} = R_{1,VE} \cdot \frac{(2 \cdot \psi + \beta)}{(2 + \beta)} \quad (64)$$

$$+ \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{(2 + \beta)} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) - \frac{2 \cdot R_{1,VE}^2 \cdot \beta \cdot (\psi - 1)^2}{t_1^2 \cdot d^2 \cdot f_{h,1}^2}} + \frac{4 \cdot R_{1,VE} \cdot \beta \cdot \left(\frac{p}{t_1} \cdot (1 + \psi) \cdot (2 + \beta) + \psi - 1 \right)}{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1} + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1^2} \right] - \beta$$

für: $p < x_{1,2a}$ und $p < x_{2,2a}$ sowie für: $R_{1,VE} \leq Z_{2a}$

$$R_{2a} = R_{1,VE} + f_{h,1} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[\sqrt{(2 + \beta) \cdot 2 \cdot \frac{p^2}{t_1^2} + 2 + 4 \cdot \frac{p}{t_1} \cdot \frac{(8 \cdot R_{1,VE} \cdot p - 4 \cdot M_y)}{t_1^2 \cdot f_{h,1} \cdot d}} - 2 \cdot \frac{p}{t_1} - 1 \right] \quad (65)$$

für: $p < x_{1,2a}$ und $p < x_{2,2a}$ sowie für: $F_{1,VE,2a} > \frac{F_{2,VE,2a}}{\psi}$ und $Z_{2a} < R_{1,VE} \leq F_{1,VE,2a}$

$$R_{2a} = R_{1,VE} \cdot \psi + f_{h,1} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[\sqrt{(2 + \beta) \cdot \beta \cdot \frac{p^2}{t_1^2} + \beta - 2 \cdot \beta \cdot \frac{p}{t_1} - \frac{\beta \cdot (4 \cdot R_{1,VE} \cdot \psi \cdot p - 2 \cdot M_y)}{t_1^2 \cdot f_{h,1} \cdot d}} - \beta \cdot \frac{p}{t_1} \right] \quad (66)$$

für: $p < x_{1,2a}$ und $p < x_{2,2a}$ sowie für: $F_{1,VE,2a} \leq \frac{F_{2,VE,2a}}{\psi}$ und $Z_{2a} < R_{1,VE} \leq \frac{F_{2,VE,2a}}{\psi}$

Mit:

$$x_{1,2a} = \frac{t_1}{2 \cdot (2 + \beta)} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{(2 + \beta) \cdot \beta \cdot 4 \cdot M_y}{t_1^2 \cdot f_{h,1} \cdot d}} + 2 \right] \quad (67)$$

$$x_{2,2a} = \frac{t_1}{\beta \cdot (2 + \beta)} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{(2 + \beta) \cdot \beta \cdot 4 \cdot M_y}{t_1^2 \cdot f_{h,1} \cdot d}} - \beta \right] \quad (68)$$

$$F_{1,VE,2a} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{4} \cdot \left[(\beta - 6) \cdot \frac{p}{t_1} + 2 + \frac{t_1}{p} \right] + \frac{M_y}{2 \cdot p} \quad (69)$$

$$F_{2,VE,2a} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{4} \cdot \left[(2 - 3 \cdot \beta) \cdot \frac{p}{t_1} - 2 + \frac{t_1}{p} \right] + \frac{M_y}{2 \cdot p} \quad (70)$$

$$Z_{2a} = \min \left\{ \frac{f_{h,1} \cdot d}{(\psi - 1)^2} \cdot \left[\frac{(2 \cdot p - t_1 - \beta \cdot p) \cdot (\psi - 1) - 2 \cdot p \cdot \beta}{\beta \cdot p^2 \cdot (\psi + 1)^2 \cdot (2 + \beta) + 2 \cdot p \cdot t_1 \cdot \beta \cdot (\psi^2 - 1)} + \frac{2 \cdot \beta \cdot (\psi - 1)^2 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d} \right], \frac{f_{h,1} \cdot d}{(\psi - 1)^2} \cdot \left[\frac{(2 \cdot p + t_1 + \beta \cdot p) \cdot (1 - \psi) - 4 \cdot p}{p^2 \cdot (\psi + 1)^2 \cdot (2 + \beta) + 2 \cdot p \cdot t_1 \cdot (\psi^2 - 1)} + \sqrt{2} \cdot \frac{2 \cdot (\psi - 1)^2 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d} \right] \right\} \quad (71)$$

für: $\psi \neq 1$

$$Z_{2a} = \min \left\{ \frac{f_{h,1} \cdot d}{4 \cdot p \cdot \beta} \cdot \left[(\beta - 1) \cdot t_1^2 + 4 \cdot p \cdot t_1 - 2 \cdot p^2 \cdot (2 + \beta) \right] + \frac{M_y}{2 \cdot p}, \frac{f_{h,1} \cdot d}{8 \cdot p} \cdot \left[t_1^2 - 2 \cdot p \cdot \beta \cdot t_1 - p^2 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \right] + \frac{M_y}{2 \cdot p} \right\} \quad \text{für } \psi = 1 \quad (72)$$

$$R_{2b} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_2}{(2 \cdot \beta + 1)} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 \cdot \beta + 1) \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] \quad \text{für } p \geq x_{1,2b} \text{ und } p \geq x_{2,2b} \quad (73)$$

$$R_{2b} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_2}{4} \cdot \left[(2 \cdot \beta + 1) \cdot \frac{p}{t_2} + 2 \cdot \beta \cdot \left(\frac{t_2}{2 \cdot p} - 1 \right) \right] + \frac{M_y}{2 \cdot p} \quad (74)$$

für: $p < x_{1,2b}$ und $p < x_{2,2b}$ sowie für: $R_{1,VE} > F_{1,VE,2b}$ und $R_{1,VE} > \frac{F_{2,VE,2b}}{\psi}$

$$R_{2b} = R_{1,VE} \cdot \frac{(2 \cdot \beta + \psi)}{(2 \cdot \beta + 1)} + \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_2}{(2 \cdot \beta + 1)} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) - \frac{2 \cdot R_{1,VE}^2 \cdot \beta \cdot (\psi - 1)^2}{t_2^2 \cdot d^2 \cdot f_{h,1}^2} + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 \cdot \beta + 1) \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] \quad (75)$$

für: $p < x_{1,2b}$ und $p < x_{2,2b}$ sowie für: $R_{1,VE} \leq Z_{2b}$

$$R_{2b} = R_{1,VE} + f_{h,1} \cdot d \cdot t_2 \cdot \left[\sqrt{(1 + 2 \cdot \beta) \cdot \frac{p^2}{t_2^2} + \left(1 - 2 \cdot \frac{p}{t_2} \right) \cdot \beta - \frac{(4 \cdot R_{1,VE} \cdot p - 2 \cdot M_y)}{t_2^2 \cdot f_{h,1} \cdot d}} - \frac{p}{t_2} \right] \quad (76)$$

für: $p < x_{1,2b}$ und $p < x_{2,2b}$ sowie für: $F_{1,VE,2b} > \frac{F_{2,VE,2b}}{\psi}$ und $Z_{2b} < R_{1,VE} \leq F_{1,VE,2b}$

$$R_{2b} = R_{1,VE} \cdot \psi + f_{h,1} \cdot d \cdot t_2 \cdot \left[\sqrt{\beta \cdot \left((1 + 2 \cdot \beta) \cdot 2 \cdot \frac{p^2}{t_2^2} + \left(1 + 2 \cdot \frac{p}{t_2} \right) \cdot 2 \cdot \beta - \frac{4 \cdot (2 \cdot R_{1,VE} \cdot \psi \cdot p - M_y)}{t_2^2 \cdot f_{h,1} \cdot d} \right)} - \beta \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{p}{t_2} \right) \right] \quad (77)$$

für: $p < x_{1,2b}$ und $p < x_{2,2b}$ sowie für: $F_{1,VE,2b} \leq \frac{F_{2,VE,2b}}{\psi}$ und $Z_{2b} < R_{1,VE} \leq \frac{F_{2,VE,2b}}{\psi}$

Mit:

$$x_{1,2b} = \frac{t_2}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{(1 + 2 \cdot \beta) \cdot \beta \cdot 4 \cdot M_y}{t_2^2 \cdot f_{h,1} \cdot d}} - \beta \right] \quad (78)$$

$$x_{2,2b} = \frac{t_2}{2 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta)} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{(1 + 2 \cdot \beta) \cdot \beta \cdot 4 \cdot M_y}{t_2^2 \cdot f_{h,1} \cdot d}} + 2 \cdot \beta^2 \right] \quad (79)$$

$$F_{1,VE,2b} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_2}{4} \cdot \left[(2 \cdot \beta - 3) \cdot \frac{p}{t_2} + 2 \cdot \beta \cdot \left(\frac{t_2}{2 \cdot p} - 1 \right) \right] + \frac{M_y}{2 \cdot p} \quad (80)$$

$$F_{2,VE,2b} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_2}{4} \cdot \left[(1 - 6 \cdot \beta) \cdot \frac{p}{t_2} + 2 \cdot \beta \cdot \left(\frac{t_2}{2 \cdot p} + 1 \right) \right] + \frac{M_y}{2 \cdot p} \quad (81)$$

$$Z_{2b} = \min \left\{ \frac{f_{h,1} \cdot d}{(\psi - 1)^2} \cdot \left[\frac{(p + \beta \cdot t_2 - 2 \cdot \beta \cdot p) \cdot (\psi - 1) - 4 \cdot p \cdot \beta + \sqrt{2}}{\beta \cdot p^2 \cdot (\psi + 1)^2 \cdot (2 \cdot \beta + 1) + 2 \cdot p \cdot t_2 \cdot \beta^2 \cdot (1 - \psi^2)} + \frac{2 \cdot \beta \cdot (\psi - 1)^2 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d} \right], \frac{f_{h,1} \cdot d}{(\psi - 1)^2} \cdot \left[\frac{(2 \cdot p \cdot \beta - \beta \cdot t_2 + p) \cdot (1 - \psi) - 2 \cdot p}{p^2 \cdot (\psi + 1)^2 \cdot (2 \cdot \beta + 1) + 2 \cdot \beta \cdot p \cdot t_2 \cdot (1 - \psi^2)} + \sqrt{2} \cdot \frac{2 \cdot (\psi - 1)^2 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d} \right] \right\} \quad (82)$$

für: $\psi \neq 1$

$$Z_{2b} = \min \left\{ \frac{f_{h,1} \cdot d}{8 \cdot p \cdot \beta} \cdot \left[\beta^2 \cdot t_2^2 - 2 \cdot p \cdot \beta \cdot t_2 - p^2 \cdot (2 \cdot \beta + 1) \right] + \frac{M_y}{2 \cdot p}, \frac{f_{h,1} \cdot d}{4 \cdot p} \cdot \left[4 \cdot p \cdot \beta^2 \cdot t_2 - 2 \cdot p^2 \cdot \beta \cdot (2 \cdot \beta + 1) + t_2^2 \cdot \beta \cdot (1 - \beta) \right] + \frac{M_y}{2 \cdot p} \right\} \quad (83)$$

für: $\psi = 1$

Die Tragfähigkeit R_3 für Versagensmechanismus 3 wird entsprechend den Gleichungen (38) bis (47) berechnet.

2.3.2 Zweischnittige Holz-Holz-Verbindung

Diese Verbindung entspricht einer einschnittigen Holz-Holz-Verbindung, wobei sich hier jedoch nur die Versagensmechanismen 1a, 1b, 2a und 3 einstellen können. Die Versagensfälle 1a, 2a und 3 entsprechen den entsprechenden Fällen bei einschnittigen Holz-Holz-Verbindungen nach Abschnitt 2.3.1. Daher werden diese Versagensfälle an dieser Stelle nicht wiederholt behandelt. Lediglich der Versagensfall 1b unterscheidet sich formal vom Versagensfall 1b für eine einschnittige Holz-Holz-Verbindung und wird in diesem Abschnitt gesondert angegeben.

Damit die Traglast effektiv gesteigert werden kann, sind ebenso wie bei den einschnittigen Holz-Holz-Verbindungen sämtliche Hölzer mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben zu verstärken.

Die Tragfähigkeit R einer zweischnittigen Holz-Holz-Verbindung ist der kleinste Wert der Tragfähigkeiten für die entsprechenden Versagensmechanismen.

$$R = \min \{R_{1a}, R_{1b}, R_{2a}, R_3\} \quad (84)$$

mit:

R_{1a} nach Gleichung (49).

$$R_{1b} = 0,5 \cdot \beta \cdot f_{h,1} \cdot d \cdot t_2 + \psi \cdot R_{VE,1} \quad \text{mit: } p \leq 0,5 \cdot t_2 \quad (85)$$

R_{2a} nach Gleichung (62) bis (72) und R_3 nach Gleichung (38) bis (47).

Mit Hilfe der angegebenen Gleichungen werden die Tragfähigkeiten von verstärkten Holz-Holz-Verbindungen berechnet.

Die Wirkungsweise einer Verstärkung ist beispielhaft in (Bild 2-9) dargestellt. Hier ist für eine einschnittige Holz-Holz-Verbindung der Verlauf der Tragfähigkeit R in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit $R_{1,VE}$ des Verstärkungselementes in Bauteil 1 dargestellt.

Zur Berechnung der Tragfähigkeit wurden folgende Parameter gewählt:

Lochleibungsfestigkeit des Holzes in Bauteil 1:	$f_{h,1} = 26 \text{ N/mm}^2$
Stabdübeldurchmesser:	$d = 16 \text{ mm}$
Dicke des linken Bauteils:	$t_1 = 60 \text{ mm}$
Dicke des rechten Bauteils:	$t_2 = 80 \text{ mm}$
Fließmoment des Stabdübels:	$M_y = 246 \text{ Nm}$
Abstand der Verstärkungselemente zur Fuge:	$p = 15 \text{ mm}$
Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten:	$\beta = 1,2$
Verhältnis der Tragfähigkeiten der Verstärkungselemente:	$\psi = 1,1$

Für $R_{1,VE} = 0 \text{ N}$ beträgt die Tragfähigkeit der Verbindung $R = 12,4 \text{ kN}$ und entspricht der Tragfähigkeit für eine unverstärkte Verbindung. Maßgebend für dieses Versagen ist Versagensmechanismus 2a. Wird diese Verbindung verstärkt, indem in jedes Bauteil eine selbstbohrende

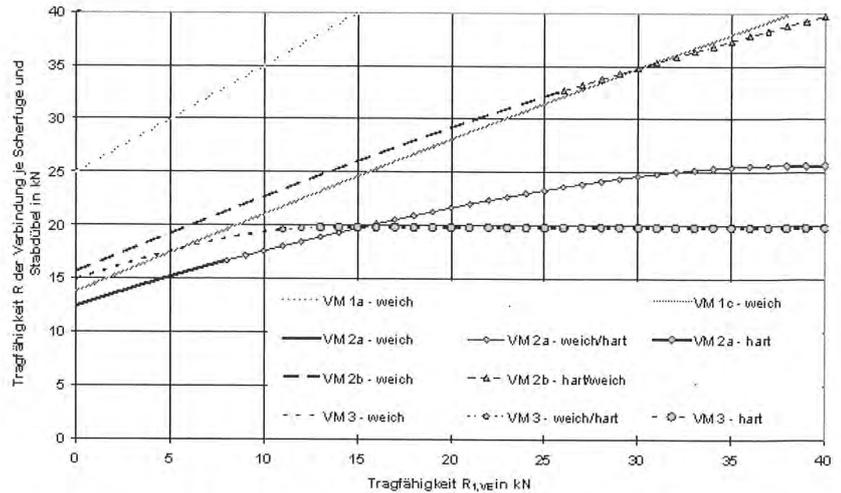


Bild 2-9: Tragfähigkeit R einer verstärkten, einschnittigen Holz-Holz-Verbindung in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit $R_{1,VE}$ des Verstärkungselementes in Bauteil 1

Vollgewindeschraube in einem Abstand von $p = 15 \text{ mm}$ zur Fuge direkt an den Stabdübel angebracht wird, kann die Tragfähigkeit auf $R = 19,8 \text{ kN}$ gesteigert werden. Diese Steigerung entspricht einem Zuwachs der Tragfähigkeit von 60 % gegenüber der Tragfähigkeit einer unverstärkten Verbindung. Die dafür erforderlichen Tragfähigkeiten der Verstärkungselemente betragen $R_{1,VE} = 15,3 \text{ kN}$ und $R_{2,VE} = \psi \cdot R_{1,VE} = 16,8 \text{ kN}$. Eine weitere Erhöhung der Tragfähigkeit durch Steigerung der Tragfähigkeiten $R_{i,VE}$ ist nicht mehr möglich, weil für $R_{1,VE} > 15,3 \text{ kN}$ das Verstärkungselement als ein unverschiebliches Auflager des Stabdübels wirkt.

Anhand des Verlaufs der Tragfähigkeit R in Abhängigkeit der Tragfähigkeiten $R_{i,VE}$ können die Übergänge zwischen den einzelnen Grundversagensmechanismen betrachtet werden. Mit zunehmender Tragfähigkeit der Verstärkung tritt zunächst der „weiche“ Grundversagensmechanismus auf. Gefolgt vom „weich-harten“ oder „hart-weichen“ Grundversagensmechanismus wird bei ausreichender Tragfähigkeit der Verstärkungselemente der „harte“ Grundversagensmechanismus erreicht. Bei einem „harten“ Grundversagensmechanismus nimmt die Tragfähigkeit einer verstärkten Verbindung mit steigender Tragfähigkeit der Verstärkungselemente nicht mehr zu.

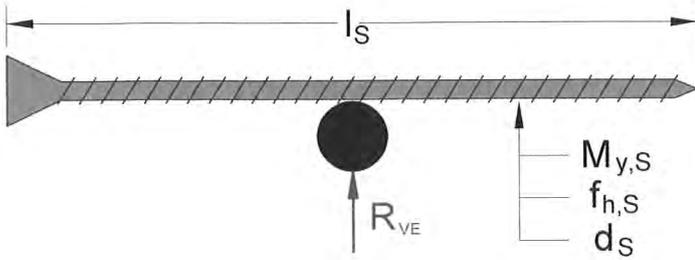
Die exakten Übergänge zwischen den Grundversagensmechanismen bestätigen die Gültigkeit der hergeleiteten Gleichungen.

2.4 Tragfähigkeit der Verstärkungselemente

Mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkte Stahlblech-Holz- und Holz-Holz-Verbindungen können mit Hilfe der in den Abschnitten 2.2 und 2.3 vorgestellten Gleichungen in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit R_{VE} der Verstärkungselemente berechnet werden.

Zur Berechnung der Tragfähigkeit R_{VE} der Vollgewindeschrauben als Verstärkungselemente sind nachfolgend Gleichungen angegeben. Hierbei wird zwischen folgenden Fällen unterschieden:

Fall A: Das Verstärkungselement wird durch einen Stabdübel beansprucht. Dieser Fall entspricht dem Fall einer zweischnittigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech.



Die Tragfähigkeit R_{VE} je Verstärkungselement bei Beanspruchung durch einen Stabdübel (Fall A) wird wie folgt berechnet:

$$R_{VE} = \min \{ R_{A1}, R_{A2}, R_{A3} \} \quad (86)$$

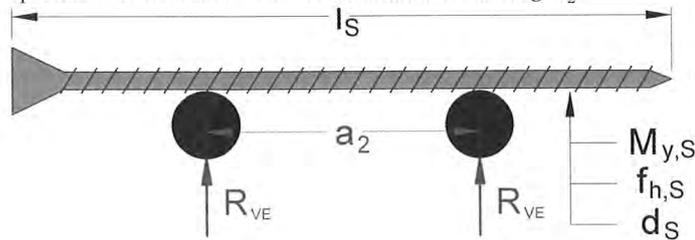
mit

$$R_{A1} = f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S \quad (87)$$

$$R_{A2} = f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S \cdot \left[\sqrt{\frac{16 \cdot M_{y,S}}{f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S^2} + 2} - 1 \right] \quad (88)$$

$$R_{A3} = 4 \cdot \sqrt{M_{y,S} \cdot f_{h,S} \cdot d_S} \quad (89)$$

Fall B: Das Verstärkungselement wird durch zwei Stabdübel beansprucht. Der Abstand zwischen den Stabdübeln beträgt a_2 .



Die Tragfähigkeit R_{VE} je Verstärkungselement bei Beanspruchung durch zwei Stabdübel (Fall B) wird wie folgt berechnet:

$$R_{VE} = \min \{ R_{B1}, R_{B2}, R_{B3}, R_{B4}, R_{B5}, R_{B6} \} \quad (90)$$

mit:

$$R_{B1} = 0,5 \cdot f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S \quad (91)$$

$$R_{B2} = \frac{f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S}{2} \cdot \left[\sqrt{\frac{16 \cdot M_{y,S}}{f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S^2} + 2 \cdot \left(\frac{a_2}{\ell_S} - 1 \right)^2} + 2 \cdot \frac{a_2}{\ell_S} - 1 \right] \quad (92)$$

$$R_{B3} = \frac{f_{h,S} \cdot d_S \cdot a_2}{2} + \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,S} \cdot d_S \cdot f_{h,S}} \quad (93)$$

$$R_{B4} = 4 \cdot \sqrt{M_{y,S} \cdot f_{h,S} \cdot d_S} \quad (94)$$

$$R_{B5} = \frac{f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S}{2} \cdot \left[\sqrt{\frac{16 \cdot M_{y,S}}{f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S^2} + 2 \cdot \left(\frac{a_2}{\ell_S} - 1 \right)^2} + 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,S}}{f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S^2} + \frac{a_2}{\ell_S} - 1} \right] \quad (95)$$

$$R_{B6} = \frac{f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S}{2} \cdot \left[\sqrt{\frac{8 \cdot M_{y,S}}{f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S^2} + \left(\frac{a_2}{\ell_S} - 1 \right)^2} - \frac{a_2}{\ell_S} + 1 \right] \quad (96)$$

Bei der Beanspruchung des Verstärkungselementes durch einen Stabdübel können nur drei Versagensmechanismen auftreten.

Bei der Beanspruchung des Verstärkungselementes durch zwei Stabdübel können mindestens sechs Versagensmechanismen auftreten. Rechnerisch werden jedoch nur die vorgestellten sechs Versagensmechanismen maßgebend.

Bei verstärkten Verbindungen mit mehreren nebeneinander angeordneten Stabdübeln können die Verstärkungselemente durch mehr als zwei Stabdübel beansprucht werden. Eine Erweiterung der Gleichungen auf mehr als zwei nebeneinander angeordnete Stabdübel ist jedoch ohne weiteres möglich. Die Tragfähigkeit der Verstärkungselemente bei Beanspruchung durch mehr als zwei nebeneinander angeordnete Stabdübel kann z.B. durch die Kombination der Tragfähigkeiten der Verstärkungselemente bei Beanspruchung durch einen und/oder zwei Stabdübel bestimmt werden.

3. Versuche an mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkten Verbindungen

Zur Verifizierung des vorgestellten Berechnungsverfahrens wurden Versuche (9 Versuchsreihen) an unverstärkten und verstärkten Stahlblech-Holz- und Holz-Holz-Verbindungen durchgeführt.

Je Versuchsreihe wurden 5 unverstärkte und 5 verstärkte Verbindungen geprüft.

In *Tabelle 3-1* sind die wichtigsten Parameter für jede Versuchsreihe sowie die Versuchsergebnisse zusammengestellt.

Die Prüfkörperbezeichnung ist in der ersten Spalte, die Anzahl der Proben je Versuchsreihe in der zweiten Spalte angegeben. In der dritten Spalte ist der Verbindungstyp beschrieben. Der Typ H-S-H (Zeilen 2 bis 7) entspricht einer zweiseitigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech. Zweiseitige Stahlblech-Holz-Verbindungen mit außen liegenden Stahlblechen sind als Typ S-H-S gekennzeichnet (Zeilen 8 bis 11). Bei dieser Versuchsreihe wurden die Prüfkörper mit Bolzen anstelle von Stabdübeln hergestellt. Einschnittige Holz-Holz-Verbindungen sind in den Zeilen 13 bis 16, zweiseitige Holz-Holz-Verbindungen sind in den Zeilen 17 bis 20 angegeben.

Die wichtigsten geometrischen und materialspezifischen Eigenschaften der Verbindungen sind in den Spalten 5 bis 9 dargestellt. Die wichtigsten Eigenschaften der Vollgewindeschrauben als Verstärkungselemente sind in den Spalten 10 bis 15 angegeben. In Spalte 14 ist die berechnete Tragfähigkeit R_{VE} jedes Verstärkungselementes angegeben. Die aus jeder Versuchsreihe gemittelten Traglasten für unverstärkte sowie verstärkte Verbindungen sind in Spalte 16 angegeben.

In *Bild 3-1* sind für alle Versuchsreihen die Versuchsergebnisse der nach Abschnitt 2.2 und 2.3 berechneten Tragfähigkeiten je Scherfuge und Verbindungsmittel dargestellt. In jeder Spalte sind die Einzelwerte für unverstärkte (Reihe xxx-0) sowie für geometrisch identische, verstärkte Versuchskörper (Reihe xxx-1 oder xxx-2) dargestellt. Zum Vergleich der Ergebnisse wurden die Tragfähigkeiten nach Abschnitt 2.2 und 2.3 mit den in *Tabelle 3-1* angegebenen Parametern und mit der mittleren Rohdichte des Holzes berechnet. Unterhalb jeder Spalte ist der prozentuelle Zuwachs Δ der Traglast für verstärkte Verbindungen im Vergleich zu unverstärkten Verbindungen dargestellt. Δ_V entspricht

Tabelle 3-1: Zusammenstellung der Ergebnisse

Prüf- körper	Proben- anzahl n [-]	Typ [-]	mittl. Roh- dichte ρ [ka/m ³]	Stabdübel				Anzahl rechtw/ parallel zur Faser	Vollgewindeschrauben					Trag- last je SF/SDÜ R_{VM} [kN]	
				t_1 [mm]	t_2 [mm]	d [mm]	M_t [Nm]		d_s [mm]	l_s [mm]	Fugen- abstand p [mm]	a_2 [mm]	R_{VL} [kN]		Anzahl [-]
S-2-8-0	5	H-S-H	412	60		8	51,2	2/1	-	-	-	40	-	-	7,65
S-2-8-1	5	H-S-H	425	60		8	51,2	2/1	7,5	130	15	40	7,21	1	9,33
S-1-16-0	5	H-S-H	406	60		16	164	1/1	-	-	-	-	-	-	16,1
S-1-16-1	5	H-S-H	416	60		16	164	1/1	7,5	130	15	-	9,26	1	22,6
S-1-24-0	5	H-S-H	396	60		24	553	1/1	-	-	-	-	-	-	32,0
S-1-24-2	5	H-S-H	407	60		24	553	1/1	7,5	130	15	-	9,13	2	53,5
B-2-8-0	5	S-H-S	397	60		8	36,7	2/1	-	-	-	40	-	-	6,38
B-2-8-2	5	S-H-S	401	60		8	36,7	2/1	7,5	130	15	40	6,77	2	12,6
B-1-20-0	5	S-H-S	411	60		20	573	1/1	-	-	-	-	-	-	16,9
B-1-20-2	5	S-H-S	414	60		20	573	1/1	7,5	130	15	-	9,22	2	31,2
H-24-0	5	H-H	412	50	50	24	553	1/2	-	-	-	-	-	-	13,1
H-24-1	5	H-H	409	50	50	24	553	1/2	7,5	180	15	-	9,15	1	19,1
H-16-0	5	H-H	415	40	40	16	164	2/2	-	-	-	60	-	-	7,6
H-16-1	5	H-H	399	40	40	16	164	2/2	7,5	180	15	60	9,01	1	11,5
H-20-0	5	H-H-H	392	100	60	20	320	2/2	-	-	-	60	-	-	19,6
H-20-1	5	H-H-H	403	100	60	20	320	2/2	7,5	180	15	60	9,07	1	24,5
H-30-0	5	H-H-H	415	100	100	30	1080	1/2	-	-	-	-	-	-	34,9
H-30-1	5	H-H-H	408	100	100	30	1080	1/2	7,5	180	15	-	9,14	1	42,3

dem mittleren Zuwachs der Versuchstraglast. Δ_{GI} entspricht dem Zuwachs der berechneten Traglast.

Bei den Versuchsreihen in Spalte 1 und 2 sowie 6 bis 9 sind die berechneten Traglasten praktisch identisch zu den Versuchsergebnissen. Ebenso entspricht der Zuwachs der Versuchstraglast Δ_V dem berechneten Zuwachs Δ_{GI} der Traglast. Bei diesen Versuchsreihen wurde jeweils nur ein Verstärkungselement in einem Abstand p zur Fuge im Kontakt mit den Stabdübeln angeordnet.

Bei den Versuchsreihen in Spalte 3 bis 5 stimmen die berechneten Traglasten für unverstärkte Verbindungen ebenfalls mit den Versuchsergebnissen überein. Bei den verstärkten Verbindungen wurden im Vergleich zu den berechneten Werten jedoch deutlich höhere Traglasten erreicht. Hierbei wurden zwei Verstärkungselemente je Stabdübel oder Bolzen direkt an den Stabdübel oder Bolzen angebracht. Der Abstand zwischen dem ersten Verstärkungselement und der Fuge betrug ebenfalls p . In einem weiteren Abstand von 20 mm zu dem ersten Verstärkungselement wurde dann das zweite Verstärkungselement angebracht. Die in den Abschnitten 2.2 und 2.3 angegebenen Gleichungen gelten nur für Verbindungen mit einem Verstärkungselement. Damit lassen sich die Tragfähigkeiten und folglich der Traglastzuwachs nicht miteinander vergleichen. Da je-

doch ein zusätzliches Verstärkungselement die Tragfähigkeit einer Verbindung positiv beeinflusst, können die angegebenen Gleichungen konservativ auch für mehrere Verstärkungselemente je Stabdübel angewendet werden.

Nachfolgend sind Bilder von geprüften Verbindungen dargestellt. Links in *Bild 3-2* ist ein Schnitt durch einen unverstärkten Versuchskörper aus der Versuchsreihe S-2-8-0 dargestellt. Die Verformungsfigur entspricht dem berechneten Versagensmechanismus. Rechts in *Bild 3-2* ist ein Schnitt durch einen geometrisch identischen, jedoch verstärkten Versuchskörper aus der Versuchsreihe S-2-8-1 dargestellt. Hier ist der berechnete Versagensmechanismus „3-hart“ mit zwei Fließgelenken je Scherfuge zu erkennen. Die Fließgelenke bildeten sich an der Stelle der „harten“ Verstärkungselemente aus.

Schnitte durch Versuchskörper aus der Versuchsreihe S-1-16-0 und S-1-16-1 sind in *Bild 3-3* dargestellt. Im Vergleich zur Versuchsreihe S-2-8-1 konnte sich das Verstärkungselement in Richtung der Last mitverschieben. Dieser „weiche“ Versagensmechanismus 2 entspricht dem berechneten und maßgebenden Versagensmechanismus 2 mit einer „weichen“ Verstärkung.

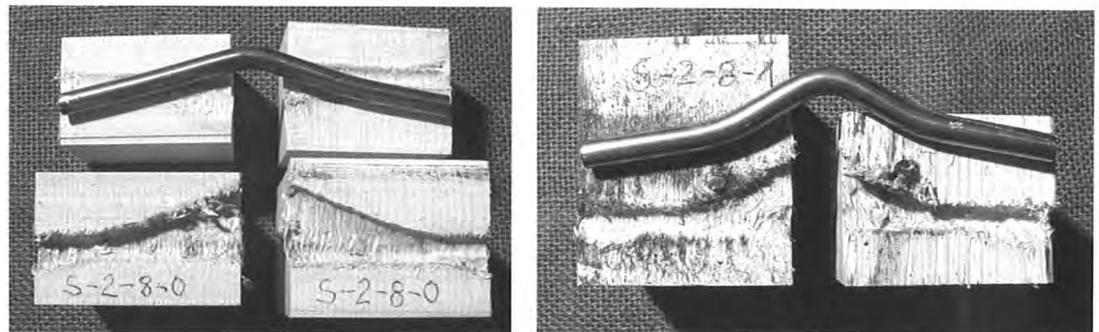


Bild 3-2: Schnitt durch einen unverstärkten und verstärkten Versuchskörper der Reihe S-2-8-0 und S-2-8-1

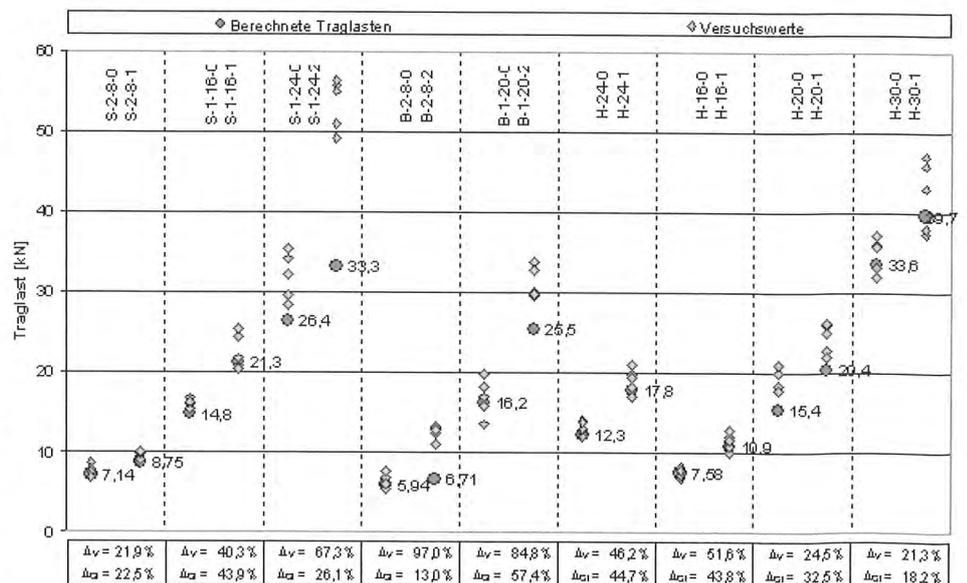


Bild 3-1: Versuchsergebnisse und berechnete Traglasten für unverstärkte und verstärkte Verbindungen

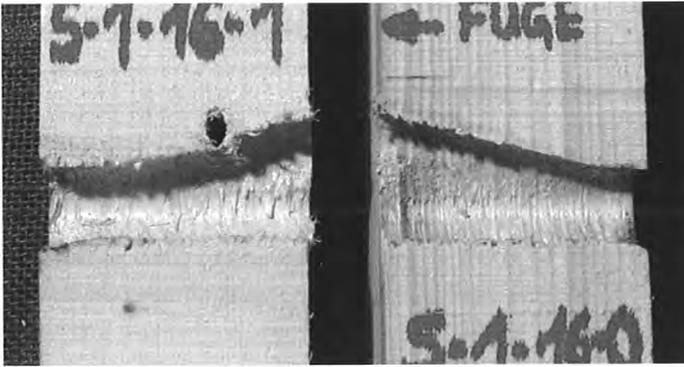


Bild 3-3: Schnitt durch einen verstärkten (links) und durch einen unverstärkten (rechts) Versuchskörper aus der Versuchsreihe 5-1-16

Eine verformte Vollgewindeschraube als Verstärkungselement ist in (Bild 3-4) dargestellt.



Bild 3-4: Verstärkungselement aus der Versuchsreihe 5-1-24-2

In Bild 3-4 sind deutlich der Ausgangszustand sowie der Endzustand der Lage eines Verstärkungselementes zu erkennen.

4. Berechnungsbeispiel

Als Beispiel werden nachfolgend eine unverstärkte sowie eine verstärkte zweischnittige Holz-Holz-Verbindung mit zwei in Faserrichtung hintereinander angeordneten Stabdübeln und einem Passbolzen berechnet. Die Anordnung eines Passbolzens anstelle eines weiteren Stabdübels ist zur Aufnahme des Zusatzmomentes in den Seitenhölzern notwendig.

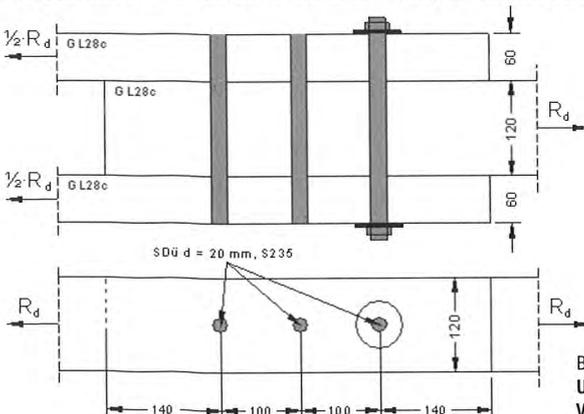


Bild 4-1: Unverstärkte Verbindung

Angaben:

Seitenhölzer:	GL28c	60/120 mm
Mittelholz:	GL28c	120/120 mm
Stabdübel:	$d = 20$ mm	S235
Bolzen:	$d = 20$ mm	

(vereinfachend wird der gleiche Festigkeitskennwert des Materials wie für Stabdübel angenommen.)

U-Scheibe: $d_{\text{außen}} = 60$ mm; $d_{\text{innen}} = 22$ mm

Modifikationsbeiwert: $k_{\text{mod}} = 0,9$

Gesucht: Bemessungswert der Tragfähigkeit R_d .

Hinweis:

Die Tragfähigkeit der Verbindung wird in Anlehnung an Anhang G.2 der DIN 1052:2004-08 unter Berücksichtigung aller Versagensfälle berechnet. Zum besseren Vergleich der Tragfähigkeiten für die unverstärkte und verstärkte Verbindung werden die Tragfähigkeiten nach Anhang G.2 mit den Bemessungswerten der Lochleibungsfestigkeit und des Fließmomentes ermittelt.

Bemessungswert der Lochleibungsfestigkeit des Holzes bei Beanspruchung durch einen Stabdübel bzw. Bolzen mit $d = 20$ mm:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 20) \cdot 380 = 24,9 \text{ N/mm}^2 \quad (97)$$

$$f_{h,d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot f_{h,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 24,9 \text{ N/mm}^2 = 17,3 \text{ N/mm}^2 \quad (98)$$

Bemessungswert des Fließmomentes des Stabdübels und des Bolzens:

$$M_{y,k} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 360 \cdot 20^{2,6} = 260676 \text{ Nmm} \quad (99)$$

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{260,7}{1,1} = 237 \text{ Nm} \quad (100)$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit je Verbindungsmittel und Scherfuge:

Mit $t_1 = 60$ mm, $t_2 = 120$ mm und $\beta = 1,0$ folgt:

$$R_{VM,d} = \min \{ R_{1a,d}, R_{1b,d}, R_{2a,d}, R_{3d} \} \quad (101)$$

$$R_{1a,d} = f_{h,d} \cdot t_1 \cdot d = 17,3 \cdot 60 \cdot 20 = 20760 \text{ N} \quad (102)$$

$$R_{1b,d} = 0,5 \cdot f_{h,d} \cdot t_2 \cdot d \cdot \beta = 0,5 \cdot 17,3 \cdot 120 \cdot 20 \cdot 1 = 20760 \text{ N} \quad (103)$$

$$R_{2a,d} = \frac{f_{h,d} \cdot d \cdot t_1}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,d}}{t_1^2 \cdot f_{h,d} \cdot d}} - \beta \right] = 10426 \text{ N} \quad (104)$$

$$R_{3,d} = \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,d} \cdot f_{h,d} \cdot d} = 12806 \text{ N} \quad (105)$$

$$R_{VM,d} = 10426 \text{ N} \quad (106)$$

$$R_d = 2 \cdot n_{\text{ef}} \cdot R_{VM,d} = 2 \cdot 2,26 \cdot 10,4 \text{ kN} = 47,0 \text{ kN} \quad (107)$$

Wegen des Spaltens des Holzes ist die tatsächliche Anzahl n hintereinander angeordneter Verbindungsmittel auf n_{ef} abzumindern.

$$n_{\text{ef}} = n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{10 \cdot d}} = 3^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{10 \cdot 20}} = 2,26 \quad (108)$$

Zugkraft im Bolzen infolge des Zusatzmomentes in den Seitenhölzern:

$$F_{t,d} = \frac{0,5 \cdot R_d \cdot t_1}{2 \cdot n \cdot a_1} = \frac{0,5 \cdot 47 \cdot 10^3 \cdot 60}{2 \cdot 3 \cdot 100} = 2350 \text{ N} \quad (109)$$

Querdruknachweis für die Unterlegscheibe (Die Berechnung erfolgt konservativ mit der tatsächlichen Fläche der Unterlegscheibe):

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{t,d}}{A_U} = \frac{4 \cdot F_{t,d}}{\pi \cdot (d_a^2 - d_i^2)} = \frac{4 \cdot 2350}{\pi \cdot (60^2 - 22^2)} \quad (110)$$

$$= 0,96 \text{ N/mm}^2 < f_{c,90,d} = 1,87 \text{ N/mm}^2$$

mit: $f_{c,90,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{c,90,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 2,7 = 1,87 \text{ N/mm}^2 \quad (111)$

Zugspannungsnachweis für das Holz (maßgebend ist das Seitenholz):

Hinweis: infolge des Zusatzmomentes in den Seitenhölzern ist die Zugtragfähigkeit um ein Drittel abzumindern.

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{t,0,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 16,5 = 11,4 \text{ N/mm}^2 \quad (112)$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{0,5 \cdot R_d}{A_{Netto}} = \frac{0,5 \cdot 47 \cdot 10^3}{(120 - 20) \cdot 60} = 3,92 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_{t,0,d}}{1,5} = 7,60 \text{ N/mm}^2 \quad (113)$$

Erforderliche Mindestabstände:

$$\begin{aligned} a_{1,eff} &= 5 \cdot d = 100 \text{ mm} = a_{1,vorh} = 100 \text{ mm} \\ a_{1,t,eff} &= 7 \cdot d = 140 \text{ mm} = a_{1,t,vorh} = 140 \text{ mm} \\ a_{2,c,eff} &= 3 \cdot d = 60 \text{ mm} = a_{2,c,vorh} = 60 \text{ mm} \end{aligned} \quad (114)$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit beträgt für diese unverstärkte Verbindung $R_d = 47,0 \text{ kN}$.

Nachfolgend wird der Bemessungswert der Tragfähigkeit für eine geometrisch identische, jedoch mit Vollgewindeschrauben verstärkte Holz-Holz-Verbindung ermittelt. Als Verstärkungselemente werden gehärtete Vollgewindeschrauben 6,0 x 120 mm mit einer angenommenen charakteristischen Zugfestigkeit des Materials von $f_{u,k} = 1000 \text{ N/mm}^2$ in einem Abstand von $p = 2,5 \cdot d_s = 15 \text{ mm}$ zur Fuge direkt an die Stabdübel und direkt an den Bolzen angeordnet **Bild 4-2**.

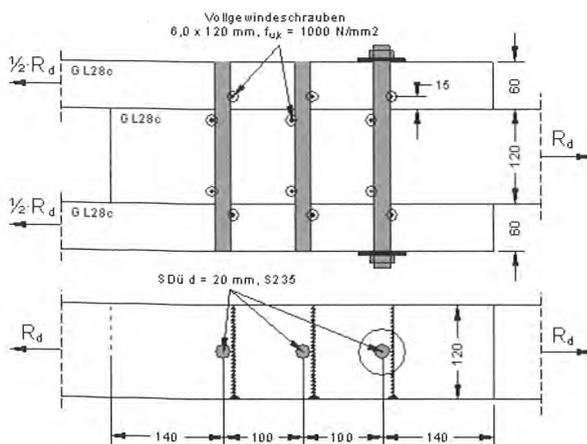


Bild 4-2: Verstärkte Verbindung

Zunächst wird die Tragfähigkeit der Verstärkungselemente berechnet.

Bemessungswert der Lochleibungsfestigkeit des Holzes bei Beanspruchung durch eine Schraube mit $d = 6 \text{ mm}$ (vorgebohrtes Holz):

$$f_{h,S,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 6) \cdot 380 = 29,3 \text{ N/mm}^2 \quad (115)$$

$$f_{h,S,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{h,S,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 29,3 \text{ N/mm}^2 = 20,3 \text{ N/mm}^2 \quad (116)$$

Bemessungswert des Fließmomentes der gehärteten Schraube:

$$M_{y,S,k} = 0,15 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,15 \cdot 1000 \cdot 6^{2,6} = 15823 \text{ Nmm} \quad (117)$$

$$M_{y,S,d} = \frac{M_{y,S,k}}{\gamma_M} = \frac{15,8}{1,1} = 14,4 \text{ Nm} \quad (118)$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit je Verstärkungselement mit einer Schraubenlänge von $\ell = 120 \text{ mm}$ nach Abschnitt 2.4:

$$R_{VE,d} = \min \{ R_{A1,d}, R_{A2,d}, R_{A3,d} \} = 5297 \text{ N} \quad (119)$$

mit

$$R_{A1,d} = f_{h,S,d} \cdot d_S \cdot \ell_S = 14616 \text{ N} \quad (120)$$

$$R_{A2,d} = f_{h,S,d} \cdot d_S \cdot \ell_S \cdot \left[\sqrt{\frac{16 \cdot M_{y,S,d}}{f_{h,S,d} \cdot d_S \cdot \ell_S^2} + 2} - 1 \right] = 6722 \text{ N} \quad (121)$$

$$R_{A3,d} = 4 \cdot \sqrt{M_{y,S,d} \cdot f_{h,S,d} \cdot d_S} = 5297 \text{ N} \quad (122)$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit für die verstärkte Verbindung wird nach Abschnitt 2.3.2 berechnet:

Bereits ermittelte Parameter für die Stabdübel bzw. Bolzen:

$$f_{h,d} = 17,3 \text{ N/mm}^2, M_{y,d} = 237 \text{ Nm}, d = 20 \text{ mm}, t_1 = 60 \text{ mm}, t_2 = 120 \text{ mm}, \beta = 1$$

Bereits ermittelte Parameter für das Verstärkungselement:

$$R_{VE,d} = 5297 \text{ N}, \quad \psi = \frac{R_{1,VE,d}}{R_{2,VE,d}} = 1$$

Es gilt:

$$R_{VM,d} = \min \{ R_{1a,d}, R_{1b,d}, R_{2a,d}, R_{3,d} \} \quad (123)$$

mit:

$$R_{1a,d} = f_{h,d} \cdot d \cdot t_1 + R_{VE,d} = 26057 \text{ N} \quad (124)$$

$$R_{1b,d} = 0,5 \cdot \beta \cdot f_{h,d} \cdot d \cdot t_2 + \psi \cdot R_{VE,d} = 26057 \text{ N} \quad (125)$$

Versagensmechanismus 2a:

$$x_{1,2a} = \frac{t_1}{2 \cdot (2 + \beta)} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{(2 + \beta) \cdot \beta \cdot 4 \cdot M_{y,d}}{t_1^2 \cdot f_{h,d} \cdot d}} + 2 \right] = 45,1 \text{ mm} \quad (126)$$

$$x_{2,2a} = \frac{t_1}{\beta \cdot (2 + \beta)} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{(2 + \beta) \cdot \beta \cdot 4 \cdot M_{y,d}}{t_1^2 \cdot f_{h,d} \cdot d}} - \beta \right] = 30,1 \text{ mm} \quad (127)$$

für $\psi = 1$ gilt:

$$Z_{2a,d} = \min \left\{ \begin{aligned} &\frac{f_{h,d} \cdot d}{4 \cdot p \cdot \beta} \cdot [(\beta - 1) \cdot t_1^2 + 4 \cdot p \cdot t_1 - 2 \cdot p^2 \cdot (2 + \beta)] + \frac{M_{y,d}}{2 \cdot p} \\ &\frac{f_{h,d} \cdot d}{8 \cdot p} \cdot [t_1^2 - 2 \cdot p \cdot \beta \cdot t_1 - p^2 \cdot \beta \cdot (2 + \beta)] + \frac{M_{y,d}}{2 \cdot p} \end{aligned} \right\} = 11144 \text{ N} \quad (128)$$

für $p = 15 \text{ mm} < x_{1,2a} = 45,1 \text{ mm}$ und $p = 15 \text{ mm} < x_{2,2a} = 30,1 \text{ mm}$
sowie für $R_{VE,d} = 5297 \text{ N} < Z_{2a,d} = 11144 \text{ N}$ ist VM „weich“ maßgebend:

$$R_{2a,d} = R_{VE,d} \cdot \frac{(2 \cdot \psi + \beta)}{(2 + \beta)} + \frac{f_{h,d} \cdot d \cdot t_1}{(2 + \beta)}$$

$$\left[\frac{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) - \frac{2 \cdot R_{VE,d}^2 \cdot \beta \cdot (\psi - 1)^2}{t_1^2 \cdot d^2 \cdot f_{h,d}^2}}{4 \cdot R_{VE,d} \cdot \beta \cdot \left(\frac{p}{t_1} \cdot (1 + \psi) \cdot (2 + \beta) + \psi - 1 \right)} + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,d}}{f_{h,d} \cdot d \cdot t_1^2} \right] - \beta = 13462 \text{ N} \quad (129)$$

Versagensmechanismus 3:

$$x_{1,3} = \frac{\sqrt{2 \cdot \beta}}{\sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot M_{y,d}}{f_{h,d} \cdot d}} = 37,0 \text{ N} \quad (130)$$

$$x_{2,3} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{\beta \cdot (1 + \beta)}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot M_{y,d}}{f_{h,d} \cdot d}} = 37,0 \text{ N} \quad (131)$$

für $\psi = 1$ gilt:

$$Z_{3,d} = \min \left\{ \frac{M_{y,d} - \frac{f_{h,d} \cdot d \cdot p}{4 \cdot \beta} \cdot (1 + \beta)}{p}, \frac{M_{y,d} - \frac{f_{h,d} \cdot d \cdot p \cdot \beta}{4} \cdot (1 + \beta)}{p} \right\} = 13205 \text{ N} \quad (132)$$

für $p = 15 \text{ mm} < x_{1,3} = 37,0 \text{ mm}$ und $p = 15 \text{ mm} < x_{2,3} = 37 \text{ mm}$
sowie für $R_{VE,d} = 5297 \text{ N} < Z_{3,d} = 13205 \text{ N}$ ist VM „weich“ maßgebend:

$$R_{3,d} = R_{VE,d} \cdot \frac{(\beta + \psi)}{(1 + \beta)} + \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{f_{h,d} \cdot d \cdot \left(2 \cdot M_{y,d} - R_{VE,d} \cdot p \cdot (1 + \psi) \right) - \frac{R_{VE,d}^2 \cdot (\psi - 1)^2}{2 \cdot (1 + \beta)}} = 15738 \text{ N} \quad (133)$$

Die Tragfähigkeit je Stabdübel und Scherfuge ist folglich:

$$R_{VM,d} = 13426 \text{ N} \quad (134)$$

Mit Hilfe der Verstärkungselemente wird zum einen durch die Auflagerwirkung der Schrauben die Tragfähigkeit der Verbindung erhöht und zum anderen das Spalten des Holzes verhindert. Spalten tritt nicht auf ($n = n_{ef}$), wenn die auf Herausziehen beanspruchten Schrauben für 30 % der Beanspruchung der Stabdübel pro Scherfuge bemessen werden.

Damit ergibt sich der Bemessungswert der Zugkraft je Schraube:

$$F_{t,S,d} = 0,3 \cdot R_{VM,d} = 4028 \text{ N} \quad (135)$$

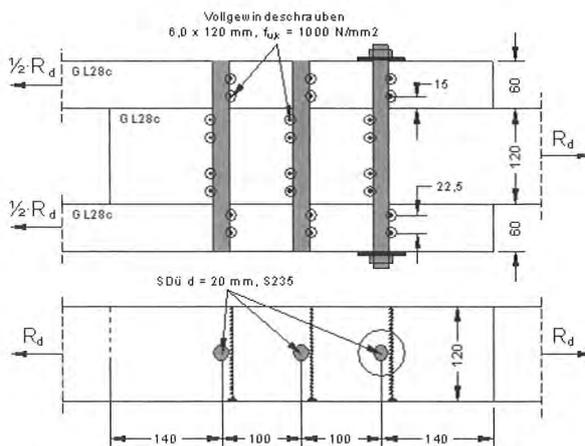


Bild 4-3: Erweiterung der Verstärkung

Die Tragfähigkeit der Vollgewindeschraube bei Beanspruchung auf Herausziehen wird in Anlehnung an DIN 1052:2004-08 berechnet:

$$R_{ax,d} = \min \left\{ \frac{k_{mod} \cdot f_{1,k} \cdot d_S \cdot \ell_{ef}}{\gamma_M}, \frac{1}{\gamma_M} \cdot 75 \cdot \pi \cdot (0,9 \cdot d_S)^2 \right\} = \min \left\{ \frac{0,9}{1,3} \cdot f_{1,k} \cdot 6 \cdot 60, \frac{1}{1,25} \cdot 75 \cdot \pi \cdot (0,9 \cdot 6)^2 \right\} = 2879 \text{ N} \quad (136)$$

$$\text{mit } f_{1,k} = 80 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 11,6 \text{ N/mm}^2$$

Mit $F_{t,S,d} > R_{ax,d}$ ist der Nachweis nicht eingehalten. Damit Spalten verhindert werden kann, muss je Scherfuge und Stabdübel bzw. Bolzen jeweils eine weitere Vollgewindeschraube angebracht werden (Bild 4-3).

Nachweis:

$$F_{t,S,d} = 4028 \text{ N} < 2 \cdot R_{ax,d} = 5758 \text{ N} \quad (137)$$

Der Bemessungswert der Gesamttragfähigkeit für die verstärkte Verbindung berechnet sich damit zu:

$$R_d = 2 \cdot n \cdot R_{VM,d} = 2 \cdot 3 \cdot 13,4 \text{ kN} = 80,4 \text{ kN} \quad (138)$$

Die Zugkraft im Bolzen infolge des Zusatzmomentes in den Seitenhölzern berechnet sich zu:

$$F_{t,d} = \frac{0,5 \cdot R_d \cdot t_1}{2 \cdot n \cdot a_1} = \frac{0,5 \cdot 80,4 \cdot 10^3 \cdot 60}{2 \cdot 3 \cdot 100} = 4020 \text{ N} \quad (139)$$

Der Querdrucknachweis für die Unterlegscheibe wird konservativ mit der tatsächlichen Fläche der Unterlegscheibe geführt:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{t,d}}{A_U} = \frac{4 \cdot F_{t,d}}{\pi \cdot (d_a^2 - d_i^2)} = \frac{4 \cdot 4020}{\pi \cdot (60^2 - 22^2)} = 1,64 \text{ N/mm}^2 < f_{c,90,d} = 1,87 \text{ N/mm}^2 \quad (140)$$

$$\text{mit: } f_{c,90,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{c,90,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 2,7 = 1,87 \text{ N/mm}^2 \quad (141)$$

Zugspannungsnachweis für das Holz (maßgebend ist das Seitenholz):

Hinweis: infolge des Zusatzmomentes in den Seitenhölzern ist die Zugtragfähigkeit um ein Drittel abzumindern.

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot f_{t,0,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 16,5 = 11,4 \text{ N/mm}^2 \quad (142)$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{0,5 \cdot R_d}{A_{\text{netto}}} = \frac{0,5 \cdot 80,4 \cdot 10^3}{(120 - 20) \cdot 60} = 6,70 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_{t,0,d}}{1,5} = 7,60 \text{ N/mm}^2 \quad (143)$$

Erforderliche Mindestabstände:

$$\begin{aligned} a_{1,\text{erf}} &= 5 \cdot d = 100 \text{ mm} = a_{1,\text{vorh}} = 100 \text{ mm} \\ a_{1,t,\text{erf}} &= 7 \cdot d = 140 \text{ mm} = a_{1,t,\text{vorh}} = 140 \text{ mm} \\ a_{2,c,\text{erf}} &= 3 \cdot d = 60 \text{ mm} = a_{2,c,\text{vorh}} = 60 \text{ mm} \end{aligned} \quad (144)$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit beträgt für diese verstärkte Verbindung $R_d = 80,4 \text{ kN}$.

Im Vergleich zur unverstärkten, spaltgefährdeten Verbindung mit $R_d = 47,0 \text{ kN}$ konnte die Tragfähigkeit um 71 % gesteigert werden. Ohne Berücksichtigung des Spaltens ($R_d = 62,6 \text{ kN}$ für $n_{\text{ef}} = n = 3$) beträgt der Traglastzuwachs gegenüber der unverstärkten Verbindung 29 %. Da bei der verstärkten Verbindung der „weiche“ Versagensmechanismus maßgebend ist, kann durch die Wahl eines tragfähigeren Verstärkungselementes die Tragfähigkeit weiter gesteigert werden. Ein Anstieg der Tragfähigkeit ist jedoch nicht mehr zu erwarten, wenn bei verstärkten Verbindungen der „harte“ Versagensmechanismus maßgebend wird.

5. Zusammenfassung

Selbstbohrende Vollgewindeschrauben als Verstärkungselemente in spaltgefährdeten Verbindungen können das Spalten wirkungsvoll verhindern. Damit wird bei Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln ein sprödes Last-Verformungs-Verhalten vermieden. Die Folge ist eine Steigerung der Tragfähigkeit. Werden diese Verstärkungselemente direkt im Kontakt mit den stiftförmigen Verbindungsmitteln (z. B. Stabdübel) eingebracht, kann darüber hinaus die Traglast weiter gesteigert werden. Beide Effekte – Verhindern des Spaltens und Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Auflagerwirkung der Schrauben – führen dazu, dass die Tragfähigkeit einer Verbindung im Vergleich zu spaltgefährdeten Verbindungen unter Umständen verdoppelt werden kann.

Auf der Grundlage der Theorie von Johansen wurde ein Berechnungsmodell entwickelt, mit dessen Hilfe die Tragfähigkeit von verstärkten Verbindungen ermittelt werden kann.

Zur Verifizierung des Berechnungsmodells wurden Traglastversuche durchgeführt. Die in den Traglastversuchen ermittelten Traglasten entsprachen denjenigen, die mit Hilfe des vorgestellten Berechnungsmodells berechnet wurden.

6. Literatur

- [1] Jorissen, A. J. M. (1998). *Double Shear Timber Connections with Dowel Type Fasteners*. Delft University Press, Delft.
- [2] Schmid, M. (2002). *Anwendung der Bruchmechanik auf Verbindungen mit Holz*. 5. Folge – Heft 7. Berichte der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Fridericiana in Karlsruhe (TH)
- [3] Blaß, H. J.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G. (2002). *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken*, BEKS 1-16 und Anhänge (13.07.2002); In: *Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage 2002*; Bruderverlag; Universität Karlsruhe (TH)
- [4] Blaß, H. J.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G. (2005). *Text und Erläuterungen zur DIN 1052:2004-08*. Bruderverlag Albert Bruders, 2005. ISBN 3-87104-146-7
- [5] Bejtka, I. (2005). *Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben*. Band 2 der Reihe Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau. Herausgeber: Universität Karlsruhe (TH), Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Univ.-Prof. Dr.-Ing. H. J. Blaß. ISSN 1860-093X, ISBN 3-937300-54-6

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff



Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff
Auf dem Rosenberg 7
51503 Rösrath
Tel.: 02205 927611
Fax: 02205 927666
E-Mail: heinz.brueninghoff@t-online.de

- | | |
|-------------|--|
| 1939 | geboren in Bochum |
| 1958 | Abitur in Wesel (Niederrhein) |
| 1958 – 1964 | Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Karlsruhe |
| 1964 – 1966 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen der TH Karlsruhe bei Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. Eh. Karl Möhler |
| 1966 – 1967 | Referendar bei der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, Fachrichtung Straßen- und Brückenbau, Befähigung zum höheren bautechnischen Verwaltungsdienst - Regierungsbaumeister |
| 1968 – 1978 | Technischer Leiter der Firma Hagenmaier Hallenbau in Ulm (Donau) |
| 1972 | Promotion zum Dr.-Ing. bei Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. Eh. K. Möhler, TH Karlsruhe |
| 1978 – 1984 | Freiberuflich tätiger beratender Ingenieur in Ulm (Donau) |
| seit 1984 | Professor für Baukonstruktionen und Holzbau, Bergische Universität Wuppertal |

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff war bis 2005 Lehrstuhlinhaber und Mitautor Dipl.-Ing. Holger Klapp wissenschaftl. Mitarbeiter am Lehr- und Forschungsgebiet für „Baukonstruktionen und Holzbau“ an der Bergischen Universität Wuppertal

Stabilitätsnachweis im Holzbau – Biegedrillknicken...

...mit Normalkraft

1. Einleitung

Die DIN 1052 [1] bietet mit dem Ersatzstabverfahren eine unkomplizierte und anwenderfreundliche Möglichkeit, den Stabilitätsnachweis für Stäbe mit einachsiger Biegung und Druck zu führen. Es werden verschiedene Stabilitätsprobleme in zwei Gleichungen derart zusammengefasst, dass der Anwender den Nachweis ohne genaue Kenntnis der theoretischen Hintergründe führen kann. Es leuchtet ein, dass diese formal einfachen Nachweisgleichungen die Versagensmechanismen nur bedingt wiedergeben können und infolgedessen eine Unterschätzung der tatsächlichen Tragfähigkeiten hingenommen werden muss. Möchte man die Zusammenhänge genauer erfassen, bleibt die Alternative einer umfangreicheren und fehleranfälligeren Berechnung nach Theorie II. Ordnung. Mit dem vorliegenden Beitrag soll dem Anwender die Möglichkeit eröffnet werden, einen genaueren Nachweis zu führen, ohne auf die Anwenderfreundlichkeit des Ersatzstabverfahrens verzichten zu müssen.

Zunächst werden die möglichen Versagensarten und die zugehörigen Gleichungen der DIN 1052 [1] erläutert und einander gegenübergestellt. Dabei werden nicht nur Widersprüche und Ursachen der unterschätzten Traglasten deutlich, sondern auch Ansatzpunkte für ein neues Nachweisformat erkennbar. Ausgehend von der Lösung des Stabilitätsproblems nach Theorie II. Ordnung von LARSEN UND THEILGAARD [4] kann schließlich ein Nachweisverfahren gewonnen werden, welches mit nur geringfügig höherem Rechenaufwand als das Ersatzstabverfahren zu realistischeren Traglasten führt, ohne dem mechanischen Verhalten zu widersprechen. Abschließend werden die Nachweise des Ersatzstabverfahrens entsprechend Abschnitt 10.3 der DIN 1052 [1] unter Berücksichtigung des neuen Vorschlags zusammengestellt.

2. Stabilitätsprobleme bei einachsiger Biegung mit Normalkraft

Unvermeidbare geometrische und strukturelle Imperfektionen wie beispielsweise Vorverformungen, Vorverdrehungen oder unplanmäßige Exzentrizitäten können sich nachteilig auf die Tragfähigkeit eines Tragwerks auswirken, wenn daraus erhöhte Beanspruchungen im Vergleich zum planmäßigen Zustand folgen. Können die sich daraus im Gleichgewichtszustand ergebenden Spannungen vom Bauteil nicht aufgenommen werden, so bezeichnet man dies als Stabilitätsproblem.

Mit dieser Betrachtungsweise lassen sich die Begriffe Knicken, Kippen, Biegeknicken und Biegedrillknicken anschaulich als Spannungsproblem infolge der Imperfektionen erklären. Dabei beschrän-

ken sich die folgenden Erläuterungen auf die Darstellung der wesentlichen Einflüsse und Effekte. So bleiben beispielsweise mögliche Vorverdrehungen um die Stabachse unbeachtet, da diese im Vergleich zur seitlichen Auslenkung einen deutlich geringeren Einfluss auf das Stabilitätsverhalten haben (vgl. [4]). Zur Veranschaulichung der Beschreibung der Versagensarten zeigt **Bild 2** die jeweils zugehörige Lage des Querschnitts in Feldmitte eines gabelgelagerten Einfeldträgers mit und ohne Imperfektion sowie die Gleichgewichtslage des imperfekten Stabes.

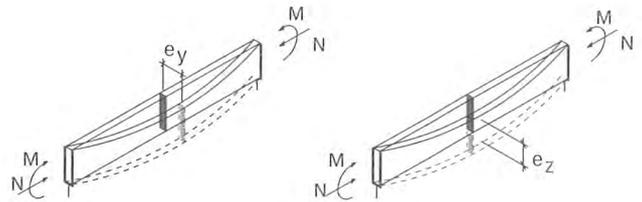


Bild 1: Gabelgelagerter Einfeldträger mit Darstellung der Vorverformungen rechtwinklig zur starken (e_y) und schwachen Achse (e_z)

(a) Knicken um die starke bzw. schwache Achse (zentrischer Druck):

Die Exzentrizität der angreifenden Druckkraft infolge einer Vorverformung e rechtwinklig zur starken bzw. schwachen Achse führt zu einer unplanmäßigen Biegebeanspruchung und zu zusätzlichen Verformungen. Zum Erreichen des Gleichgewichtszustandes weicht der Stab deshalb in Richtung der Imperfektion, also in der Ebene der zusätzlichen Biegung aus.

(b) Kippen (Moment um die starke Achse):

Eine Vorverformung e rechtwinklig zur Ebene des Biegemomentes bewirkt im Gleichgewichtszustand insbesondere eine zusätzliche Auslenkung in Richtung der Imperfektion bei gleichzeitiger Verdrehung um die Längsachse. Der Stab wird infolgedessen im ausgelenkten Zustand nicht nur um die starke, sondern auch durch ein Biegemoment um die schwache Achse und durch Torsion beansprucht.

(c) Biegeknicken (Druckkraft und Moment um die starke Achse):

Eine Vorverformung e in der Ebene des Biegemomentes führt wie beim Knicken um die starke Achse zu einer Exzentrizität der Druckkraft, planmäßige und unplanmäßige Biegebeanspruchung wirken also in der gleichen Ebene. Der Stab weicht infolgedessen ohne Verdre-

lung in Richtung der Imperfektion aus, so dass im Gleichgewichtszustand einachsige Biegung mit Druck auftritt.

(d) Biegedrillknicken (Druckkraft und Moment um die starke Achse):

Eine Vorverformung rechtwinklig zur Ebene des Biegemomentes führt wie schon im Falle des Kippens zu einer zusätzlichen Verformung in Richtung der Imperfektion und einer Verdrehung des Stabes. Die Druckkraft verstärkt allerdings nicht nur die seitliche Auslen-

kung, sondern aufgrund der Verdrehung auch die Durchbiegung in der Ebene der Momente. Im Gleichgewichtszustand tritt also Doppelbiegung mit Druck auf. Eine zusätzliche Vorverformung in der Ebene des Biegemomentes erhöht die Beanspruchung um die starke Achse, ohne den Versagensmechanismus prinzipiell zu ändern.

Anhand dieser Zusammenstellung wird deutlich, dass Knicken um die schwache Achse und Kippen Sonderfälle des Biegedrillknickens darstellen. Ursache des Stabilitätsproblems ist jeweils eine Vorverformung rechtwinklig zur schwachen Achse, wobei die Versagensform lediglich durch die Art der planmäßigen Einwirkung bestimmt wird. Analog stellt das Knicken um die starke Achse einen Sonderfall des Biegeknickens dar.

3. Stabilitätsnachweise nach DIN 1052: 2004 [1]

3.1 Allgemeines

Die DIN 1052 [1] bietet dem Anwender die Möglichkeit, den Stabilitätsnachweis mit einfachen Näherungsgleichungen am Ersatzstab (Ersatzstabverfahren) oder alternativ mit einem Spannungsnachweis nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Imperfektionen zu erbringen.

Im Sinne der Lesbarkeit wurde in diesem und den weiteren Abschnitten auf eine ausführliche Erläuterung verwendeter Beiwerte, Bezeichnungen u.ä. verzichtet, sofern in DIN 1052 [1] dazu ausreichend Informationen gegeben sind.

3.2 Nichtlineare elastische Berechnung – Theorie II. Ordnung (DIN 1052 [1]: Abschnitt 8.5)

Die nichtlineare elastische Berechnung nach Theorie II. Ordnung stellt die Tragfähigkeit sicher, indem die Ermittlung der Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Verformungen bei einem Ansatz struktureller und geometrischer Imperfektionen erfolgt. Diese dürfen nach DIN 1052 [1] durch geometrische Ersatzimperfektionen ersetzt werden, die die strukturellen Imperfektionen, z.B. infolge von Inhomogenitäten des Holzes einschließen. Die Norm gibt die Ersatzimperfektionen Vorkrümmung und Vorverdrehung (Schiefstellungen) an, welche erforderlichenfalls gleichzeitig anzusetzen sind.

Während die alte DIN 1052 [2] dem Baustoff Brettschichtholz bisher eine höhere Maßgenauigkeit als dem Vollholz zuschrieb, die sich in unterschiedlichen Werten für die Ausmitte e niederschlug, wird nun beiden der gleiche Wert zugewiesen. Dieser liegt zwischen den bisherigen Angaben. Auch bei den Vorverdrehungen sind Änderungen festzustellen. Stützen mit Höhen bis 4 m werden nun kleinere Vorverdrehungen zugewiesen als bisher, bei größeren Höhen sind etwas größere Schiefstellungen anzusetzen.

Die Anwendung der Spannungstheorie II. Ordnung auf beliebige Systeme geht angesichts der komplexen räumlichen Betrachtungen i.d.R. mit einem hohen Rechenaufwand einher. Allerdings existieren für zahlreiche wichtige Sonderfälle theoretisch abgeleitete Lösungen, die auch eine Handrechnung ermöglichen. Trotzdem liegt der Auf-

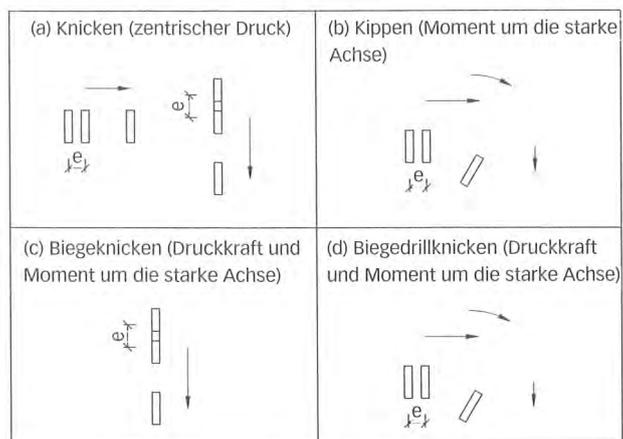


Bild 2: Querschnittslage in Feldmitte des gabelgelagerten Einfeldträgers (Bild 1) mit und ohne Vorverformung e sowie die Gleichgewichtslage des imperfekten Stabes

Tabelle 1: Rechenwerte der Vorkrümmung e und Vorverdrehungen φ

DIN 1052: 1988 [2]	E DIN 1052: 2004 [1]
Brettschichtholz: $e = \frac{l}{577}$	$e = 0,0025 \cdot l = \frac{l}{400}$
Vollholz: $e = \frac{l}{289}$	
$\varphi = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{b}}$ wenn die planmäßige Ausmitte $< 0,2 \cdot h$ ist	$h \leq 5 \text{ m: } \varphi = 0,005$ $h > 5 \text{ m: } \varphi = 0,005 \cdot \sqrt{\frac{5}{b}} \approx \frac{1}{89 \cdot \sqrt{b}}$



Bild 3: Trennung der Stabilitätsprobleme entsprechend der Richtung der auslösenden Imperfektionen

wand, ganz abgesehen von der höheren Fehleranfälligkeit, erheblich über dem des nachfolgend beschriebenen vereinfachten Nachweises. Andererseits ergibt die Berechnung nach Theorie II. Ordnung eine gute Näherung des tatsächlichen Tragverhaltens und somit auch wirtschaftliche Bemessungen. Diese Wirtschaftlichkeit setzt allerdings eine sinnvolle Wahl der Imperfektionen und gute Sachkenntnis des Anwenders voraus.

3.3 Nachweis nach dem Ersatzstabverfahren (DIN 1052 [1]: Abschnitte 8.4 und 10.3)

Im Normalfall wird der Anwender aufgrund der einfacheren Handhabung zum vereinfachten Nachweis am Ersatzstab tendieren. Es sind lediglich Abminderungsfaktoren für die Sonderfälle Knicken und Kippen aus den Geometriedaten zu ermitteln und unter deren Berücksichtigung die Verhältnisse Biege- und Druckspannung zur jeweiligen Festigkeit zu addieren. Bei einachsiger Biegung mit Normalkraft reduzieren sich die Nachweisgleichungen der DIN 1052 [1] auf (1) und (2). Vom Ansatz des Abminderungsfaktors k_{red} sollte abgesehen werden, wenn sich ein Kippbeiwert kleiner als 1 ergibt, da ansonsten auch Spannungsanteile verringert werden, für die dieser Faktor nicht vorgesehen ist. Bei baupraktisch üblichen Abmessungen eines biegedrillknickgefährdeten Trägers ergibt sich der Faktor k_{red} nach DIN 1052 [1] allerdings ohnehin zu 1 und wird aus diesem Grund im Folgenden nicht weiter berücksichtigt.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} \leq 1 \tag{1}$$

und

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad \text{mit } k_{red} = \begin{cases} 0,7 & \text{für } b/b \leq 4 \\ 1,0 & \text{für } b/b > 4 \end{cases} \tag{2}$$

Mit diesen Gleichungen werden sowohl der Biegeknick- als auch der Biegedrillknicknachweis geführt, ohne die beiden Versagensarten explizit zu unterscheiden. Dies führt dazu, dass der Nachweis zwar auf der sicheren Seite liegt, aber mechanisch nicht begründbare Kombinationen der einzelnen Anteile beinhaltet.

Der Biegedrillknicknachweis nach DIN 1052 [1] basiert auf der linearen Superposition seiner beiden Sonderfälle Knicken und Kippen. Wie im vorigen Abschnitt anhand der Imperfektionen aufgezeigt wurde, stellt aber nur das Knicken um die schwache Achse einen Sonderfall des Biegedrillknickens dar, so dass Gleichung (1) im Gegensatz zu (2) nicht zum Biegedrillknicknachweis herangezogen werden sollte. Ferner spiegelt keine der beiden Gleichungen die mechanischen Zusammenhänge des Biegeknickens zutreffend wider. Der Ansatz des Kippbeiwertes steht für eine Verdrehung des Querschnitts, die bei diesem Stabilitätsproblem nicht auftritt.

Angesichts dieses etwas unpräzisen Nachweiskonzeptes lohnt der Blick auf die Nachweisform im Stahlbau nach DIN 18800-2 [3]. Zunächst ist festzustellen, dass streng zwischen Biegeknicken und Biegedrillknicken

unterschieden wird. Überträgt man die Gleichungen des Stahlbaus in die Notation der DIN 1052 [1] und setzt alle Beiwerte zur Berücksichtigung verschiedener Momentenverläufe zu 1 (konstantes Moment), so ergibt sich für...

... Biegeknicken:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \tag{3}$$

... Biegedrillknicken:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} \leq 1 \tag{4}$$

Diese Gleichungen weisen keine grundsätzlichen Widersprüche zum mechanischen Verhalten auf und können unmittelbar im Holzbau angewendet werden.

Während mit dem Biegeknicknachweis die Tragfähigkeiten gut ausgeschöpft werden, kann Gleichung (4) die komplexen Zusammenhänge des Biegedrillknickens nur grob wiedergeben: Allein aus der Anschauung heraus wird deutlich, dass eine lineare Verknüpfung der Sonderfälle Knicken und Kippen die Verschiebung in zwei Richtungen bei gleichzeitiger Verdrehung um die Stabachse nur unzureichend erfasst. (Bild 4) zeigt eine typische Traglastkurve für Biegedrillknick-

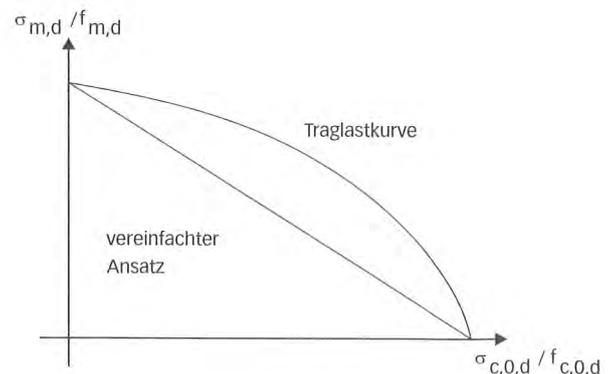


Bild 4: Qualitative Darstellung einer Traglastkurve für Biegedrillknickversagen im Vergleich zum linearen Ansatz des Ersatzstabverfahrens

versagen (vgl. z.B. [4], [5] oder [6]) im Vergleich zum linearen Ansatz nach Gleichung (4).

3.4 Zielsetzung

Der Stabilitätsnachweis nach dem Ersatzstabverfahren der DIN 1052 [1] für einachsige Biegung mit Druck weist einige Ungereimtheiten auf. Wie bereits angedeutet, lassen sich mit kleinen Änderungen in Anlehnung an DIN 18800-2 [3] deutliche Verbesserungen hinsichtlich einer zutreffenderen Wiedergabe der Versagensmechanismen erzielen.

Im Gegensatz zum Biegeknicknachweis werden beim Biegedrill-

knicknachweis erhebliche Tragreserven vermutet, die mit dem nachfolgend vorgestellten Ansatz besser ausgeschöpft werden können. Bei der Ableitung dieses Biegedrillknicknachweises war von besonderer Bedeutung, dass die Anwenderfreundlichkeit erhalten bleibt, d.h. der Arbeitsaufwand sollte sich nur unwesentlich von dem des Ersatzstabverfahrens nach DIN 1052 [1] unterscheiden. Zu diesem Zweck wird auf eine Definition neuer Beiwerte nach Möglichkeit verzichtet.

4. Vorschlag eines Biegedrillknicknachweises

4.1 Allgemeines

Eine gute Ausschöpfung der Tragreserven soll durch die Entwicklung eines neuen Nachweises aus einer mathematisch exakten Lösung nach Theorie II. Ordnung erzielt werden. Derartige Lösungen existieren allerdings trotz zu Grunde gelegter Vereinfachungen nur für einige Sonderfälle. Es wird deshalb als zweckmäßig erachtet, auf die Lösung eines Sonderfalls zurückzugreifen, der als Ersatzsystem für viele praxisrelevante Fälle dienen kann. Die Herleitung soll demzufolge zu einem veränderten Ersatzstabverfahren führen.



Bild 5: Ersatzsystem

Es wird ein gabelgelagerter Einfeldträger unter Normalkraft mit gleich großen Endmomenten gewählt, da mehrfach seitlich gestützte Biegeträger im Bereich der maximalen Momente zwischen den Abstützungen einen nahezu konstanten Momentenverlauf aufweisen. Die folgenden Ergebnisse können also in guter Näherung auch für Rahmenriegel mit schlankem Querschnitt verwendet werden. Bei anderen Momentenverläufen stellt die Verwendung des maximalen Biegemomentes als Randmoment eine auf der sicheren Seite liegende Näherung dar. Mit Hilfe der nachfolgenden Gleichung kann also ein aus dem Tragwerk herausgeschnitten gedachter Ersatzstab stellvertretend für Nachweise am Gesamtsystem berechnet werden. Ferner wird ein Rechteckquerschnitt vorausgesetzt.

Zur Veranschaulichung werden im Folgenden wiederholt die Ergebnisse der Berechnung von 4 Biegeträgern unterschiedlicher Geometrie angeführt (Bild 6).

4.2 Ableitung des Nachweises

LARSEN UND THEILGAARD geben in [4] eine Lösung für das Biegedrillknicken eines gabelgelaberten Einfeldträgers mit konstantem Querschnitt unter Normalkraft und gleich großen Endmomenten (Bild 5) nach Spannungstheorie II. Ordnung an (Gl. (5)-(8)).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}^{\parallel}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}^{\parallel}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5)$$

mit

$$\sigma_{m,z,d}^{\parallel} = \frac{e \cdot A}{W_z} \cdot \frac{\sigma_{c,0,d} + \frac{\sigma_{c,crit,z,d}}{k_1} \cdot \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{\sigma_{m,crit,z,d}} \right)^2}{1 - \frac{\sigma_{c,0,d}}{\sigma_{c,crit,z,d}} - \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{\sigma_{m,crit,z,d}} \right)^2} \quad (6)$$

$e = \eta \cdot l$ Maximalwert der ungewollten, sinusförmig verlaufenden Ausmitte

$$\sigma_{m,y,d}^{\parallel} = \frac{\sigma_{m,y,d}^I}{1 - \frac{\sigma_{c,0,d}}{\sigma_{c,crit,y,d}}} \quad (7)$$

$$k_1 = 1 - \frac{El_z}{El_y} \quad (8)$$

Sie setzen ideal-elastisches Verhalten bis zum Versagen voraus und vernachlässigen die Schubverformung des Stabes. Als Versagenkriterium wurde die lineare Überlagerung der Quotienten Biege- und Druckspannung zur jeweiligen Festigkeit gewählt (Gl. (5)), d.h. das Versagen wird unter Vernachlässigung von Schubkräften und Torsionsmomenten bestimmt. Trotz dieser Vereinfachungen ergaben sich gute Übereinstimmungen berechneter Tragfähigkeiten mit Traglastversuchen.

Ausgehend von den planmäßigen Schnittgrößen können mit der Lösung von LARSEN UND THEILGAARD die erhöhten Spannungen im ausgelenkten Zustand ermittelt werden. Dabei ergeben sich im Gleichgewichtszustand infolge der Verformungen zusätzliche Spannungen um die starke, aber auch um die schwache Achse. Es wird nun angestrebt, diese zusätzlichen Beanspruchungen durch geometrieabhängige Erhöhungsfaktoren zu ersetzen. So könnte bei bekannter Geometrie die Tragfähigkeit mittels Erhöhung der planmäßigen Beanspruchungen mit diesen Faktoren nachgewiesen werden.

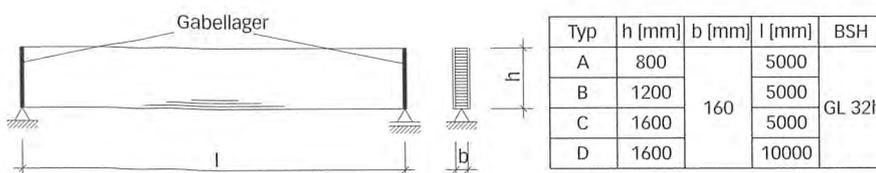


Bild 6: Beispielträger

Abweichend von LARSEN UND THEILGAARD soll das im Folgenden verwendete Versagenskriterium die Erhöhung der Tragfähigkeit durch plastisches Verhalten im Druckbereich berücksichtigen. Entsprechend DIN 1052 [1] wird deshalb der Druckanteil quadriert und Gleichung (9) anstelle von Gleichung (5) verwendet.

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}^{\parallel}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}^{\parallel}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (9)$$

Die Erhöhung der planmäßigen Biegespannung nach Gleichung (7) hat einen vergleichsweise geringen Einfluss auf den Nachweis der Tragfähigkeit und wird deshalb vernachlässigt.

Gemäß DIN 1052 [1] ist bei der Berechnung der Schnittgrößen eines Tragwerks nach Theorie II. Ordnung der Mittelwert der Steifigkeit, geteilt durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_m , anzusetzen. Die Verwendung des Mittelwertes soll dabei zu einer realistischen Ermittlung der Verformung des Tragwerkes führen, wobei die Steifigkeit lokal überschätzt werden kann. Da mit dem neuen Verfahren sowohl Ausschnitte aus Tragwerken, also Ersatzstäbe, als auch Einzelstäbe nachgewiesen werden sollen, ist in diesem Zusammenhang die Verwendung der 5 %-Quantilen angebracht, um eine Überschätzung der Tragfähigkeit zu vermeiden. Ferner wird der E-Modul mit dem Modifikationsfaktor k_{mod} multipliziert, so dass sich der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls analog zur Festigkeit aus Quantilwert $E_{0,05}$, Modifikationsfaktor k_{mod} und Teilsicherheitsbeiwert γ_m ergibt, was im Übrigen den Ansätzen des Ersatzstabverfahrens nach DIN 1052 [1] entspricht.

Mit den folgenden Überlegungen wurde ein Nachweisformat angestrebt, welches sich einerseits in das Konzept der neuen DIN 1052 [1] einpasst und zum anderen die mechanischen Zusammenhänge gut widerspiegelt. Daraus ergab sich untenstehende Gleichung (10), in der die Erhöhung der Beanspruchung durch den Beiwert $k_{c,m}$ ausreichende Tragfähigkeit sicher stellt. Im Gegensatz zum Ersatzstabverfahren nach DIN 1052 [1] wird ausschließlich die Biegespannung erhöht, da aus den Verformungen Zusatzmomente, jedoch keine zusätzlichen Druckkräfte resultieren.

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{c,m} \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (10)$$

Der Biegedrillknickbeiwert $k_{c,m}$ ist nun derart zu bestimmen, dass die Gleichungen (9) und (10) zu identischen Resultaten führen. $k_{c,m}$ kann dementsprechend durch Gleichsetzen dieser Gleichungen bestimmt werden. Zur weiteren Vereinfachung werden der Kippschlankheitsgrad $\lambda_{rel,m}$ sowie der Beiwert α für das Verhältnis der vorhandenen Druckspannung zur Festigkeit verwendet.

$$\lambda_{rel,m}^2 = \frac{f_{m,d}}{\sigma_{m,crit,z,d}} = \frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit,z,k}} \quad \text{und} \quad \alpha = \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \quad (11)$$

Hiermit lässt sich Gleichung (12) bestimmen, aus der bereits hervorgeht, dass zur Bestimmung von $k_{c,m}$ die Lösung einer kubischen Gleichung erforderlich ist. Derartige Lösungen sind allerdings zu unhandlich, als dass daraus eine direkte Ableitung einer praktisch anwendbaren Bestimmungsgleichung möglich wäre.

$$\alpha^2 + (1 - \alpha) \cdot k_{c,m} + \frac{e \cdot A}{W_z \cdot f_{m,d}} \cdot \frac{\alpha \cdot f_{c,0,d} + \frac{\sigma_{c,crit,z,d}}{k_1} \cdot ((1 - \alpha) \cdot k_{c,m} \cdot \lambda_{rel,m}^2)^2}{1 - \frac{\alpha \cdot f_{c,0,d}}{\sigma_{c,crit,z,d}} - ((1 - \alpha) \cdot k_{c,m} \cdot \lambda_{rel,m}^2)^2} = 1 \quad (12)$$

Mittels weiterer Umformungen lässt sich eine Abhängigkeit von folgenden acht Parametern feststellen.

$$k_{c,m} = f\left(\alpha, \lambda_{rel,m}, \frac{b}{b}, \eta, f_{c,0,d}, E_{0,05}, d, G_{05,d}\right) \quad (13)$$

mit:

α	Verhältnis des Bemessungswertes der Druckspannung zum Bemessungswert der Druckfestigkeit
$\lambda_{rel,m}$	bezogener Kippschlankheitsgrad
$\frac{b}{b}$	Verhältnis Querschnittshöhe zu Querschnittsbreite
η	Vorkrümmungsbeiwert
$f_{c,0,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit
$f_{m,d}$	Bemessungswert der Biegefestigkeit
$E_{0,05,d} \quad G_{0,05,d}$	Bemessungswert des Elastizitäts-, Schubmoduls

Einen zweckmäßigen Weg zur näherungsweise Lösung der kubischen Gleichung stellt eine Parameterstudie unter Verwendung von Mathematiksoftware dar. Angesichts der vielen Freiwerte, die in der Gleichung enthalten sind, wäre die manuelle Bestimmung einer Näherungsgleichung sehr aufwändig.

Für die Bestimmung einer Näherungsgleichung sind allerdings nicht alle 8 Parameter als variabel anzusehen. So stellt η das Maß der Vorkrümmung dar und ist entsprechend DIN 1052 [1] als konstanter Zahlenwert anzusetzen (vgl. Tab. 1). Ferner treten die vier Materialeigenschaften nie isoliert, sondern stets als Verhältnis zu einer anderen Materialgröße auf. Da die Verhältnisse dieser Eigenschaften für verschiedene Sortierklassen nahezu konstant sind, können diese vier Variablen durch die entsprechenden Verhältniswerte ersetzt werden. Damit reduziert sich das Problem auf eine Abhängigkeit von 3 Variablen, die im baupraktisch sinnvollen Maß zu variieren sind. Eine Parameterstudie ist somit mit vertretbarem Aufwand möglich.

$$k_{c,m} = f\left(\alpha, \lambda_{rel,m}, \frac{b}{b}\right) \quad (14)$$

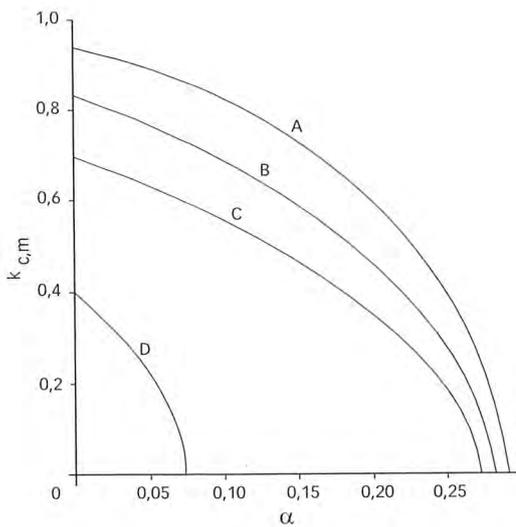


Bild 7: Biegedrillknickbeiwert in Abhängigkeit vom Druckspannungsanteil für die Beispiele A-D (vgl. Bild 6)

Ohne dies an dieser Stelle ausführlicher zu erläutern, lässt sich zeigen, dass sich für $\alpha = 0$ bzw. $k_{c,m} = 0$ aus Gleichung (12) für $k_{c,m}$ bzw. α die nach Theorie II. Ordnung ermittelten Werte für $k_{c,z}$ und k_m ergeben. Diese Werte entsprechen bei einer Darstellung des Biegedrillknickbeiwertes $k_{c,m}$ über dem Druckspannungsanteil α (z.B. Bild 7) den Achsenschnittpunkten.

Wie die Parameterstudie zeigt, können die Traglastkurven sehr gut unter Verwendung von Gleichung (15) angenähert werden, wobei der Exponent n im wesentlichen vom Kippschlankheitsgrad und weniger vom Verhältnis h/b , welches ohnehin in die Berechnung von $\gamma_{rel,m}$ eingeht, abhängt. Letztendlich wurde eine Bestimmungsgleichung für n gewonnen, in der auf dieses Verhältnis vollends verzichtet wird, ohne dadurch erheblich an Genauigkeit zu verlieren.

$$k_{c,m} = k_m \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \right)^n} \quad (15)$$

$$n = \max \left\{ \begin{array}{l} 3,25 - 2,5 \cdot \lambda_{rel,m} \\ 1 \end{array} \right.$$

Ohne weiteres lässt sich erkennen, dass Gleichung (15) die Sonderfälle Knicken und Kippen einschließt. Bei reiner Biegung wird der Ausdruck in der Klammer zu 0 und damit entspricht $k_{c,m}$ dem Kippbeiwert k_m . Beim zentrisch gedrückten Stab stellt nicht Gleichung (10) den Knicknachweis dar, sondern der Ausdruck in der Klammer von Gleichung (15), der dem üblichen Nachweis für Knicken um die schwache Achse entspricht. Ist der Knicknachweis nicht erfüllt, ergibt sich ein negativer Wert unter der Wurzel.

Bild 8 zeigt deutlich die gute Übereinstimmung zwischen der Lösung nach LARSEN UND THEILGAARD sowie der Näherung nach Gleichung (15). Dabei sei ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Beiwerte der Näherung $k_{c,z}$ und k_m als Achsenschnittpunkte der Kurven nach Theorie II. Ordnung gewonnen wurden. Dies ist natürlich

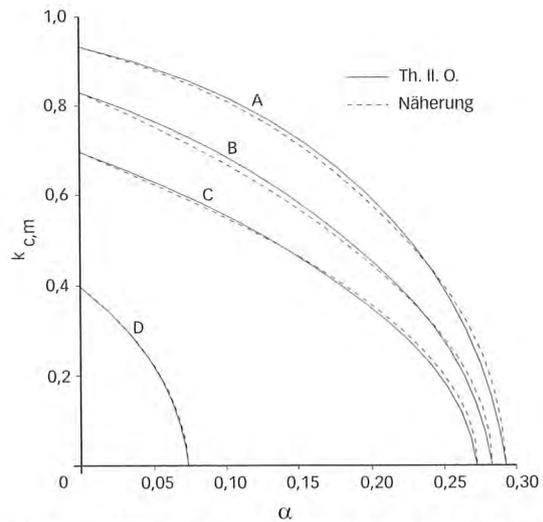


Bild 8: Vergleich zwischen Ergebnissen aus Theorie II. Ordnung und der vorgeschlagenen Näherung für die Beispiele A-D (vgl. Bild 6)

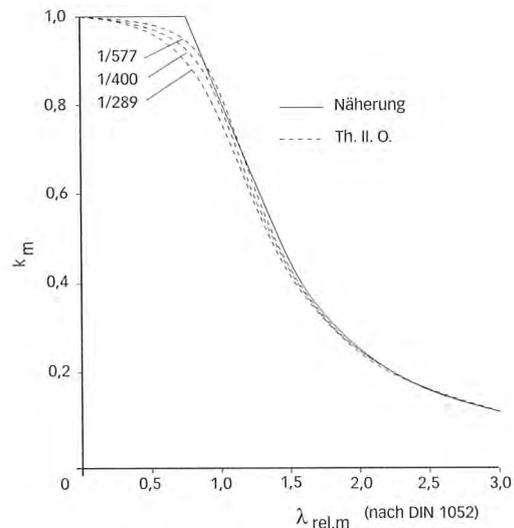


Bild 9: Vergleich des Beiwertes k_m nach dem vereinfachten Verfahren der DIN 1052 [1] und Theorie II. Ordnung für verschiedene Imperfektionen; $h/b = 7$

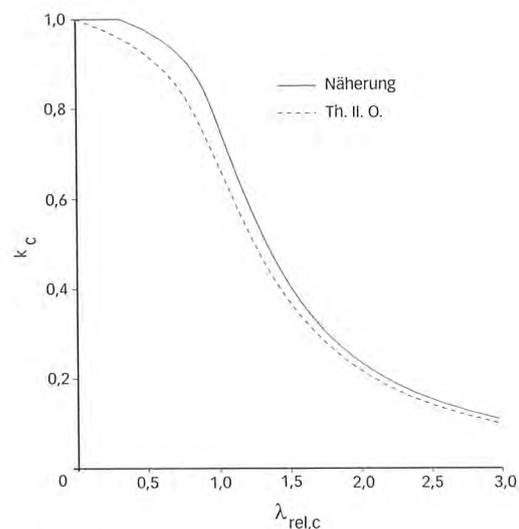


Bild 10: Vergleich des Beiwertes $k_{c,z}$ einer Brettschichtholzstütze nach dem vereinfachten Verfahren der DIN 1052 [1] und Theorie II. Ordnung ($\eta = 1/400$)

keine Vorgehensweise, die sich für ein Nachweisverfahren eignet, welches auch in Handrechnung angewendet werden soll.

4.3 Verwendung der Näherungsgleichungen für $k_{c,z}$ und k_m

Praktischer Nutzen der Näherung ergibt sich erst, wenn es gelingt, die Beiwerte $k_{c,z}$ und k_m auf einfache Weise zu bestimmen, ohne erheblich von den Ergebnissen nach Theorie II. Ordnung abzuweichen. Dies kann durch Verwendung der Ansätze des vereinfachten Verfahrens nach DIN 1052 [1] geschehen, wobei zunächst deren Übereinstimmung mit den nach Gleichung (12) ermittelten Werten zu prüfen ist. Dies ist vor allem deswegen erforderlich, weil aufgrund abweichender Ansätze Differenzen zu erwarten sind, deren Größenordnung nicht ohne weiteres abzuschätzen ist.

Kippen:

Der Kippbeiwert wurde auf Basis der DIN 1052 [2] nach Theorie II. Ordnung abgeleitet und im Übergang zur neuen Norm lediglich vom globalen in das semiprobabilistische Sicherheitskonzept überführt. Demzufolge liegen den aktuellen Gleichungen zur Bestimmung von k_m andere Imperfektionen zu Grunde als bei Berechnung nach Theorie II. Ordnung anzusetzen sind (Tab. 1). Der Einfluss des Maximalwertes der Ausmitte auf die Traglast ist jedoch begrenzt (vgl. [7], Bild 8/31), so dass gute Übereinstimmungen zu erwarten sind.

Diese Vermutung bestätigte sich bei den angestellten Vergleichsrechnungen, deren Ergebnis in Bild 9 dargestellt ist. Für die Imperfektionen der alten und der neuen DIN 1052 ergaben sich sehr gute Übereinstimmungen mit der Näherungsgleichung. Die Abweichungen wachsen bei steigendem Verhältnis von h/b zwar an, bleiben aber in einem vertretbaren Rahmen, so dass die Verwendung des genäherten Kippbeiwertes zur Bestimmung des Biegedrillknickbeiwertes verwendet werden kann.

Knicken:

Die Ermittlung der Knickbeiwerte beruht auf den Untersuchungen von BLAß [8]. In einem mechanischen Modell wurden Stützen-tragfähigkeiten unter Ansatz stochastisch ermittelter struktureller und geometrischer Imperfektionen bestimmt. Dabei wurde ein mögliches Plastizieren des Holzes in der Druckzone berücksichtigt. Aus den Ergebnissen der Simulationsrechnungen wurden Nachweisgleichungen abgeleitet, die höhere Traglasten für Brettschichtholzstützen im Vergleich zu Vollholzstützen ergeben. Diese Unterscheidung bietet eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung nicht, da die DIN 1052 [1] nur einen Wert für den Ansatz der Imperfektionen vorsieht. Ein Vergleich dieser Imperfektion mit denen der Simulationen von BLAß ist nicht ohne weiteres möglich, da im Simulationsmodell aus den einzelnen Anteilen keine Ersatzimperfektion gebildet wird.

Es ergeben sich zwangsläufig Differenzen zwischen den Berechnungsarten; die Beiwerte der elastischen Rechnung mit Berücksichtigung des Plastizierens durch die Versagensbedingung liegen bis zu 15 % unter denen des Ersatzstabverfahrens. Eine Verwendung des Knickbeiwertes nach DIN 1052 [1] in Gleichung (15) würde demnach dazu

führen, dass die vorgeschlagene Näherung im Vergleich zur Lösung nach Theorie II. Ordnung erheblich auf der unsicheren Seite läge.

Dies muss jedoch nicht zwangsläufig dazu führen, dass die Verwendung der Näherungsgleichung der DIN 1052 [1] für $k_{c,z}$ bei der Ermittlung von $k_{c,m}$ abgelehnt wird. Vielmehr ist zu prüfen, ob die Unterschiede auf sinnvolle Erweiterungen der Elastizitätstheorie zurückzuführen sind und damit auch in die Berechnung des Biegedrillknickbeiwertes eingehen sollten.

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 + \lambda_{rel,z}^2}} \tag{16}$$

mit

$$k_z = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right]$$

Von besonderem Interesse ist die Differenz $\gamma_{rel,z} - 0,3$ im Ersatzstabverfahren (Gl. (16)). Der Abzug von 0,3 basiert nicht auf den Simulationen von BLAß, sondern auf der Tatsache, dass die Druckfestigkeit von Holz an Probekörpern mit einer relativen Knickschlankheit von etwa 0,3 bestimmt wird. Es wäre also nicht sinnvoll, gedrückten Bauteilen mit eben dieser Schlankheit einen Knickbeiwert zuzuweisen, da das Versagen bereits vollständig durch die Versuche erfasst wird. Diese Annahme fehlt natürlich bei der Berechnung nach Theorie II. Ordnung. Ein Vergleich der Ansätze sollte deshalb entweder bei beiden Berechnungen den zweifelsohne sinnvollen Wert 0,3 berücksichtigen oder in beiden Fällen entfallen lassen, was sich als die einfachere Variante erweist.

Die Abweichungen verringern sich erheblich (vgl. Bild 11), wobei sich auch in diesem Fall die Folgerung aufdrängt, dass die Ersatzimperfektion nach neuer DIN 1052 [1] für Brettschichtholz etwas zu konservativ gewählt wurde. Insgesamt ist aber festzustellen, dass die Verwendung des genäherten Knickbeiwertes im neuen Verfahren bei

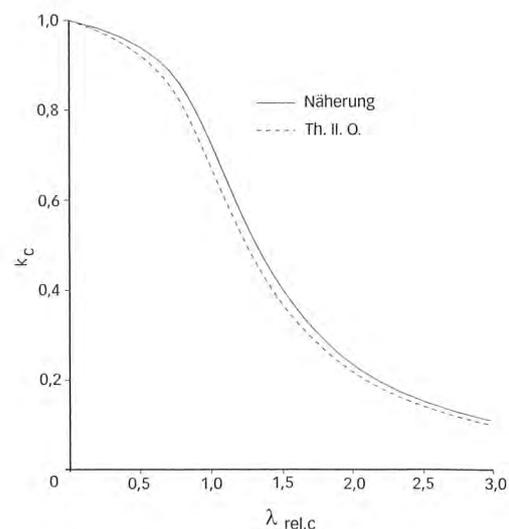


Bild 11: Vergleich des Beiwertes $k_{c,z}$ einer Brettschichtholzstütze nach dem vereinfachten Verfahren der DIN 1052 [1] unter Vernachlässigung des Abzugs von 0,3 und Theorie II. Ordnung ($\eta = 1/400$)

Berechnungen nach Theorie II. Ordnung zu höheren Traglasten führt, was allerdings auf die angesetzten Imperfektionen sowie die Bestimmung der Festigkeiten zurückgeführt werden kann und somit als unkritisch erachtet wird.

Die angestellten Betrachtungen für die Sonderfälle Knicken und Kippen haben also gezeigt, dass die Unterschiede zwischen Theorie II. Ordnung und vereinfachter Berechnung auf unterschiedliche Voraussetzungen zurückzuführen sind. Führt man die beiden Ansätze auf gleiche Grundlagen zurück, ergeben sich sehr gute Übereinstimmungen. Angesichts dessen erscheint die Verwendung der Näherungsgleichungen auch für die Lösung nach Theorie II. Ordnung als gerechtfertigt, da alle enthaltenen zusätzlichen Annahmen sinnvoll sind und zu einer besseren Wiedergabe des tatsächlichen Tragverhaltens beitragen.

Unabhängig vom Vorschlag des Biegedrillknicknachweises wäre es wünschenswert, wenn zumindest die Knicknachweise am Einzelstab nach Theorie II. Ordnung und Ersatzstabverfahren zu identischen Ergebnissen führen würden. Einzige Stellgröße ist die Imperfektion, so dass die Imperfektionen ermittelt wurden, die zur Übereinstimmung führen (Gl. (17)).

$$\eta = (1 - k_c^2) \cdot \frac{f_{m,d} \cdot (1 - k_c \cdot \lambda_{rel,c}^2)}{\sqrt{3 \cdot E_d \cdot f_{c,0,d} \cdot \pi \cdot \lambda_{rel,c} \cdot k_c}} \quad (17)$$

Stellt man die so ermittelten Vorverformungen den Vorgaben von DIN 1052 [1] gegenüber, so stellt man für Vollholz recht gute Übereinstimmungen fest, wohingegen die Imperfektionen bei Brettschichtholz erheblich auf der sicheren Seite liegen (*Bild 10 und Bild 12*). Identische Ergebnisse der beiden Nachweismethoden sind mit der Vorgabe eines konstanten Wertes offensichtlich nicht möglich, aber zumindest eine Annäherung durch Unterscheidung der Imperfektionen für Brettschicht- und Vollholz wäre wünschenswert. Im Übrigen

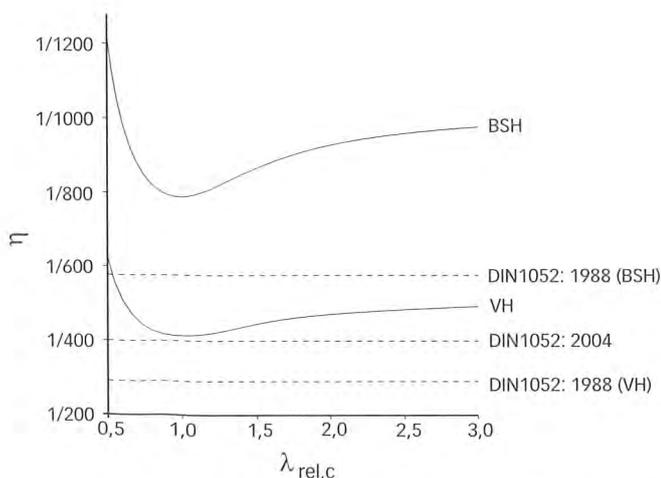


Bild 12: Imperfektionen, die am Einzelstab zur Überprüfung der Übereinstimmung der Ergebnisse nach Theorie II. Ordnung und dem vereinfachten Verfahren der DIN 1052 [1] im Vergleich zu den Angaben von alter und neuer DIN 1052 [1], [2] aufgetreten sind

belegten Messungen an Bauwerken [10], dass $\alpha = 1/400$ entsprechend DIN 1052 [1] die tatsächlich auftretenden Vorverformung von Brettschichtholzstützen beträchtlich überschätzt.

4.4 Vergleich von DIN 1052 [1] und neuem Vorschlag

Endgültigen Aufschluss über die Qualität der vorgeschlagenen Näherung soll ein Vergleich mit der Lösung nach Theorie II. Ordnung und dem vereinfachten Verfahren liefern. Die für den Biegedrillknicknachweis unerhebliche Gleichung (1) wird dabei nicht berücksichtigt. Zur gemeinsamen Darstellung in einem Diagramm muss das Ersatzstabverfahren nach DIN 1052 [1] in das neue Format überführt werden, d.h. es ist ein äquivalenter Wert für $k_{c,m}$ zu ermitteln. Zu diesem Zweck werden die Gleichungen (2) und (10) gleichgesetzt und nach $k_{c,m}$ aufgelöst (18).

$$k_{c,m,DIN\ 1052} = \left(1 - \frac{\alpha}{k_{c,z}}\right) \cdot \frac{k_m}{(1 - \alpha^2)} \quad (18)$$

Die Lösung nach Theorie II. Ordnung soll als Maßstab der Genauigkeit der Näherungen dienen. Da die Abweichungen der Achsenschnittpunkte von den Näherungslösungen im vorangegangenen Abschnitt bereits erörtert wurden, sollen zunächst nur die Verläufe der Traglastkurven verglichen werden. Zu diesem Zweck werden Knick- und Kippbeiwert entsprechend der Lösung nach Theorie II. Ordnung angesetzt.

Dabei ist festzustellen, dass das vereinfachte Verfahren (Ersatzstabverfahren nach DIN 1052 [1]) sehr stark auf der sicheren Seite liegt, wohingegen der neue Vorschlag eine wesentlich bessere Wiedergabe der Traglasten liefert *Bild 13*. Wie angestrebt ergeben sich für alle Schlankheitsgrade und h/b -Verhältnisse realistischere Tragfähigkeiten, so dass die zweifelsohne vorhandenen Reserven gut ausgeschöpft werden können.

Schwieriger fällt ein positives Urteil, wenn die genäherten Werte des Ersatzstabverfahrens für $k_{c,z}$ und k_m verwendet werden (*Bild 14*). Vor allem bei Brettschichtholzträgern, aber auch bei Vollholzquerschnitten, die allerdings aufgrund der möglichen Querschnittsformen weniger biegedrillknickgefährdet sind, liegt der neue Ansatz über den Ergebnissen der Berechnung nach Theorie II. Ordnung.

Als wesentliche Ursache für diese Abweichungen ist die höhere Genauigkeit des Modells nach BLAß für Druckstäbe im Vergleich zur Berechnung nach Theorie II. Ordnung anzusehen. Ferner erscheint es wenig sinnvoll, für Vollholz und Brettschichtholz die gleichen Imperfektionen anzusetzen, während das Ersatzstabverfahren nach DIN 1052 [1] auf der Grundlage von Messungen eine Unterscheidung zugrunde legt. Verwendet man die Imperfektionen für Brettschichtholz nach DIN 1052 [2], erkennt man eine deutliche Verbesserung (*Bild 15*). Angesichts dessen ist die Überschreitung der Traglasten der linear elastischen Berechnung in dieser Größenordnung zweifelsohne vertretbar.

5. Nachweise für Stäbe nach dem modifizierten Ersatzstabverfahren

5.1 Allgemeines

Die angestellten Überlegungen führen letztendlich zu einem modifizierten Ersatzstabverfahren, dem ein Nachweis nach Theorie II. Ordnung zugrunde liegt. Dieses Nachweisverfahren schließt die Sonderfälle zentrischer Druck und einachsige Biegung ein, d.h. die Gleichungen können in diesen Fällen auf den üblichen Knick- und Kippnachweis reduziert werden.

Beim Nachweis der Stabilität bei zweiachsiger Biegung sollte auf die Anwendung der Näherungsverfahren verzichtet und stattdessen auf spezielle Lösungen nach Theorie II. Ordnung zurückgegriffen werden (siehe z.B. [9]). Es sei an dieser Stelle nur kurz darauf hingewie-

sen, dass der Stabilitätsnachweis nach dem Ersatzstabverfahren der DIN 1052 [1] bei Druck und zweiachsiger Biegung einen wichtigen Aspekt nicht beachtet: Bei üblichen Tragwerken ergeben sich unterschiedliche Ersatzlängen in y- und z-Richtung. Demzufolge werden die Ergebnisse unterschiedlicher Ersatzsysteme addiert.

Anstelle von Abschnitt 10.3 der DIN 1052 [1] kann der Nachweis für Stäbe nach dem Ersatzstabverfahren entsprechend den Angaben der folgenden Abschnitte erfolgen, wobei die Fälle zweiachsige Biegung mit Druck und Biegung mit Zug außer Acht gelassen wurden. Es sei nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Gleichungen der DIN 1052 [1] auf der sicheren Seite liegen und die Änderungsvorschläge lediglich die Wirtschaftlichkeit und Nachvollziehbarkeit des Ersatzstabverfahrens erhöhen sollen.

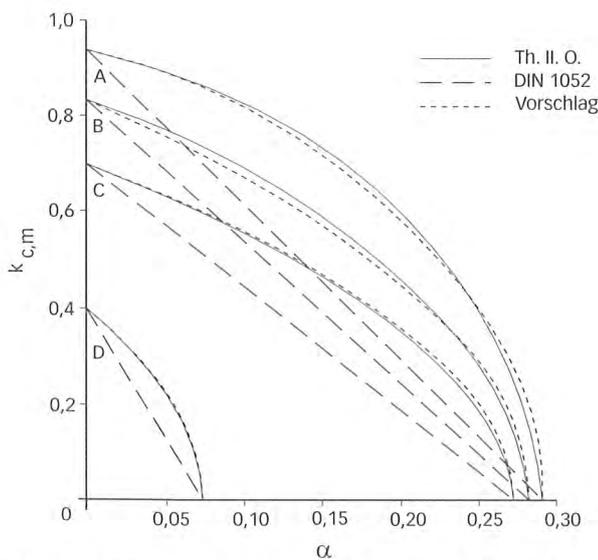


Bild 13: Vergleich der vorgeschlagenen Näherung mit der Lösung nach Theorie II. Ordnung und dem vereinfachten Verfahren für die Beispiele A-D (vgl. Bild 6) unter Verwendung der Randwerte nach Theorie II. Ordnung.

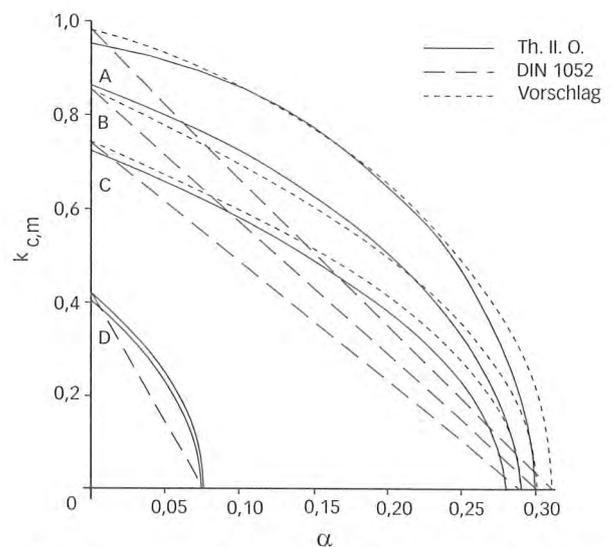


Bild 15: Vergleich der vorgeschlagenen Näherung mit der Lösung nach Theorie II. Ordnung und dem vereinfachten Verfahren für die Beispiele A-D (vgl. Bild 6) für $\alpha = 1/577$

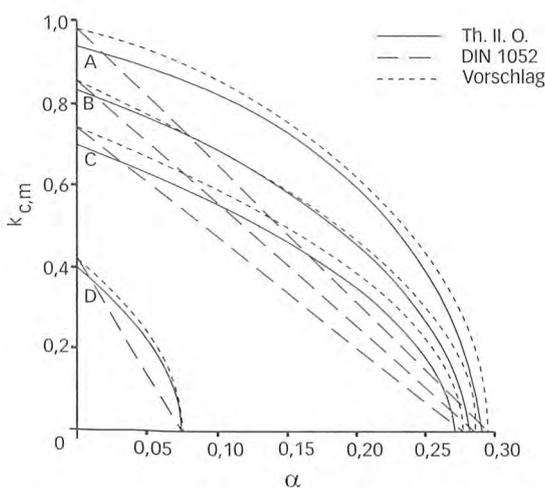


Bild 14: Vergleich der vorgeschlagenen Näherung mit der Lösung nach Theorie II. Ordnung und dem vereinfachten Verfahren für die Beispiele A-D (vgl. Bild 6) (links = VH, rechts = BS-Holz).

5.2 Druckstäbe mit planmäßig mittigem Druck

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \quad \text{und} \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

5.3 Biegestäbe ohne Druckkraft

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} \leq 1$$

5.4 Stäbe mit einachsiger Biegung und Druck

5.4.1 Biegeknicken

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

Es sei nochmals darauf hingewiesen, dass lediglich der Knickbeiwert für Ausweichen in der Momentenebene zu verwenden ist.

5.4.2 Biegedrillknicken

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{c,m} \cdot f_{m,d}} \leq 1$$

mit

$$k_{c,m} \leq k_m \cdot \sqrt[1 - \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \right)^n]{}; \quad n = \max \begin{cases} 3,25 - 2,5 \cdot \lambda_{rel,m} \\ 1 \end{cases}$$

Diese Gleichungen wurden für Rechteckquerschnitte hergeleitet und gelten deshalb auch nur für diese. Bei anderen Querschnittsformen sollte auf Gleichung (4) zurückgegriffen werden bzw. $k_{c,m}$ nach Gleichung (18) bestimmt werden.

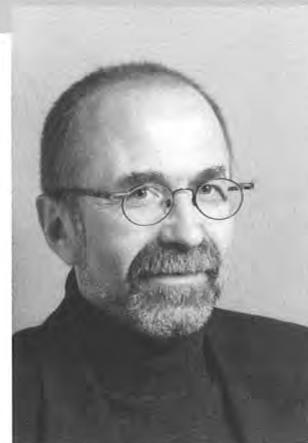
6. Zusammenfassung

Nachdem einige Nachteile der aktuellen Stabilitätsnachweise bei einachsiger Biegung mit Druck aufgezeigt wurden, konnte ein modifiziertes Nachweiskonzept entwickelt werden. Dabei wurde besonderer Wert auf die Trennung von Biegeknicken und Biegedrillknicken gelegt. Infolgedessen werden nicht nur die tatsächlichen Versagensmechanismen besser wiedergegeben, sondern auch eine bessere Ausnutzung der vorhandenen Tragfähigkeit erzielt. Die höhere Wirtschaftlichkeit ergibt sich mit dem neuen Biegedrillknicken nachweis auf der Grundlage einer Lösung nach Spannungstheorie II. Ordnung.

7. Literatur

- [1] DIN 1052: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken (08.2004)
- [2] DIN 1052: Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung (04.1988)
- [3] DIN 18800: Stahlbauten; Stabilitätsfälle; Knicken von Stäben und Stabwerken (11.1990)
- [4] Larsen, H.J. und E. Theilgaard: Laterally loaded timber columns. Journal of the structural division, July 1979, S.1347-1363
- [5] Brüninghoff, H. und K. Schmidt: Verbände und Abstützungen Teil 2, Langfassung. In: Reihe Informationsdienst Holz, Oktober 1989
- [6] Eggen, T.E.: Buckling and geometrical nonlinear beam-type analyses of timber structures. Dissertation 2000:56, Norwegian University of Science and Technology Trondheim, 2000
- [7] Brüninghoff, H. et al.: Holzbauwerke: Eine ausführliche Erläuterung zu DIN 1052 Teil 1 bis Teil 3 / Hrsg.: DIN, Dt. Inst. Für Normung e.V., 1. Auflage, Ausgabe April 1988, Berlin, Köln: Beuth; Wiesbaden, Berlin: Bauverlag, 1989
- [8] Blaß, H. J.: Tragfähigkeit von Druckstäben aus Brettschichtholz unter Berücksichtigung streuender Einflußgrößen. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1987
- [9] Brüninghoff, H.: Spannungen und Stabilität bei quergestützten Brettschichtholznägeln. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1972
- [10] Ehlbeck, J. und Blaß, H. J.: Zuverlässigkeit von Holzdruckstäben. Forschungsbericht im Auftrag der EGH in der DGFH, 1987

Prof. Dr.-Ing. Franz-Josef Hinkes



Prüfingenieur für Baustatik
Fachhochschule Bielefeld Abt. Minden
Ingenieurgemeinschaft
Speich - Hinkes - Lindemann
Lange Laube 19
30159 Hannover
Tel.: 0511 123566-60
Fax: 0511 123566-80
E-Mail: shl.ing.@t-online.de

- | | |
|-----------|--|
| 1973 | Dipl.-Ing., FH Münster |
| 1980 | Dipl.-Ing., Universität Hannover |
| 1986 | Dr.-Ing., Universität Hannover |
| Seit 1986 | Mitinhhaber der Ingenieurgemeinschaft
Speich - Hinkes - Lindemann, Hannover |
| Seit 1991 | Professor für Tragwerkslehre, Stahl- und
Holzbau, FH Bielefeld |
| Seit 1999 | Prüfingenieur für Baustatik |
- Projekte, Veröffentlichungen und Vorträge
www.shl-ing.com

Dachtragwerke in Nagelplattenbauweise –

Anforderungen an die Konstruktion und die Bauausführung; Hinweise zur Vermeidung von Fehlern bei der Bauausführung

Dreiecksbinder in Nagelplattenbauweise werden als extrem filigrane, im Hinblick auf den Holzbedarf optimierte, Strukturen ausgeführt.

Unter der Voraussetzung, dass diese Binder senkrecht zur Binderenebene im erforderlichen Maße ausgesteift werden, können mit diesem „High-Tech-Produkt“ selbst bei geringen Binderbreiten (je nach Zulassung der Nagelplatten ab ca. 50 mm) große Beanspruchungen in der Binderenebene aufgenommen werden.

Bei der Abnahme (Überwachung von Baumaßnahmen in statisch-konstruktiver Hinsicht) ist leider in zunehmendem Maße festzustellen, dass die Hintergründe der in statischer Hinsicht notwendigen Stabilisierung senkrecht zur Binderenebene in ihrer Komplexität nicht verstanden, und daher häufig nicht im erforderlichen Maße bewertet und ausgeführt werden.

Im Folgenden werden häufig wiederkehrende Ausführungsmängel, die bei einer Vielzahl geprüfter Projekte festgestellt wurden, aufgeführt:

- unzureichende Befestigungen der Dachlatten, insbesondere bei geringen Binderbreiten,
- unzureichende Befestigungen der Dachlatten an den Stoßstellen,
- kein Versetzen der Dachlattenstöße gegeneinander,
- falsche bzw. unzureichende Anschlüsse der Windrispenbänder,



Bild 1: Nagelplattenbinder



Bild 2: Nagelplattenbinder mit Aussteifungsverband

- durchhängende und damit statisch nicht wirksame Windrispenbänder,
- falsche Anschlüsse der Aussteifungsverbände auf der Verblockung,
- falsche Anschlüsse der Verblockung auf dem Stahlbetonrähm,
- zu große Abstände zwischen der Verblockung und dem Stahlbetonrähm,
- fehlende Stabilisierung druckbeanspruchter Füllstäbe,
- fehlende Stabilisierung bei Trapezbinderobergurten (2-geteilter Binder).

Es folgen Bilder mit Beispielen für Ausführungsmängel, die bei Abnahmen festgestellt und dokumentiert wurden und bei denen dann die erforderlichen Änderungen und Ergänzungen noch veranlasst werden konnten.

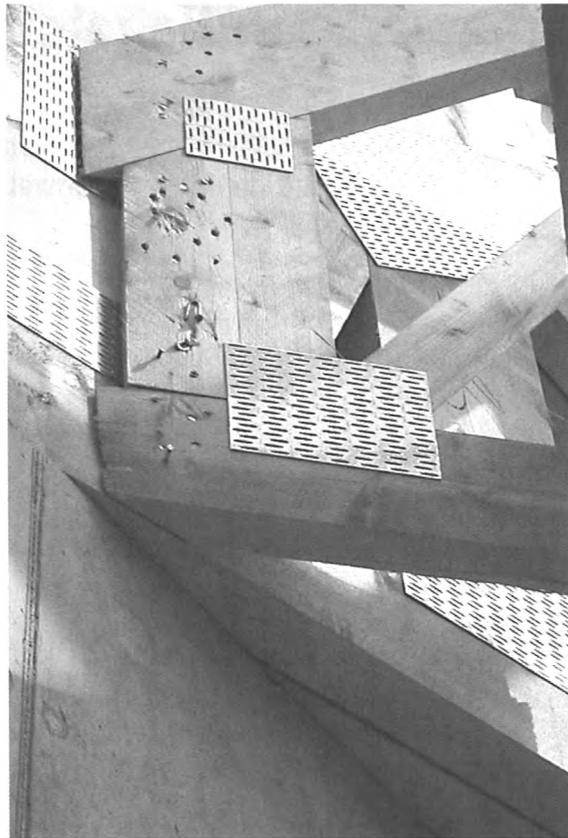


Bild 4: Der misslungene Versuch des Schifter-Binderanschlusses

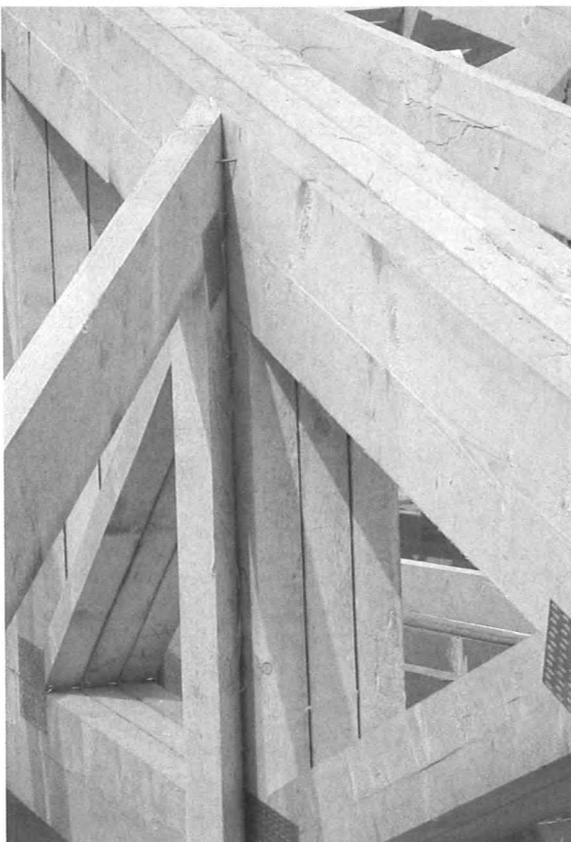


Bild 3: Anschluss eines Schifter-Binders an einen verstärkten Gratsparrenbinder



Bild 5: „Anschluss“ des Aussteifungsverbandes an die Verblockung



Bild 6: „Anschluss“ des Aussteifungsverbandes an die Verblockung

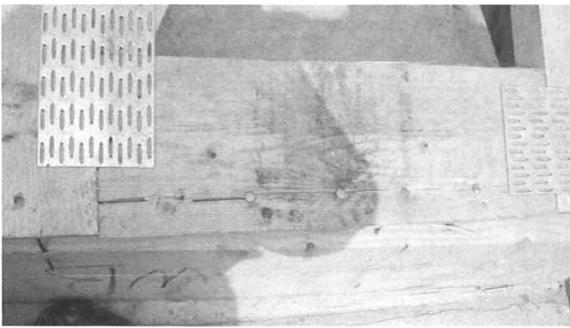


Bild 7: „Anschluss“ des Aussteifungsverbandes an die Verblockung



Bild 8: „Anschluss“ des Aussteifungsverbandes an die Verblockung



Bild 9: Weiterleitung der Horizontallast aus dem Aussteifungsverband über eine Knappe an das Stahlbetonrähm „mit Hilfe“ einseitiger Dübel besonderer Bauart



Bild 10: Versetzen der Dachlattenstöße



Bild 11: Nagelabstände an den Stoßstellen?

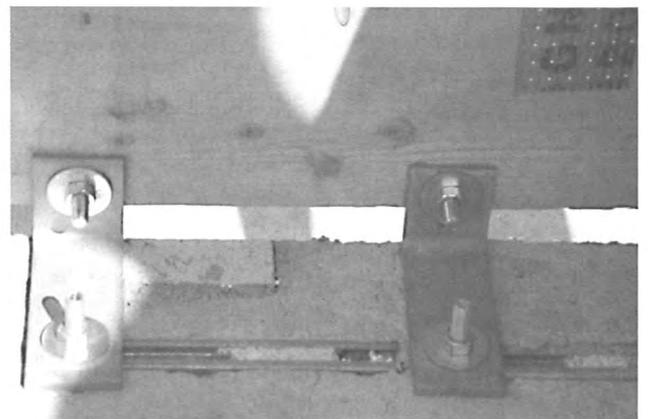


Bild 12: Unzureichende Anschlussverbindung zur Weiterleitung der H-Last über die Verblockung an das Stahlbetonrähm



Bild 13: „Straff“ gespannte Windrispenbänder?

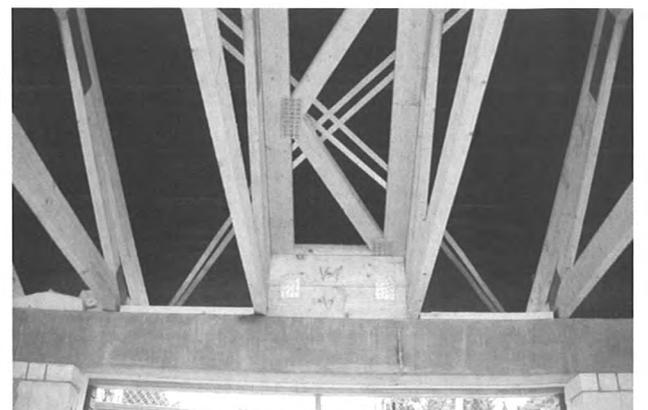


Bild 14: Falscher Verlauf von Windrispenbändern



Bild 15: Falscher Verlauf von Windrispenbändern



Bild 16: Falscher Verlauf von Windrispenbändern

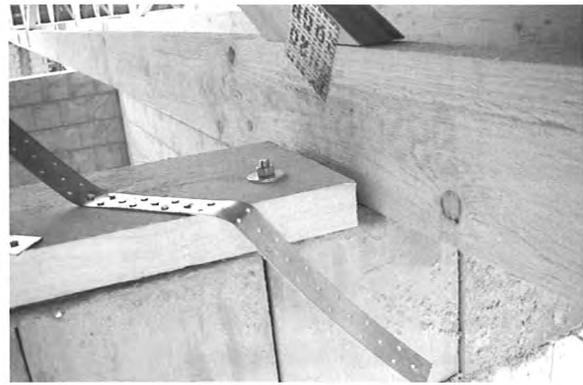


Bild 17: Falsche Endverankerung



Bild 18: „Anschluss links auf dem Rähm“

Die Stabilisierung druckbeanspruchter Füllstäbe und die Stabilisierung von Trapezbinderobergurten ist für die Standsicherheit von Nagelplattenbindern von ganz besonderer Bedeutung.

In einem Faltblatt der Güte- und Informationsgemeinschaft der Nagelplattenverwender e. V., Stand: 10/95, sind Empfehlungen für das Transportieren, Lagern, Montieren und Aussteifen von Nagelplattenbindern zusammengestellt.

Die hierin in Abschnitt: 5.3 „Füllstababstützungen“ vorgenommene kurze Beschreibung: „Bei gedrückten Füllstäben müssen zur Ver-

ringerung der Knicklänge lt. statischen Plänen Zwischenabstützungen an den Füllstäben angeordnet werden“ lässt m.E. den Hinweis auf die besondere Bedeutung dieser Stabilisierungsmaßnahme vermissen.

Das Weglassen dieser Querabstützung oder das nachträgliche Entfernen – auch in Teilbereichen – kann, wie das folgende Rechenbeispiel belegt, zu katastrophalen Beeinträchtigungen der Standsicherheit führen.

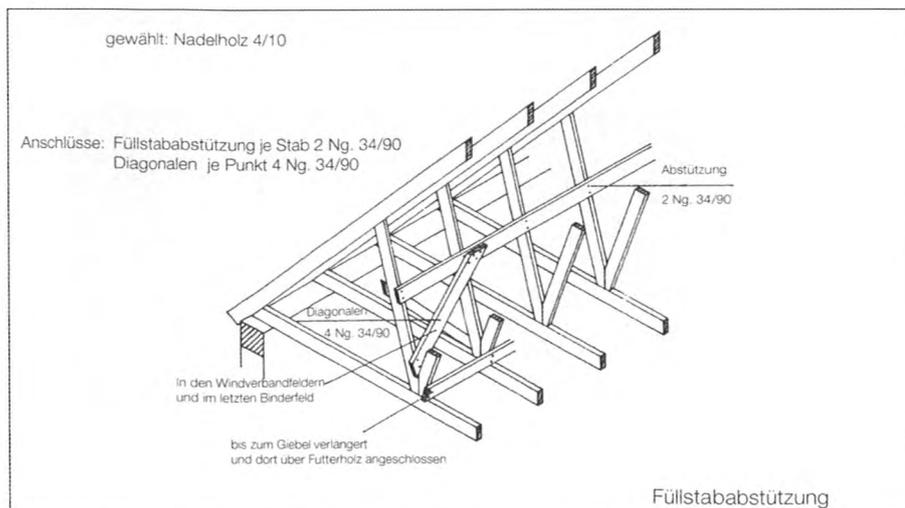


Bild 19: Aussteifung druckbeanspruchter Füllstäbe über in Dachlängsrichtung verlaufende, abgestrebte Gurte

Beispiel zum Knicksicherheitsnachweis des druckbeanspruchten Füllstabes:

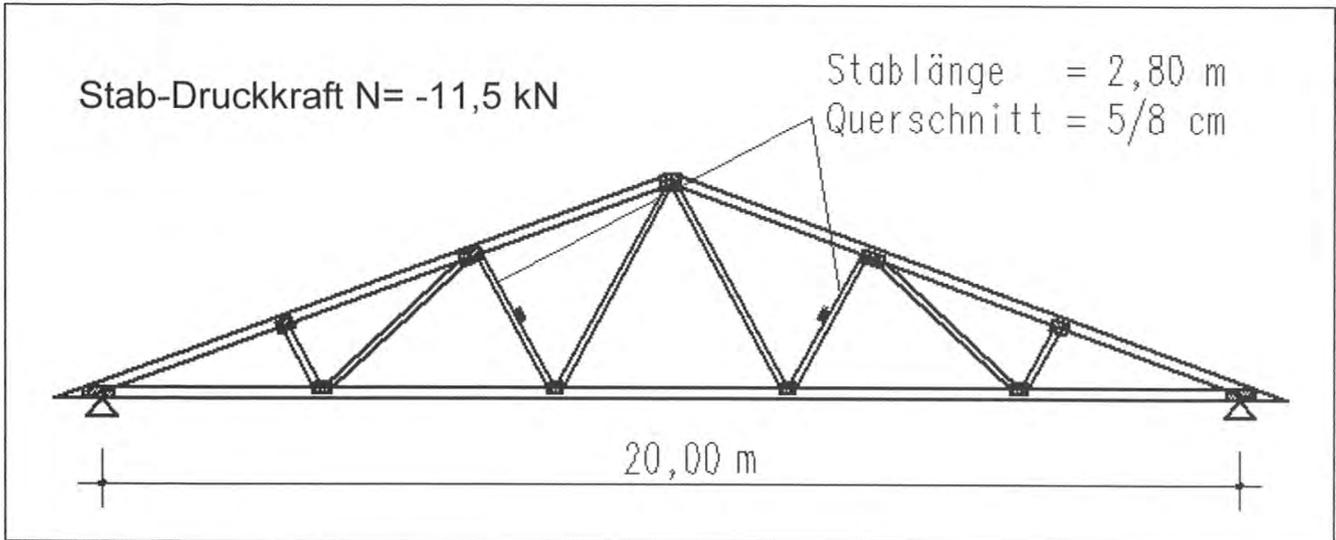


Bild 20: Abmessungen und Belastung eines druckbeanspruchten Füllstabes

Nachweis nach DIN 1052-1988:

mit Queraussteifung (in $b/2$)

⊥ zur Binderebene

$$\lambda = \frac{140}{5 \cdot 0,289} = 97$$

$$\rightarrow \omega = 2,87$$

$$\sigma_{\omega} = \frac{0,85}{2,87} = 0,296 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{N/A}{\text{zul } \sigma_{\omega}} = \frac{11,5}{5 \cdot 8} = 0,97 < 1$$

ohne Queraussteifung

⊥ zur Binderebene

$$\lambda = \frac{280}{5 \cdot 0,289} = 194 (> 150)$$

$$\rightarrow \omega = 11,29$$

$$\sigma_{\omega} = \frac{0,85}{11,29} = 0,075 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{N/A}{\text{zul } \sigma_{\omega}} = \frac{11,5}{5 \cdot 8} = 3,83 \gg 1$$

Nachweis nach DIN 1052-2004:

$$k_{\text{mod}} = 0,9$$

$$f_{c,0,d} = 0,9 \cdot \frac{2,1}{1,3} = 1,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_d \approx N_k \cdot 1,4 = -11,5 \cdot 1,4 = -16,1 \text{ kN}$$

mit Queraussteifung (in $b/2$)

⊥ zur Binderebene

$$\lambda = \frac{140}{5 \cdot 0,289} = 97$$

$$\lambda_{\text{rel},c} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{97}{\pi} \sqrt{\frac{2,1}{2/3 \cdot 1100}} = 1,65$$

$$k_c = 0,32$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} = \frac{16,1/5 \cdot 8}{0,32 \cdot 1,45} = \frac{0,40}{0,46} = 0,87 < 1$$

ohne Queraussteifung

⊥ zur Binderebene

$$\lambda = \frac{280}{5 \cdot 0,289} = 194$$

$$\lambda_{\text{rel},c} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{194}{\pi} \sqrt{\frac{2,1}{2/3 \cdot 1100}} = 3,30$$

$$k_c = 0,086$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} = \frac{16,1/5 \cdot 8}{0,086 \cdot 1,45} = \frac{0,40}{0,124} = 3,22 \gg 1$$

Anhand des Rechenbeispiels wird deutlich, dass ein mit Querabstützung bemessener standsicherer Druckstab ohne diese Querabstützung seine Tragsicherheit verliert.

Achtung: Nicht selten werden im Verlauf der Bauausführung oder auch zu einem späteren Zeitpunkt Änderungen im Bereich des Dachraumes vorgenommen (z. B.: Einbau von Lüftungsleitungen), bei denen die vorhandenen Stabilisierungselemente „stören“. Da solche Arbeiten in der Regel von Leuten ausgeführt werden, bei denen man keine Kenntnisse in Bezug auf statische Zusammenhänge voraussetzen kann, besteht die Gefahr, dass aus Unkenntnis Teile der Stabilisierungselemente entfernt werden.

Zur Stabilisierung von Trapezbinderobergurten:

Bei Nagelplattenbindern die aus Transportgründen nicht in der erforderlichen Gesamthöhe ausgeführt werden können, erfolgt eine Unterteilung in einen Trapezbinder und einen Aufsatzbinder bzw. ein Aufsatzgespärre.

Bei diesen in der Höhe unterteilten Bindern ist die Aussteifung (durch Aussteifungsverbände in Verbindung mit Windrispen und den Dachlatten) in der Dachebene keinesfalls ausreichend.

Der druckbeanspruchte Obergurt des Trapezbinders ist senkrecht zur Binderebene durch zusätzliche Aussteifungsverbände in Verbindung mit zug- und drucksteifen Gurtungen zu stabilisieren. Das Gleiche gilt bei Ausführung eines Trapezbinders mit einem Aufsatzbinder.

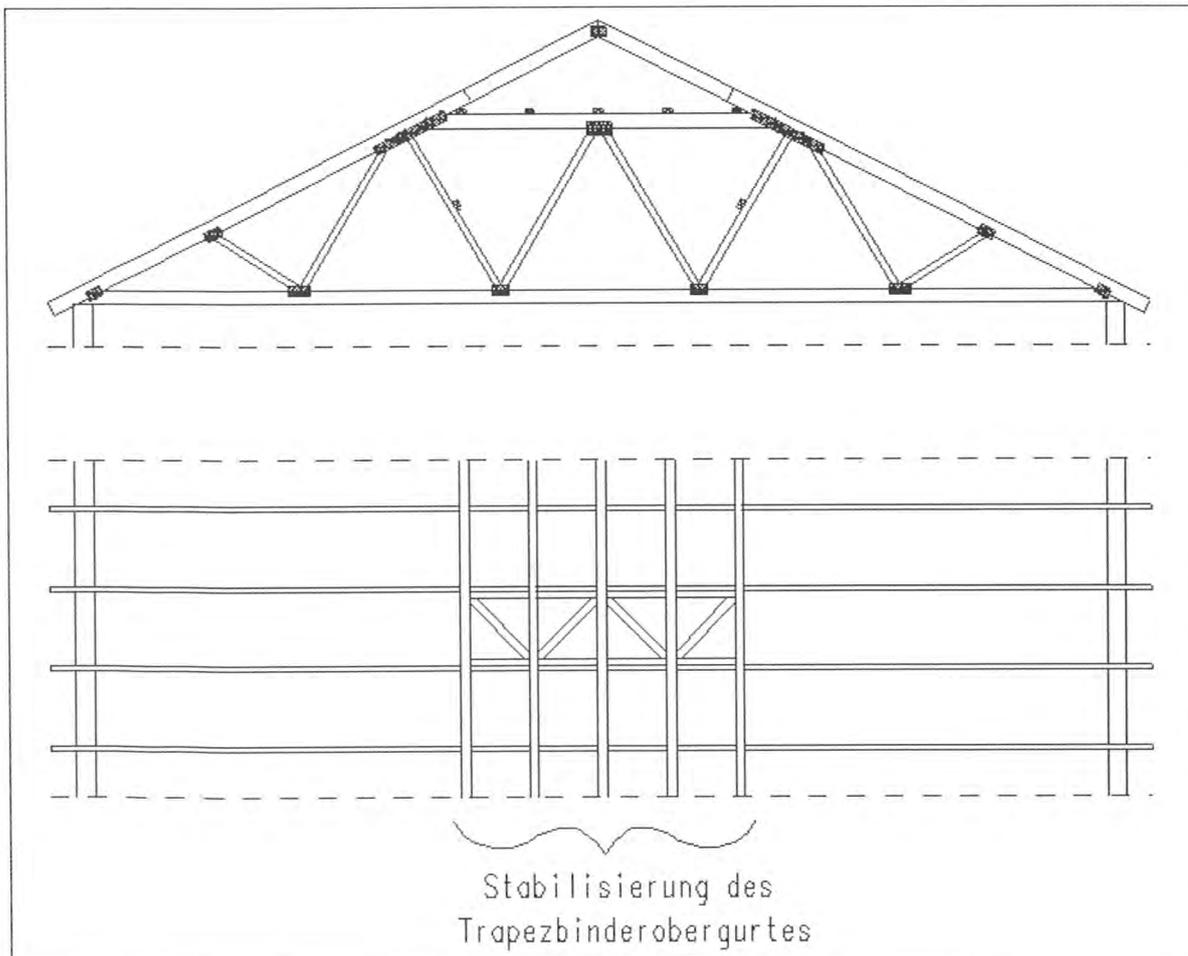


Bild 21: Trapezbinder mit Aufsatzgespärre

Insbesondere das Fehlen dieser Aussteifung in der Obergurtebene der Trapezbinder hat in Niedersachsen zum Versagen von Dachkonstruktionen in Nagelplattenbauweise geführt.



Bild 22: Teileinsturz eines Daches in Nagelplattenbauweise



Bild 23: Teileinsturz eines Daches in Nagelplattenbauweise

Notwendigkeiten aus der Sicht des Prüfenieurs:

Bei der Ausführung von Dachtragwerken in Nagelplattenbauweise sind m. E. die Prüfung der statischen Berechnung und der Konstruktionszeichnungen und die Abnahme zwingend erforderlich.

Zur Vermeidung weiterer Schadensfälle muss die Montage von Nagelplattenbindern mit der dazu gehörenden Aussteifung und Stabilisierung durch sachkundige Fachleute, die mit den statischen Hintergründen vertraut sind, erfolgen.

Dipl.-Ing. (FH) Wolfgang Müll



Holzbau Amann GmbH
Albtalstr. 1
79809 Weilheim-Bannholz
Tel.: 07755 9201-0
Fax: 07755 9201-26
E-Mail: w.muell@holzbau-amann.de

- 1981 - 1984 Lehre als Zimmerer
 Weber Hausbau GmbH, Rheinau-Linx

- 1988 - 1991 Studium FH Karlsruhe
 Bauingenieurwesen

- 1991 - 1998 Konstruktion, Statik, Vertrieb
 Losberger Holzleimbau GmbH, Eppingen-Richen

- Seit 1998 Statik, Vertrieb, Projektleitung
 Holzbau Amann GmbH, Weilheim-Bannholz

Werkbericht SAP-Arena Mannheim

Grundzüge der Standsicherheits-Problematik und Umsetzung in die Praxis

Einleitung

Am 9. September 2002 erschien in der „Heilbronner Stimme“ ein Artikel über die geplante neue Arena für das Eishockeyteam der Adler in Mannheim. Die zugehörige Computeranimation (**Bild 1**) zeigt eine weitgespannte Dachkonstruktion aus Stahlfachwerken mit einem futuristisch gekrümmten, umlaufenden Dachrand. Aufgrund dieses Artikels hat sich die ausführende Holzbaufirma bei dem, mit der Planung bereits beauftragten, Generalunternehmer für die Dacharbeiten beworben und nach Erhalt der Randbedingungen eine adäquate Holzdachkonstruktion vorgeschlagen. Ein Einspruch wegen auf dem Baugelände lebender Hamster bis vor das Verwaltungsgericht verzögerte den geplanten Baubeginn und gab so ausreichend „Luft“ für Umplanungen bis zum eigentlichen Baubeginn im September 2003.



Das „Ufo“ soll bald in Mannheim „landen“: Die Computer-Grafik zeigt die künftige Arena. (Foto: HPP)

Bild 1: Computergrafik der momentan größten multifunktionalen Veranstaltungshalle in Baden-Württemberg

Randbedingungen

Die Statik für den Massivbau (Tribünenbalken, Fundamente etc.) war bereits geprüft, die Dachkonstruktion aus Stahl zur Prüfung eingereicht. Die Auflagerpunkte der Dachkonstruktion waren mit ca. 2,8 m hohen Pendelstützen aus Stahl auf den jeweiligen Tribünenbalken vorgegeben. Die Stabilisierung der Pendelstützen erfolgte mit je 3 Auskreuzungen in der Wandebene auf den Längs- bzw. Querseiten. Das statische Modell des Stahl-Dach-Haupttragwerks (**Bild 2**) besitzt eine Höhe von 6,8 m und hat eine räumliche Tragwirkung in Quer- bzw. Längsrichtung des Daches. Die Stützweite beträgt 87,8 m bzw. 117,8 m. Im Grundriss liegen die Träger in einem orthogonalen Ras-

ter von 8 x 8 m. In der Obergurtebene des Stahltragwerkes ist ein Aussteifungsverband mit einer statischen Höhe von 24 m über 87,8 m (Hallenbreite) bzw. über 117,8 m (Hallenlänge) angeordnet. An die Hauptfachwerke angehängte, ca. 8 m auskragende Fachwerkschnäbel bilden den in Schnitt und Aufsicht gekrümmten Dachrand. Die mit Alucobondplatten bekleidete Dachuntersicht im Dachrandbereich war aus Toleranzgründen ebenfalls mit anzubieten. Unter der Untergurtebene war ein Rigging-Grid im Raster von 4 x 4 m mit einer Anhängelast von 54 t vorzusehen.

Die ausreichende statische Höhe, ein vorhandenes statisches Optimierungspotential, die gekrümmten Obergurtformen und der gekrümmte Dachrand sowie das stetig steigende Preisniveau im Stahlbau sprachen für ein preisgünstigeres Alternativangebot in Holz.

Statische Ausführung Sondervorschlag

Es wurde eine einachsige Lastabtragung über die kurze Spannweite vorgesehen. Die Längsseiten wurden um ein Binderfeld mit $e = 9,25$ m am jeweiligen Giebel verlängert. Den kostenintensiveren, gekrümmten Bereich hat man damit verkleinert. Ebenso wird die Einflussbreite des Randbinders (letzter Hauptträger) um 9,25 m verringert (**Bild 3**).

Da sich die Lasten aus RLT (Raumluftechnik), Installations- und Verkehrslasten etc. im Planungsverlauf stetig erhöhten, wurde auch die statische Binderhöhe von 6,8 m auf 8,35 m erhöht. Aus Kostengründen wurde eine möglichst großmaschige Tragstruktur gewählt. Der Fachwerkobergurt der Regelbinder (**Bild 4**) ist mit einer max. Druckkraftbeanspruchung von 3.175 kN und einer Knicklänge von 8 m zweiteilig (mit eingeleimtem Bindeholz in den Drittelpunkten) ausgeführt. Die Holzdiagonalstäbe sind einteilig gehalten. Die Untergurte sind auf einer Länge von 2×17 m = 34 m zu beiden Seiten ebenfalls 2-teilig in Holz ausgeführt. Über dem Spielfeldbereich besteht der Untergurt aus einem Doppel-T-Profil aus Stahl. Der Giebel- und Eckbereich besteht aus 6 Stück Stirnbinder mit einer Stützweite von 21,65 m (+ Schnabelkragarm 8 m) und je 2 Stück Eckbinder mit einer Stützweite von 15,83 m (+ Schnabelkragarm 12,5 m). Diese Fachwerke sind jeweils einteilig ausgeführt. Um bei den Anschlüssen der Stirn- und Eckbinder an den Randträger Zwängungskräfte infolge Durchbiegung der Randträger zu vermeiden, sind diese am Untergurt mit einem Normkraftgelenk angeschlossen. Da in der Untergurtebene 10 % der vertikalen Verkehrslasten auch in horizontaler Richtung (x + y-Richtung) angesetzt werden mussten, war in der Untergurtebene (**Bild 5**) ebenfalls ein Horizontalverband erforderlich.

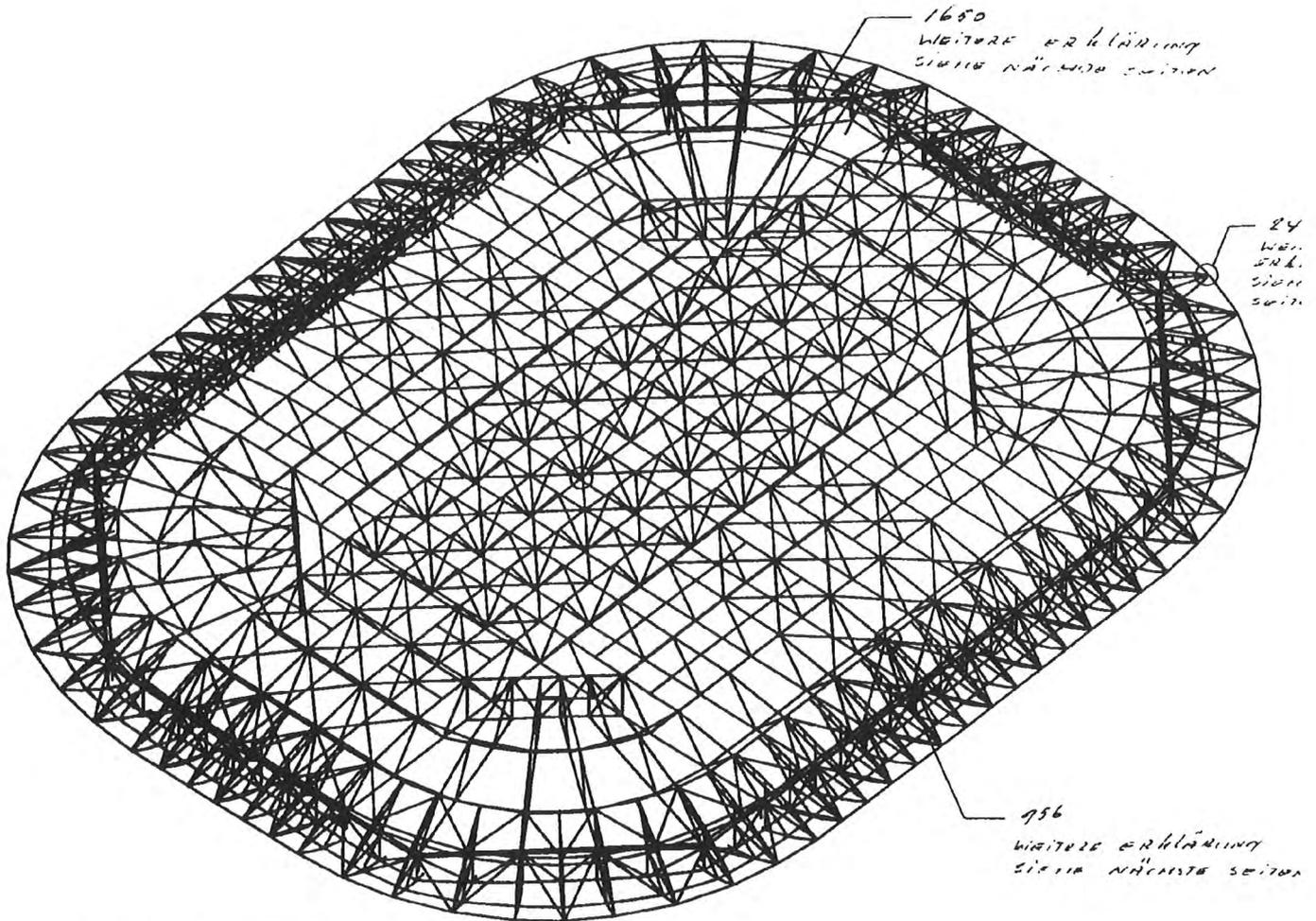


Bild 2: Statisches Modell der ursprünglich geplanten Stahldachkonstruktion

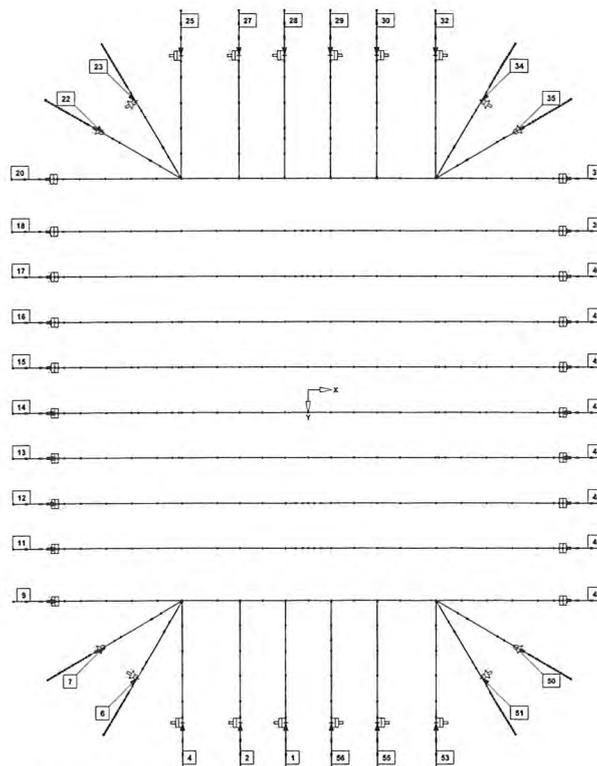


Bild 3: Übersicht der Regelbinder, Stirn- und Eckbinder beim ausgeführten Sondervorschlag

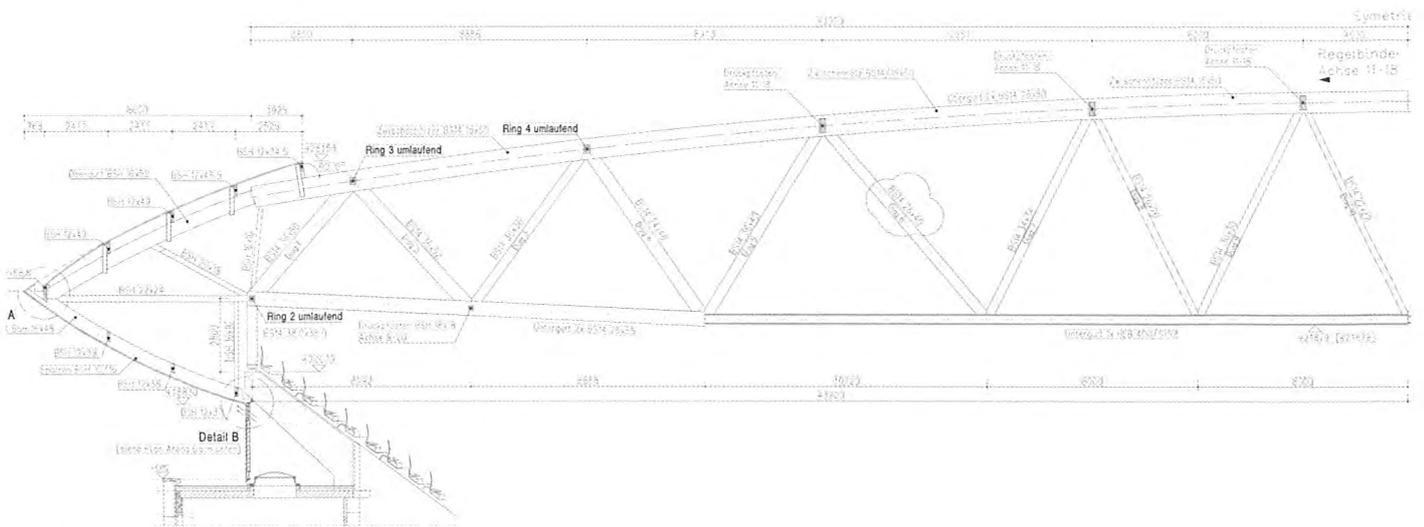


Bild 4: Schnitt durch die Dachkonstruktion im Regelbinderbereich

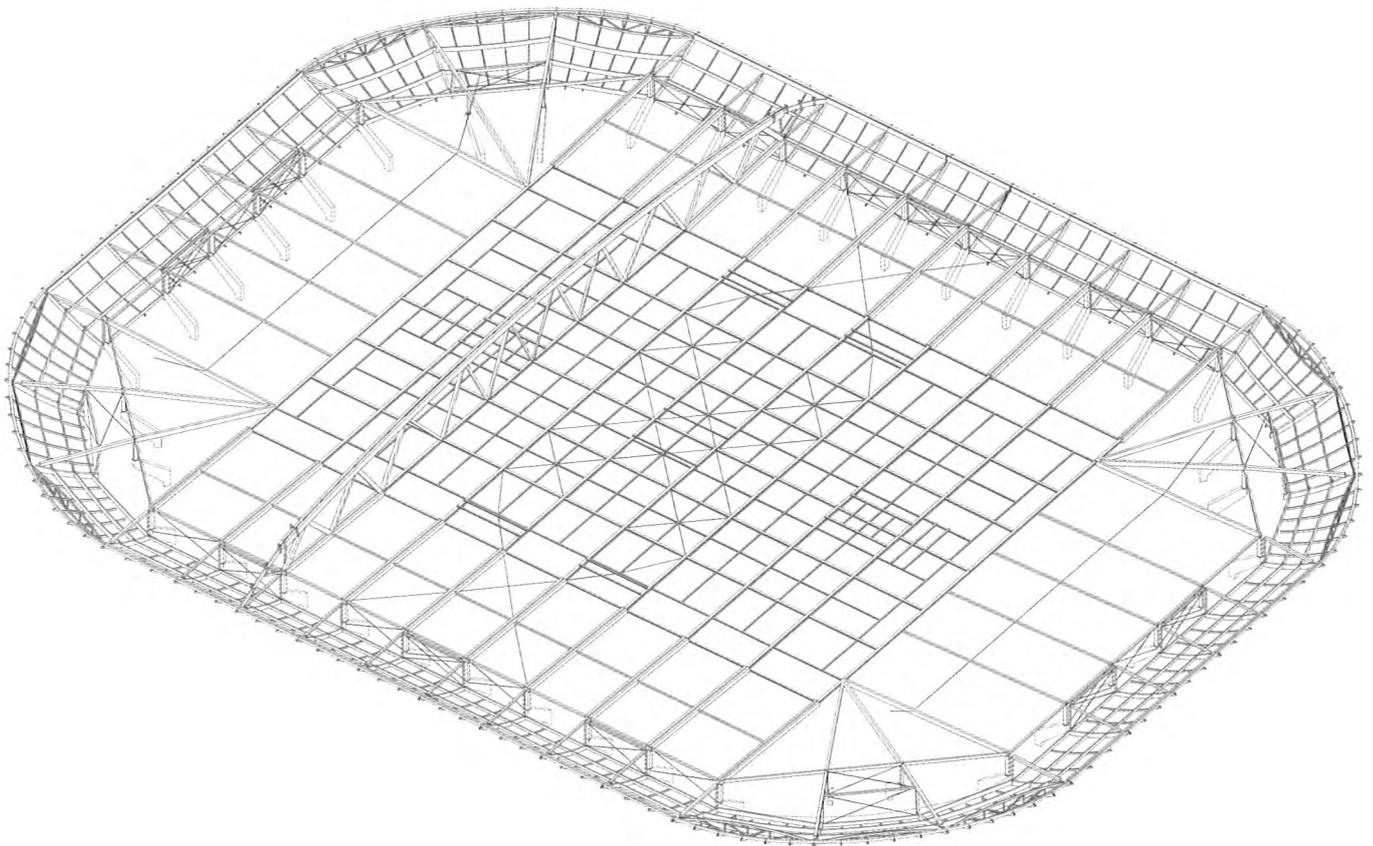


Bild 5: Isometrie der Untergurtebene mit dem in Stahl (grau) ausgeführten Rigging-Grid

Eine Herausforderung stellt die Aussteifung der Obergurtebene dar. Da das Dachtragwerk auf nur 2,8 m hohen Pendelstützen ruht, darf sich der horizontale Dachverband bei einer Spannweite von 117 m um nur 2,8 cm auslenken, sonst entstehen aufgrund der hohen Auflagerkräfte von 1300 kN je Stütze aus Theorie II. Ordnung zusätzliche Horizontalkräfte aus Schiefstellung. Es wurde daher versucht, die ganze Dachbreite als Verbandshöhe zu nutzen. Ein Versuch mit Rundstahldiagonalen scheiterte zunächst, da die Diagonalen durch die ver-

tikale Durchbiegung der gewölbten Dachfläche eigentlich eine Stauchung erfahren und damit das System instabil wird. Der Temperaturlastfall wirkt sich bei den Rundstahldiagonalen negativ auf die Verbandsverformung aus. Daher wurden die Diagonalen in Holz gerechnet. Wegen der großen Knicklängen und Druckkräften bis zu 700 kN wurden die Stäbe als Kreuzquerschnitte gewählt. Aufgrund der hohen Stabkräfte wurden zentrische Knotenpunkte konstruiert, da schon bei geringen Ausmitten enorme Versatzmomente entstehen.



Bild 6: Teilweise montierte Dachtragkonstruktion im abgestützten Zustand. Die Baumstützen tragen eine Last von ca. 25 t.



Bild 7: Montage des Randbinders mit 2 Kränen. Im Vordergrund stehen bereits einige vormontierte Binderhälften.



Bild 8: Zur Stabilisierung der einzelnen Pedelstützenköpfe werden diese auf die nächste tiefer gelegene Massivbauebene abgestützt.

Der obere Verband bildet eine recht steife, gewölbte Scheibe, die durch einen umlaufenden Zugring in Höhe der Pendelstützenköpfe zusammengehalten wird. Durch diesen Zugring werden die Diagonalen in allen Lastfallkombinationen gedrückt und sind damit reine Druckstäbe. Der Randbinder, an dem die Stirn- und Eckbinder angreifen, wird durch die Umlenkung des Zugrings entlastet, da durch die Umlenkung eine Druckkraft in den Untergurt geleitet wird. Der Randbinder konnte daher günstiger bemessen werden. Auch in der Dachebene bis in den Schnabel hinein bilden sich verschiedene Zugringe aus.

An diesem räumlichen System wurden die Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Verformungen ermittelt. Vorverformungen oder γ -fache Lasten, wie bei Theorie II. Ordnung erforderlich, wurden nicht angesetzt. Die Bemessung erfolgte nach Theorie I. Ordnung (Knicknachweis mit dem ω -Verfahren). Für die Stahlteilbemessung (Untergurt, Rigging-Grid) wurden die Schnittgrößen gemäß 18800 nach dem neuen Bemessungskonzept ermittelt und herangezogen. Als sehr aufwendig gestaltete sich die Auswertung der über 100 Lastfallkombinationen, die wegen der vielen Laststellungen aus Verkehrslast am Rigging-Grid in 3 verschiedenen Rechendateien angelegt werden mussten. Die max. / min. Schnittgrößen aus den 3 Dateien wurden händisch überlagert, um zu den letztlichen Bemessungswerten zu kommen.

Die Bemessungswindlasten stammen aus einem, für das Stahldach angefertigten Windgutachten und wurden übernommen. Durch die aerodynamisch günstige Form des Dachrandes ist die horizontale Beanspruchung aus Wind erwartungsgemäß gering.

Montage

Die Montage musste auf das bestehende statische System abgestimmt werden. Damit sich die unter Bindereigenwicht gedrückte Dachverbandsscheibe auch einstellt, mussten die ebenen Fachwerkträger unterstützt eingebaut werden. Dies erfolgte durch je 2 Baumstämme (*Bild 6*), die nach Herstellen der geschlossenen Struktur gleichmäßig abgesenkt wurden. Problematisch war die vorübergehende Stabilisierung des Dachgerippes, da die Binder auf den im Querschnitt $38/38 \text{ cm}^2$ messenden Holzpendelstützen (*Bild 7*) aufgelegt werden mussten. Die Pendelstützenköpfe wurden durch Windstreben (*Bild 8*) nach außen auf eine tiefere Massivbauebene abgestützt. Bei der Montageberechnung stellte sich heraus, dass die Windbeanspruchung nach DIN 1055 auf die Einzelstäbe der Fachwerkstruktur (*Bild 9*) wesentlich höher ist als die Beanspruchung im Endzustand. Daher wurde vom Windgutachter eine gesonderte Annahme für die Montage getroffen, wodurch die anzusetzenden Lasten erheblich verringert werden konnten. Die meisten Verbindungen wurden wegen ihrer kurzen Montagedauer und geringen Verformungen mit BVD-Ankeranschlüssen (*Bild 10*) ausgeführt.

Nach der Montage des inneren Dachgerippes wurde vom GU eine Hülle aus Leichtdachelementen aufgebracht. Auch die sich daraus ergebenden Bauzustände mussten vom Windgutachter beurteilt und

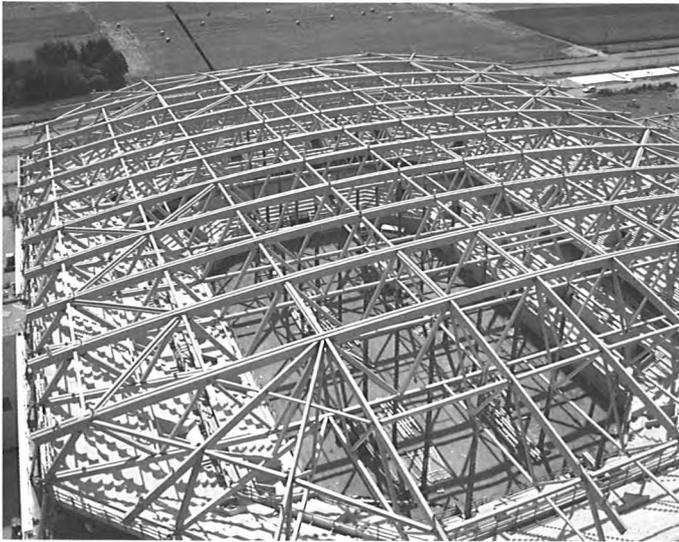


Bild 9: Gerippe der inneren Dachkonstruktion im fast vollständig montierten Zustand. Anschließend wurden die Hilfsabstützungen abgelassen.



Bild 11: Montage der ausragenden Fachwerkschnäbel an die innere Dachtragkonstruktion. Die Leichtdachelemente sind bereits verlegt.



Bild 10: Anschluss der einteiligen Diagonalen- und zweiteiligen Holzuntergurtquerschnitte am Stahluntergurtknoten mittels BVD-Anker



Bild 12: Montage der 42 mm dicken, oberen Schalungselemente im geraden Längsbereich

die Beanspruchung auf die Struktur nachgewiesen werden. Die Schnabelkonstruktion durchdringt diese Hülle und wurde daher so konstruiert, dass sie nachträglich von außen an die Binder angedockt (Bild 11) werden konnte. Danach wurden die Schnabelpfetten aufgelegt und unterseitig die Schnabelsparren angehängt. Die Schnabeloberseite wurde mit 42 mm dicken Schalungselementen (Bild 12) beplankt, die die Schnabelkonstruktion oberseitig aussteifen. Auf der Schalung wurde vom GU eine Folie ausgeführt.

Die Schnabelunterseite wurde mit Alucobondplatten bekleidet. Im Zuge der Verkleinerung des Eckbereiches wurden die Ecken im Grundriss elliptisch ausgerundet, da sonst der Kragarm der Eckbinder um ca. 4 m größer geworden wäre. Die Platteneinteilung wurde in Abstimmung mit dem GU dreidimensional konstruiert und die Zuschnittmaße der Platten daraus abgegriffen. Das Ergebnis kann sich sehen lassen (Bild 13).



Bild 13: Dachranduntersicht im Eckbereich. Die Abmessungen und Winkel der Alucobondplatten sind für eine Ecke alle unterschiedlich.

Brandschutz

Für die ursprünglich geplante, reine Stahlkonstruktion lag ein Brandschutzgutachten vor. Gemäß Musterversammlungsstättenverordnung wurde für das Dach eine feuerhemmende Ausführung gefordert. Im Gutachten wurde durch eine Brandsimulationsrechnung nachgewiesen, dass sich die Stahlkonstruktion (Untergurthöhe bei ca. +22 m ü. FFB) nicht über 500 °C erwärmen kann. Ein F 30-Anstrich war für die Stahlkonstruktion somit nicht mehr erforderlich. Lediglich für die Kabeltrassen auf den Catwalks und für den Videowürfel waren lokal besondere Schutzmaßnahmen erforderlich. In einem 5 m breiten umlaufenden Randbereich (*Bild 14*), bei dem die Tribünen fast bis unter das Dach reichen, wurde ein F 30-Anstrich der Stahlkonstruktion mittels Dämmschichtbildner vorgegeben.

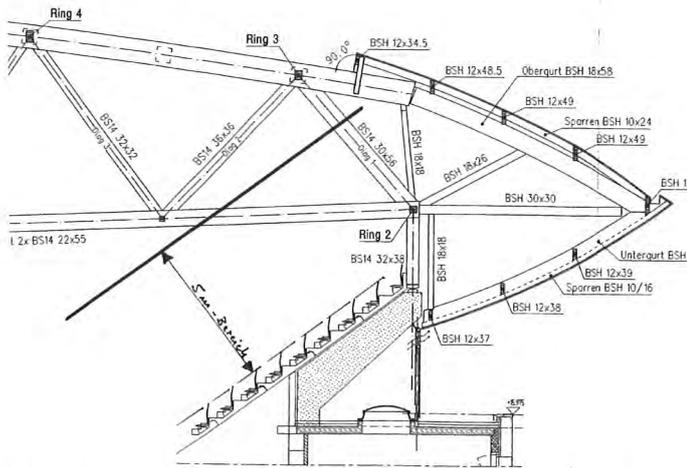


Bild 14: An den brandschutztechnisch kritischen Bereich (5 m-Bereich) wurden erhöhte Anforderungen gestellt.

Für den ausgeführten Sondervorschlag waren folgende Punkte zu beachten:

Vom Brandschutzgutachter wurde nicht ausgeschlossen, dass sich Temperaturen bis 380° (Zündtemperatur v. Holz) unter dem Dachtragwerk einstellen. Daher waren alle eingebauten Holzquerschnitte für F 30-B zu dimensionieren. Die statisch erforderlichen Abmessungen waren jedoch ohnehin größer, sodass dies keinen Mehraufwand bedeutete. Die Verbindungen waren im 5 m-Bereich ebenfalls in F 30 auszuführen. Im restlichen Tragwerk mussten die Stahlverbindungsknoten brandschutzmäßig nicht betrachtet werden. Im Zuge der Baugenehmigung wurde vom Gutachter zusätzlich die Forderung nach einem B1-Anstrich (schwer entflammbar) für die Hölzer im 5 m-Bereich gestellt. Dies wurde u. a. damit begründet, dass gerade auf den oberen Tribünenrängen Fans mit bengalischen Feuern und brennenden Schals, Fahnen etc. die Holzquerschnitte entzünden könnten. Da ein Anstrich für alle Beteiligten nicht akzeptabel war, wurde ein Brandversuch durchgeführt, in dem dieses Szenario getestet wurde. Erwartungsgemäß konnten diese geringen Brandlasten die Holzquerschnitte nur „ankokeln“, aber keinen Brand auslösen. Auf die B1-Beschichtung konnte daher verzichtet werden.

Fazit

Am 2. September 2005 wurde das Bauwerk seiner Bestimmung übergeben. Mit einer Kapazität von 15.000 Zuschauern ist die SAP-Arena nicht nur das neue Zuhause für die Eishockeyspieler der Adler Mannheim und den Handballbundesligisten Kronau-Östringen, sondern bietet dem Rhein-Neckar-Raum erstmals eine Location für Großveranstaltungen wie Konzerte etc.

Dass die Dachkonstruktion in Holz ausgeführt werden konnte, lag nach Meinung des Verfassers an mehreren Punkten:

- Die angebotene Holzkonstruktion war erheblich preisgünstiger als die Stahlausführung.
- Die Entscheidungsträger (Bauherr, GU, Architekt) waren gegenüber dem Baustoff Holz unvoreingenommen. Vorgabe war eine funktionierende Dachkonstruktion.
- Die komplexe Geometrie des Dachrandes konnte durch die Verwendung von Holz besser umgesetzt werden als mit Stahl. Dies wurde bereits im Angebotsstadium nachgewiesen.

Beteiligte

Bauherr:

Arena Mannheim Besitzgesellschaft
mbH & Co KG
Dietmar Hopp Stiftung GmbH

Projektmanagement:

Drees + Sommer GmbH
Stuttgart
Ing.Team – Bauprojektmanagement
Eberbach

Generalunternehmer:

Wayss & Freytag
Schlüsselfertigbau AG
HBM Bau GmbH

Architekt:

Hentrich, Petschnigg & Partner KG
Düsseldorf

Brandschutzplaner:

Hosser, Hass und Partner
Niederlassung Ludwigshafen

Tragwerksplaner:

(Holzkonstruktion)

Ingenieurbüro Bertsche
Prackebach

Prüfingenieur:

Ingenieurbüro Schlechter
Albstadt-Ebingen
Büro Bräuer + Späh
Mannheim mit
Harrer Ingenieure
Karlsruhe

Ausführung:

Holzbau Amann GmbH
Albtalstr. 1
79809 Weilheim-Bannholz
www.holzbau-amann.de

Fotos:

Kay Sommer, Mannheim;
Holzbau Amann GmbH



Ein Unternehmen der
Gruppe Rudolf Müller

BRUDERVERLAG
Albert Bruder GmbH & Co. KG
Bismarckstr. 21
76133 Karlsruhe

Telefon (0721) 91388 0
Telefax (0721) 91388 99
E-Mail: info@bruderverlag.de

Ihr direkter Kontakt zu uns:

Fragen zum Buch- und Zeitschriftenprogramm:
Iris Limburger (0221) 5497-304

Karlsruher Tage 2006 –
Informationen und Anmeldung:
Marina Vasilj (0721) 91388 15

Sie möchten selbst Autor werden oder
planen eine Veröffentlichung:

Ihr Ansprechpartner im Buchbereich:
Gregor Reichle (0221) 5497 526

Ihre Ansprechpartnerin für unsere
Fachzeitschriften:
Susanne Jacob (0721) 91388 21

In Vorbereitung:



Ingenieurholzbau **Architektur, Tragwerk, Kosten**

Hrsg. Bruderverlag, ca. 200 Seiten,
DIN A 4, gebunden.

Subskriptionspreis bis 31.12.2005: € 59,- danach € 69,-
Architekten und Ingenieuren wird mit diesem Buch eine
Entscheidungshilfe in der Entwurfs- und Angebotsphase an
die Hand gegeben. Es werden in Holzbauweise erstellte
Ingenieurbauprojekte wie Gewerbebauten, Hallen, Türme,
Brücken an ausgeführten Projektbeispielen vorgestellt. Dem
Planer in Auftrag vergebender Position werden in oder mit
Holz erstellte Bauwerke als Alternative zum Stahl- und
Massivbau aufgezeigt. Angaben zu den Kosten der Holz-
konstruktionen machen die verschiedenen Bauweisen für
den Planer vergleichbar.



Wärmebrücken im Holzrahmenbau

Hrsg. Bruderverlag, ca. 200 Seiten, DIN A 4, gebunden
€ 79,-

Die Energieeinsparverordnung gibt dem Planer die
Möglichkeit, einen genauen Nachweis des Wärmeschutzes
zu führen, der die Vorteile der Holzbauweise offenlegt. In
diesen genauen Nachweis fließen die bauphysikalischen
Kennwerte von Wärmebrücken ein, die hier beispielhaft
angegeben werden. Grundlage der aufgeführten Kenn-
werte sind die üblichen Konstruktionen der Holzrahmen-
bauweise, entnommen aus dem Standardkatalog
"Holzrahmenbau - Bewährtes Hausbausystem",
herausgegeben vom Bund Deutscher Zimmermeister.

Einstieg und praktischer Umgang mit der DIN 1052 neu

Erläuterungen zu DIN 1052: 2004-08



Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08

Herausgeber Dt. Gesellschaft für Holzforschung.
2005. DIN A4. Gebunden.
458 Seiten. Zahlreiche Zeichnungen, Formeln und
Tabellen. 2 CD-ROM.
ISBN 3-87104-146-7
€ 150,-

Mit diesen Erläuterungen wird die Einarbeitung und der praktische Umgang mit den Neuerungen der Holzbaunorm erheblich erleichtert. Wesentliche Inhalte sind:

- Vollständiger Normabdruck
- Ergänzende Angaben zur Berechnung und Bemessung von Tragkonstruktionen, für die die DIN 1052 keine Festlegungen enthält
- Vereinfachende Tabellen, Diagramme und Formeln auch zur überschlägigen Bemessung
- Interpretationen verschiedener Begriffe wie z.B. "in der Regel", um den Ermessensspielraum bei der Normanwendung zu verdeutlichen
- CD-ROM mit Bemessungshilfen und Demo-CD-ROM der Software "Hob.Ex - Excel-Bemessung DIN 1052-neu"

Ausführliche Informationen zu dieser und weiteren Publikationen des Bruderverlages finden Sie auf
www.bauenmitholz.de

**Jetzt mit vollständigem
Abdruck der Norm!**

Direkt bestellen! Per Fax: (0221) 5497 130 **baufachmedien.de**

DER ONLINE-SHOP FÜR BAUPROFIS

Bestell-Hotline: Telefon (0221) 5497 304 • vertrieb@bruderverlag.de

Hiermit bestellen wir:

Expl.	Best.-Nr.	Titel	Preis
	110-2000146	"Erläuterungen zu DIN 1052"	€ 150,-

Preisrrtum und Änderungen vorbehalten. Preise inkl. MwSt. zzgl. Versand. Es gelten unsere Allgemeinen Geschäftsbedingungen. Sie können der Verwendung Ihrer E-Mail-Adresse für Direktwerbaktionen jederzeit widersprechen. Dadurch entstehen Ihnen ausschließlich Übermittlungskosten nach den Basistarifen.

Firma

Name/Vorname des Firmenansprechpartners

Straße

PLZ/Ort

Telefon/Fax

E-Mail



BRUDERVERLAG

Ein Unternehmen der
Gruppe Rudolf Müller

BRUDERVERLAG
Albert Bruder GmbH & Co. KG
Bismarckstr. 21 • 76133 Karlsruhe
Telefon: (0221) 5497 304
Telefax: (0221) 5497 130
E-Mail: vertrieb@bruderverlag.de
www.bauenmitholz.de

