

10

86. Jahrgang
Oktober 2009, S. 601 - 636
ISSN 0932-8351

Sonderdruck

Bautechnik

Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau

Kritische Anmerkungen zur Anwendung der neuen DIN 1052 sowie der neuen DIN 1055-4 und DIN 1055-5

Arbeitskreis Normung
Bayerische Ingenieurkammer-Bau

Bautechnik

10

Fachthemen

- 3 **Stellungnahme und Kommentar des Arbeitskreises Normung der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau**
- 5 Rupert Kneidl, Christian Seiler
Erfahrungen bei der Anwendung der neuen DIN 1052 mit Vergleichen zur Vorgängernorm
- 16 Robert Hertle
Zur Diskussion des Böenreaktionsfaktors G nach DIN 1055-4:2005
- 22 Wolfgang Schwind
Die neue Schneelastnorm DIN 1055-5, kritisch hinterfragt
- 30 Markus Bernhard, Norbert Mayr, Felix Schrader
Stiftförmige Verbindungsmittel des Holzbaus im Normenvergleich

peer reviewed journal

Bautechnik ist ab Jahrgang 2007 beim „Institute for Scientific Information“ (ISI) akkreditiert.

„Bautechnik online“
die Ergänzung zu „Bautechnik print“
Info anfordern: marketing@ernst-und-sohn.de
Stichwort: Bautechnik online (ZS)

Stellungnahme und Kommentar des Arbeitskreises Normung der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau

Im Mai 2007 wurde von der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau der Arbeitskreis Normung (AK Normung) eingerichtet. Dieser Arbeitskreis hat sich u. a. zum Ziel gesetzt, durch aktive Mitarbeit in den Normenausschüssen und separate Zusatzuntersuchungen durch Mitglieder und externe Fachplaner an der Normengebung mitzuwirken und diese praxistauglich zu gestalten. Parallel dazu ist vorgesehen, diesbezügliche Arbeiten in den entsprechenden Arbeitskreisen der anderen beteiligten Bundesländer federführend zu koordinieren und mit den Länderkammern und der Bundesingenieurkammer abzustimmen. Die Oberste Baubehörde in Bayern wird in regelmäßigen Abständen über die Aktivitäten des AK informiert und bei speziellen Themengebieten um Stellungnahmen gebeten.

Der AK Normung befasst sich zur Zeit insbesondere mit jenen neuen Regelwerken, welche als bauaufsichtlich eingeführte Vorschriften für die Tragwerkspannung von Bedeutung sind. Hier haben sich z. T. erhebliche Änderungen ergeben, bedingt durch neue Last- und Bemessungsnormen in Verbindung mit dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte.

Bisher hat sich der AK Normung intensiv mit der Schneelastnorm (DIN 1055-5), der Windlastnorm (DIN 1055-4) sowie der Holzbaunorm (DIN 1052) auseinandergesetzt. Wesentliche Gründe sind die in Bayern vielerorts höheren Schneelastvorgaben, die nicht gerechtfertigt erscheinen, eine wenig praxisfreundliche Berechnungsmethode zur Ermittlung der Windlasten auf schwingungsanfällige Bauwerke sowie die neuen Bemessungsvorschriften im Holzbau, die gegenüber der alten Norm erheblich gestiegene Anfor-

derungen und z. T. stark reduzierte rechnerische Tragfähigkeiten für Bauenteile und Verbindungsmitte beinhalten.

Um einen Einblick in die Aktivitäten des AK Normung zu vermitteln, werden in den folgenden Beiträgen einige Erfahrungen bei der Anwendung der neuen DIN 1052, der neuen DIN 1055-5 und der neuen DIN 1055-4 im Vergleich zur ihrer jeweiligen Vorgängernorm geschildert. Anhand einfacher Beispiele und aktueller Untersuchungen werden diese Themenbereiche behandelt:

- Nachweise bei Druckspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes
- Nachweise von Holzbalkendecken
- Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitte
- Schneelasten auf Dächern und bei Höhensprüngen
- Böenreaktionsfaktor für schwingungsanfällige Bauwerke

Die beispielhaften Betrachtungen zur DIN 1052 stellen vor allem die Bemessungsergebnisse bei Anwendung der neuen und der alten Bemessungsregeln aus Sicht des Anwenders heraus. Eine weitergehende Diskussion der Hintergründe in Bezug auf die z. T. erheblichen Abweichungen der Bemessungsergebnisse findet im Rahmen der Vergleichsberechnungen nicht statt.

Die Untersuchungen zur DIN 1055-5 zeigen die gegenüber der Vorgängernorm bereichsweise deutlich erhöhten Schneelasten und die sich daraus ergebenden Konsequenzen auf die Bemessung. Des Weiteren wird dargelegt, dass die höheren Einwirkungen im Vergleich mit aktuell vorliegenden Wetterdaten nicht gerechtfertigt werden können.

Bei der Berechnung des Böenreaktionsfaktors für schwingungsanfällige Bauwerke wird die abstrakte und wenig anschauliche Vorgehensweise dargestellt, die Kontrollen und Plausibilitätsprüfungen praktisch unmöglich macht. Gleichzeitig wird aufgezeigt, dass auch eine vereinfachte, praktisch anwendbare Berechnungsmethode mit ausreichender Genauigkeit hergeleitet werden kann.

Schlussfolgerungen

In vier Beiträgen werden Erfahrungen bei der Anwendung der neuen DIN 1052, der neuen DIN 1055-4 und der neuen DIN 1055-5 geschildert und verglichen, die die Auswirkungen auf die Berechnung und Bemessung von Bauwerken aufzeigen sollen.

Allgemein kann festgestellt werden, dass die neue Normengeneration mit ihren Bemessungsregeln in vielen Bereichen deutlich detaillierter und insgesamt wesentlich aufwendiger geworden ist. Auch wenn die neuesten Erkenntnisse in die neue Norm eingeflossen sein mögen, erscheint die erzeugte Scheingenaugkeit den Aufgabenstellungen der alltäglichen Tragwerkspannung unangemessen. Waren die Formeln in alten Normen bisher einer Handrechnung gut zugänglich, hat sich nun ein Paradigmenwechsel zu einem komplexen Formelapparat durchgesetzt. Oftmals fehlt ein praktisch orientiertes, leicht handhabbares Berechnungskonzept, obwohl dies in vielen Fällen möglich wäre. Der Blick auf die grundlegenden Zusammenhänge bei der Planung und dem Entwurf von Tragwerken wird durch die hohe und in Teilbereichen sehr spezielle Regelungsdichte vielfach ver-

stellt. Aus rein wirtschaftlichen Überlegungen heraus wird sich daher die Anwendung von Programmen intensivieren, so dass das „Black-Box“-Denken gefördert wird. Zusätzlich führt die überwiegend abstrakte und wenig anschauliche Formulierung von Berechnungsmethoden in einigen Normen dazu, dass Plausibilitätskontrollen schwierig, wenn nicht sogar unmöglich werden. Insgesamt ist daher davon auszugehen, dass die Fehleranfälligkeit der Tragwerksplanung deutlich steigt und damit auch die bau-technische Prüfung aufwendiger wird. Auf die Problematik hat bereits Kollege Dipl.-Ing. Josef Steiner in seinem Beitrag „Erprobt, bewährt und demonstriert – vom Verschwinden gewohnter Strukturen“ in Bautechnik 83 (2006), Heft 4 hingewiesen.

Mit Bezug auf die neue DIN 1052 ist vordergründig festzustellen, dass sich in einigen Fällen die Rechenwerte der Tragfähigkeit von Bauteilen und Verbindungsmitteln gegenüber der alten Norm stark reduziert haben. Insbesondere können Bauteile mit Querdruckspannungen oder mit stiftförmigen Verbindungsmitteln z. T. nur noch wesentlich geringere Lasten aufnehmen. Hintergrundinformationen zu den drastischen Veränderungen sowie Schadensfälle sind weitgehend unbekannt. Darüber hinaus scheint sich die Norm auf sehr spezielle Randbedingungen zu konzentrieren. So sind beispielsweise einige Spannungsnachweise nur für rechteckige Querschnitte angegeben oder die Verformungsnachweise unter Ansatz von Kriechverformungen nur für den Einfeldträger sinnvoll. Darüber hinaus gibt es für früher bewährte Bauweisen wie aussteifende Dachscheiben bis 12,5 m Spannweite keine konstruktiven Regeln mehr, so dass in jedem Einzelfall ein rechnerischer Nachweis gefordert ist.

Bei der Anwendung der neuen DIN 1055-5 hat sich gezeigt, dass nun vielerorts – vor allem in Südbayern – höhere Schneelasten zu berücksichtigen sind, obwohl auf der Grundlage von aktuellen Wetterdaten nachgewiesen werden kann, dass in den meisten Fällen die bisherigen Einwirkungen nach alter DIN 1055 zutreffen. Die höheren rechnerischen Schneelasten führen zwangsläufig zu größeren erforderlichen Querschnittsabmessun-

gen. Dieser Umstand macht nicht nur die Neubauten unwirtschaftlicher, sondern wirft auch die Frage nach der Beurteilung von Bestandsbauwerken oder der Notwendigkeit von Verstärkungsmaßnahmen bei Umbauten auf. In der Praxis ist die Tendenz zur Beauftragung von separaten Gutachten zu erkennen, um z. B. bei Bestandsbauwerken auf realistischere Lastannahmen zurückgreifen zu können.

Bei der Untersuchung des Böenreaktionsfaktors nach neuer DIN 1055-4 für schwingungsanfällige Bauwerke zeigt sich, dass die Berechnung gegenüber der alten Norm derart abstrakt und komplex geworden ist, dass der Blick auf die physikalischen Zusammenhänge verstellt und eine Ergebniskontrolle hinsichtlich Plausibilität praktisch unmöglich wird. Durchgeführte Vergleichsuntersuchungen haben jedoch ergeben, dass der Böenreaktionsfaktor im Rahmen ingeniermäßiger Genauigkeit auch auf wesentlich einfacher Weise ermittelt werden kann.

Unter Berücksichtigung der hier dargestellten Erfahrungen mit den behandelten neuen Normen drängen sich dem Tragwerksplaner nun mehrere grundsätzliche Fragen auf:

- Stellen die neuen Regeln tatsächlich den allgemein anerkannten Stand der Technik dar?
- Warum wurden die Schneelasten nach DIN 1055-5 mancherorts gravierend erhöht, obwohl dies nachweislich auf der Grundlage von Wetterdaten widerlegt werden kann?
- Hat es bedeutende Schäden gegeben, dass die Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln oder von auf Querdruck beanspruchten Bauteilen derart reduziert wurde?
- Wie ist die Standsicherheit von Bestandsbauwerken mit den höheren Lasten und/oder den niedrigeren Tragfähigkeiten zu beurteilen?
- Warum gibt es keine Warnhinweise, wenn die Auswirkungen offensichtlich so gravierend sind?
- Aus welchen Gründen wurden die Nachweisformate teilweise so komplex gestaltet, obwohl Vereinfachungen für die praktische Anwendung möglich sind?
- Wie ist der Stellenwert von Normen zu beurteilen, wenn diese durch separate Gutachten „umgangen“ werden?

Die Tatsache, dass sämtliche in der Vergangenheit geplanten Tragwerke mit einem scheinbar vollkommen überholten Bemessungskonzept und mit teilweise zu geringen Lasten berechnet wurden, wird noch jahrelang zu Verwirrungen führen. Dies betrifft nicht nur die Beurteilung von Bestandsbauwerken und die Verwendung jüngerer und älterer Literatur, sondern auch die Planung von Neu- und Umbauten. Besonders wenig zufriedenstellend ist in diesem Zusammenhang der Umstand, dass dem Anwender die Gründe für viele Änderungen weitgehend unbekannt bleiben.

Der AK Normung der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau wirkt deshalb darauf hin, dass sich die betroffenen Verbände auf Länder- und Bundesebene besser abstimmen und organisieren, dass die zuständigen Behörden über die im AK geleistete Arbeit informiert werden und dass die in der Praxis tätigen Ingenieure einen stärkeren Einfluss auf die Normengabe, vor allem hinsichtlich der praktischen Anwendbarkeit und der Ausräumung offensichtlicher Ungereimtheiten, ausüben können.

Die nun folgenden vier Beiträge mögen die in dieser Stellungnahme umschriebene Problematik mit konkreten Fakten untermauern.

Mitglieder des Arbeitskreises Normung der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau (alphabetisch):

Vorsitzender:
Prof. Dr.-Ing. habil. *Karl G. Schütz*

Dipl.-Ing. *Markus Bernhard*
Prof. Dr.-Ing. *Peter Gebhard*
(Stv. Vorsitzender)
Dr.-Ing. *Peter Henke*
Dr.-Ing. *Robert Hertle*
Dr.-Ing. *Heinrich Hochreither*
(Vorstandsbeauftragter)
Prof. Dr.-Ing. *Rupert Kneidl*
Univ.-Prof. Dr.-Ing. *Martin Mensinger*
Dr.-Ing. *Walter Schmitt*
Dipl.-Ing. (FH) *Wolfgang Schwind*
Prof. Dr.-Ing. *Christian Seiler*

Kammergefäßsstelle:
Dr. *Ulrike Raczek*
Jan Struck
Dipl.-Ing. *Irma Voswinkel*

Erfahrungen bei der Anwendung der neuen DIN 1052 mit Vergleichen zur Vorgängernorm

Mit Einführung der neuen DIN 1052 kommen nun auch im Holzbau das semiprobabilistische Sicherheitskonzept sowie neue Bemessungsregeln und zum Teil erheblich abgeminderte Festigkeitswerte im Vergleich zur alten Norm zur Anwendung. Um die Auswirkungen der niedrigeren Querdruckfestigkeiten aufzuzeigen, werden Vergleichsrechnungen am Beispiel einer eingespannten Stütze und eines Einfeldträgers durchgeführt und einige kritische Anmerkungen zu den in vielen Fällen erforderlichen Verstärkungsmaßnahmen gemacht. Bei Holzbalkendecken wird dargestellt, dass die neu aufgenommenen Empfehlungen zum Schwingungsnachweis die erforderliche Konstruktionshöhe bestimmen und damit Holzbalkendecken für größere Spannweiten unwirtschaftlich werden. Insgesamt zeigt sich bei Anwendung der neuen DIN 1052, dass der Planungsaufwand gegenüber der alten Norm erheblich anwächst.

Experience in application of the new German code DIN 1052 in comparison with the previous standard. *With the new German code DIN 1052 the semi-probabilistic safety concept has been introduced for timber constructions as well as new design procedures and to some extent considerably reduced strength properties in comparison to the previous standard. For illustration of the impact of the low lateral pressure strength comparative calculations are performed using a clamped column and a simply supported beam and some critical comments are given for strengthening measurements required in many cases. For timber beam ceilings it is shown that the new recommendations for vibration control govern the required construction height and make such constructions inefficient for longer span lengths. In general, the complexity applying the new DIN 1052 is considerably higher than designing on the basis of the previous standard.*

1 Vorbemerkungen

Bei Anwendung der neuen DIN 1052 [1] gilt auch das neue Sicherheitskonzept, welches in DIN 1055-100 [2] festgelegt ist. Im Unterschied zur Vorgängernorm DIN 1052 [3] mit Änderung [4] und allen anderen Vorgängerregelwerken wird das Bemessungskonzept mit zulässigen Spannungen nun auch im Holzbau verlassen. Die grundsätzliche Zweckmäßigkeit einer solch gravierenden Änderung (nicht nur den Holzbau betreffend) wird an dieser Stelle nicht diskutiert.

Allerdings haben erste Erfahrungen bei der Anwendung der neuen DIN 1052 gezeigt, dass sich bestimmte Anforderungen und charakteristische Kenngrößen massiv auf die Bemessung auswirken. So führen beispielsweise

die gegenüber der alten DIN 1052 stark reduzierten Querdruckfestigkeiten zu einer unwirtschaftlichen Bemessung von eingespannten Holzstützen und zu aufwendigen Verstärkungsmaßnahmen in Krafteinleitungsbereichen mit unerwünschten Auswirkungen auf die Querkraftbemessung. Der empfohlene Schwingungsnachweis von Holzbalkendecken erfordert nun stark vergrößerte Querschnittsabmessungen.

1.1 Querdruckspannungen

Bei einem Vergleich der Festigkeitskennwerte nach den Tabellen F.5 und F.9 von DIN 1052 [1] für gebräuchliches Nadelholz und Brettschichtholz mit den zulässigen Spannungen in DIN 1052 [3] mit Änderung [4] (Tabellen 5 und 16) erkennt man, dass die neuen charakteristischen Festigkeitskennwerte überwiegend etwa in der Größenordnung der zweifachen ehemals zulässigen Spannungen liegen. Eine Ausnahme bilden hierbei jedoch die Druckfestigkeiten rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes. In Tabelle 1 sind im Folgenden die entsprechenden Zahlenwerte für Nadelholz C24 und Brettschichtholz GL24c und GL28c nach [1] den zulässigen Spannungen für Nadelholz S10 und Brettschichtholz BS11 nach [3] und [4] gegenübergestellt.

Nach der alten DIN 1052 erfolgte die Berechnung von Spannungen in der Regel durch einfache Division der ein-

Tabelle 1. Rechenwerte der Festigkeiten ausgewählter Holzarten bei Druck rechtwinklig zur Faserrichtung nach [1] und entsprechende ehemals zulässige Spannungen nach [3] und [4]. Bei Anwendung der Klammerwerte bei den zulässigen Spannungen war nach [3] und [4] „mit größeren Eindrücken zu rechnen“

Table 1. Characteristic strength of selected timber types for pressure orthogonal to fibre direction due to [1] and corresponding previous permissible stresses due to [3] and [4]. Applying the values in brackets for permissible stresses higher indentation was expected due to [3] and [4]

f _{c,90,k} [MN/m ²] nach neuer DIN 1052 [1]			zul σ _{D,⊥} [MN/m ²] nach alter DIN 1052 [3], [4]	
C24	GL24c (GL24h)	GL28c (GL28h)	S10	BS11 und BS14
2,5	2,4 (2,7)	2,7 (3,0)	2,0 (2,5)	2,5 (3,0)

wirkenden Kraft auf Gebrauchslastniveau durch die beanspruchte Kontaktfläche

$$\sigma_{D\perp} = N/A_{\perp}$$

Die Nachweise konnten zum Beispiel als Auflagerpressungen unter Biegeträgern meist an den Innenstützungen von Durchlauf- oder Kragträgern maßgebend werden. Bei Schwellen waren entsprechende Nachweise häufiger im Holztafelbau von Bedeutung. Die Regelungen für Schwellenpressungen bei Wandtafeln fanden sich in der alten Norm in Abschnitt 11.4.3. Die spezielleren Regelungen des Holztafelbaus (bei denen die Mitwirkung der Beplanungen angesetzt wird) sollen in diesem Beitrag jedoch nicht betrachtet werden.

Die neue DIN 1052 [1] regelt in Abschnitt 10.2.4 Druck rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes. Hierbei wird zwischen Schwellendruck und Auflagerdruck unterschieden.

den. Gegenüber den Nachweisen der alten Norm wird die Spannung nicht mehr mit der planmäßigen Kontaktfläche, sondern mit einer vergrößerten „wirksamen Querdruckfläche“ A_{ef} geführt. An dieser Stelle ist der entsprechende Abschnitt aus der neuen Norm zitiert.

Im zitierten Bild 19 der neuen DIN 1052 wird Schwellendruck und Auflagerdruck dargestellt. Dazu stellt sich bereits die Frage, ab welcher Größe der rechts dargestellten Linienlast, wenn sie weniger als 2 h von der Auflagervorderkante beginnt, dies zu dem Querdruckbeiwert $k_{c,90} = 1,0$ führt. Bei formaler Auslegung der Darstellung des Auflagerdrucks könnte nur sehr selten ein anderer Wert als $k_{c,90} = 1,0$ angesetzt werden. Liegen zum Beispiel Sparren auf einer Pfette oder Deckenbalken auf einem Brettschichtholzträger in regelmäßigen Abständen auf, so wäre beim Auflagerdruck für die Pfette bzw. des Brettschichtholzträgers formal nahezu immer nur $k_{c,90} = 1,0$ anzusetzen. In der Praxis würde dies trotz der Berechnung mit A_{ef} häufig

10.2.4 Druck rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes

(1) Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1$$

mit

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

Dabei ist

A_{ef} wirksame Querdruckfläche;

$k_{c,90}$ ein Querdruckbeiwert.

Für die Ermittlung der wirksamen Querdruckfläche A_{ef} darf das Maß der tatsächlichen Aufstandsfaserrichtung des Holzes an jedem Rand um bis zu 30 mm, jedoch nicht mehr als ℓ , verlängert werden.

Der Querdruckbeiwert $k_{c,90}$ darf wie folgt angenommen werden:

$k_{c,90} = 1,0$ für Nadelvollholz und für Brettschichtholz mit $\ell_1 < 2 h$ sowie für Laubholz,

$k_{c,90} = 1,25$ für Nadelvollholz mit $\ell_1 \geq 2 h$, bei Schwellendruck,

$k_{c,90} = 1,5$ für Brettschichtholz mit $\ell_1 \geq 2 h$ bei Schwellendruck sowie für Nadelvollholz mit $\ell_1 \geq 2 h$ bei Auflagerdruck, und bei Auflagerdruck bei Auflagerknoten von Stabwerken mit Verbindungen

$k_{c,90} = 1,75$ für Brettschichtholz mit $\ell_1 \geq 2 h$ bei Auflagerdruck,

ℓ, ℓ_1 und h siehe Bild 19.

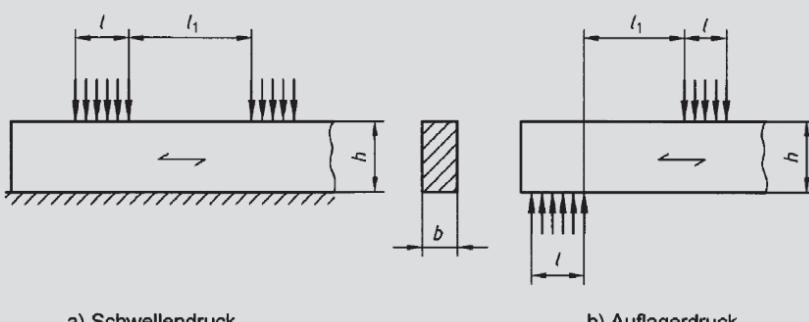


Bild 19 — Druck rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes

Zitat aus neuer DIN 1052 [1]

zu erheblich größeren erforderlichen Auflagerflächen führen. Diese Problematik wird im Folgenden am Beispiel eines Brettschichtholzträgers mit Einzellasten erläutert.

Es gibt aber auch Aufgabenstellungen, die zu mechanischen Modellen führen, welche nicht ohne weiteres Bild 19 nach DIN 1052 zuzuordnen sind. Da in diesen Fällen ein Nachweis mit $k_{c,90} = 1,0$ zusammen mit den sehr geringen Grundwerten $f_{c,90,k}$ der charakteristischen Querdruckfestigkeiten zu führen ist, sind die Unterschiede zwischen alter und neuer DIN 1052 auch dann besonders auffällig.

In den Abschnitten 2.1 und 2.2 wird am Einspannbereich einer eingespannten Stütze und für einen Brettschichtholzträger mit Einzellasten gezeigt, welche Fragen und Probleme sich ergeben können, obwohl bewährte Konstruktionen betrachtet werden.

1.2 Schwingungsnachweis bei Holzbalkendecken

Holzbalkendecken werden aufgrund ihres geringen Gewichts und ihrer Wirtschaftlichkeit vorzugsweise im Wohnungsbau eingesetzt. Sie bestehen aus parallel verlaufenden Holzbalken, die je nach Anforderungen oben und unten mit einer Beplankung versehen werden. Der Aufbau der Beplankung richtet sich im Wesentlichen nach dem erforderlichen Schall- und Brandschutz [7]. Die Haupttragrichtung zur Abtragung der lotrechten Einwirkungen übernehmen i. d. R. allein die Holzbalken. Neben den Spannungs- und Verformungsnachweisen sollte nach neuer DIN 1052 [1] zusätzlich ein Schwingungsnachweis geführt werden, der in der alten DIN 1052 [3], [4] nicht enthalten war.

1.2.1 Nachweise nach alter DIN 1052

Nach alter DIN 1052 [3], [4] muss die Tragfähigkeit mit Hilfe von Spannungen und die Gebrauchstauglichkeit mit Hilfe von Durchbiegungen nachgewiesen werden. Die Standsicherheitsnachweise werden dabei mit Spannungen auf Gebrauchs niveau im Lastfall H geführt und mit zulässigen Spannungen verglichen.

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit besteht in der Berechnung von Durchbiegungen unter voller Nutzlast und einem Vergleich mit dem zulässigen Wert von 1/300 der Stützweite. Da die ständige Last i. Allg. kleiner als 50 % der Gesamtlast ist, dürfen Kriechverformungen vernachlässigt werden.

1.2.2 Nachweise nach neuer DIN 1052

Auch nach neuer DIN 1052 [1] werden die Tragfähigkeit mit Hilfe von Spannungen und die Gebrauchstauglichkeit mit Hilfe von Durchbiegungen nachgewiesen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) sind die um die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite ($\gamma_G = 1,35$ für ständige Lasten und $\gamma_Q = 1,50$ für veränderliche Lasten) erhöhten Schnittgrößen zu berechnen und die resultierenden Spannungen mit den rechnerischen Bauteilstfestigkeiten im Bemessungszustand ($k_{mod} \cdot f_{m,k}/\gamma_M$ für einachsige Biegung) zu vergleichen. Die charakteristische Biegefestsigkeit ist Tabelle F.5 zu entnehmen und der Sicherheitsbeiwert mit $\gamma = 1,3$ anzusetzen. Da die Nutzlast für Holzbalkendecken der mittleren Einwirkungsdauer (KLED) nach Tabelle 4 der DIN 1052 [1] zugeordnet wird,

beträgt der Modifikationsbeiwert $k_{mod} = 0,8$ unter Ansatz der Nutzungsklasse 1 nach Tabelle F.1.

Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis wird mit rechnerischen Verformungen in verschiedenen Bemessungssituationen geführt und soll Schäden an nichttragenden Bau teilen und Einbauten verhindern und die allgemeine Benutzbarkeit und das Erscheinungsbild sicherstellen:

- Nachweise zur Vermeidung von Schäden in der seltenen Einwirkungskombination:

$$w_{Q,inst} = w_{Q,1,inst} + \sum_{i>1} w_{Q,i,inst} \cdot \psi_{0,i} \leq \frac{\ell}{300}$$

$$\begin{aligned} w_{fin} - w_{G,inst} = w_{G,inst} \cdot k_{def} + w_{Q,1,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + \\ + \sum_{i>1} w_{Q,i,inst} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \leq \frac{\ell}{200} \end{aligned}$$

- Nachweis für die Benutzbarkeit und das Erscheinungsbild in der quasi-ständigen Einwirkungskombination:

$$\begin{aligned} w_{fin} - w_0 = w_{G,inst} \cdot (1 + k_{def}) + \\ + \sum_{i>1} w_{Q,i,inst} \cdot \psi_{2,i} \cdot (1 + k_{def}) - w_0 \leq \frac{\ell}{200} \end{aligned}$$

Die Verformungsnachweise sind nur für den Einfeldträger eindeutig. Für Mehrfeldträger sind die Nutzlasten zur Berechnung der maximalen elastischen Verformungen $w_{Q,inst}$ feldweise anzusetzen. Dieselbe Lastanordnung wird aber nach obigen Formeln auch für die Ermittlung der Kriechverformungen unterstellt ($w_{Q,inst} \cdot \psi_2 \cdot k_{def}$), obwohl eine feldweise Nutzlaststellung kaum als quasi-ständig wirkend angenommen werden kann. Deshalb wird beispielweise in den Erfahrungssammlungen der BASt zum DIN-Fachbericht 102 eine gleichmäßig verteilte Nutzlast über alle Felder als kriecherzeugend für Massivbrücken festgelegt.

Gegenüber den Verformungsnachweisen stellen die Empfehlungen zum Schwingungsnachweis für Decken unter Wohnräumen eine neue Situation dar. Stellvertretend ist folgender Durchbiegungsnachweis zu führen:

$$w = w_{G,inst} + \sum_{i>1} w_{Q,i,inst} \cdot \psi_{2,i} \leq 6 \text{ mm}$$

Bei Mehrfeldträgern wird der Begriff des „ideellen Einfeldträgers“ gewählt, an dem stellvertretend der Nachweis geführt werden soll. Dies bedeutet, dass lediglich das betrachtete Feld mit seinem Eigengewicht und dem quasi-ständigen Anteil der Nutzlast belastet werden darf, um die Verformungen zu berechnen. Die Nachbarfelder beeinflussen lediglich die Steifigkeit, werden aber ohne Einwirkungen berücksichtigt.

Nach [5] liegt die Eigenfrequenz der Holzbalkendecke bei Einhaltung des Verformungsgrenzwerts bei etwa 7,2 Hz.

2 Rechenbeispiele

2.1 Berechnung einer Stütze im Einspannbereich

Das statische System und die betrachtete Belastung zeigt Bild 1. Dargestellt ist ein Kragbalken (oder Kragstütze) aus Brettschichtholz ($b/h = 20 \text{ cm}/50 \text{ cm}$), der in ein Stahlbetonfundament eingespannt ist. Die Horizontalkraft H greift 4,75 m über der Betonoberfläche an. Im Einspannbereich wird über eine Einspanntiefe von 1,0 m die in Bild 2

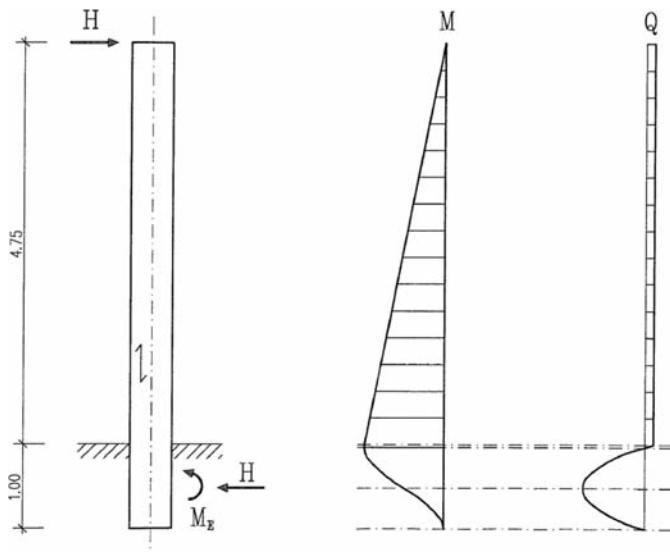


Bild 1. Statisches System und Schnittgrößen eines eingespannten Balkens unter horizontaler Einzelkraft

Fig. 1. Static system and internal forces of a clamped beam under horizontal single force

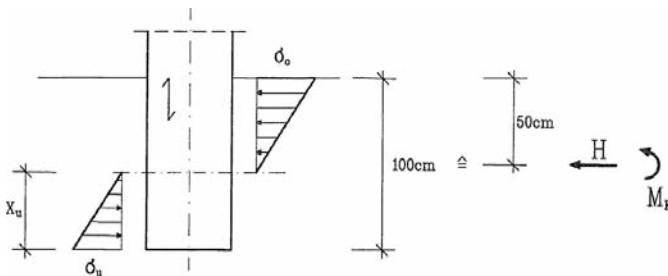


Bild 2. Druckspannungsverteilung im Einspannbereich. Es werden nur Spannungen rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes für die Lastabtragung angesetzt

Fig. 2. Distribution of stresses in clamped region. Only stresses orthogonal to fibre direction are applied for load carrying behaviour

dargestellte vereinfachte Druckspannungsverteilung angesetzt, so dass sich die in Bild 1 auch im Einspannbereich eingezeichneten Schnittgrößen im Balken ergeben. Diese Spannungsverteilung liegt gegenüber den Ansätzen mit konstanten Spannungsblöcken nach [6] auf der sicheren Seite und ist für ein Verhältnis von Einspanntiefe zu Balkenhöhe von 2,0 hinreichend genau.

Die Tragfähigkeitsnachweise werden zunächst nach der alten DIN 1052 auf Gebrauchslastniveau für eine Einzelkraft $H = 10,0 \text{ kN}$ (charakteristische Last) als Hauptlastfall für Brettschichtholz BS11 oder BS14 geführt. Für die im mechanischen Modell angesetzte lineare Spannungsverteilung im Einspannbereich ergibt sich, wie nach der technischen Biegetheorie bekannt, mit $M_E = 10,0 \cdot (4,75 + 0,50) = 52,50 \text{ kNm}$:

$$\begin{aligned} \text{Druckspannung am oberen Rand der Einspannung} \\ \sigma_o &= (10,00 / (20 \cdot 100)) + 52,50 \cdot 10^2 / (20 \cdot 100^2 / 6) \cdot 10 \\ &= 0,050 + 1,575 = 1,625 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq \text{zul } \sigma_{D\perp} = 2,5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Druckspannung am unteren Rand der Einspannung} \\ \sigma_u &= -0,050 + 1,575 = 1,525 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 0,80 \cdot \text{zul } \sigma_{D\perp} = 2,0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bei den verwendeten zulässigen Spannungen wurden die Werte angesetzt, bei denen nicht mit größeren Eindrückungen zu rechnen ist.

Aus der angesetzten Spannungsverteilung folgt weiter für den rechnerisch gedrückten unteren Einspannbereich nach Bild 1

$$x_u = 0,1525 / (1,1525 + 0,1625) \cdot 100 = 48,41 \text{ cm.}$$

Die größte Querkraft im Einspannbereich des Balkens ergibt sich dann zu

$$\max Q = 0,5 \cdot 48,41 \cdot 20 \cdot 0,1525 = 73,83 \text{ kN.}$$

Die größte Schubspannung aus Querkraft folgt damit zu:

$$\begin{aligned} \tau_Q &= (1,5 \cdot 73,83 / (20 \cdot 50)) \cdot 10 = 1,107 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq \text{zul } \tau_Q = 1,2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die Biegespannungen im Brettschichtholzbalken steigen im Einspannbereich nur unwesentlich weiter an; sie werden hier nicht betrachtet.

Der größte Ausnutzungsgrad im Lastfall H ergibt sich infolge der Schubspannungen aus Querkraft und beträgt 0,918. Allein aus den Druckspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes ergäbe sich als größter Ausnutzungsgrad 0,762.

Im Folgenden wird versucht, den Einspannbereich nach der neuen DIN 1052 [1] unter Beibehaltung desselben mechanischen Modells nachzuweisen.

Für die Nachweise auf Bemessungsniveau wird vereinfachend ein Lasterhöhungsbeiwert von $\gamma_{F,\text{mittel}} = 1,40$ angesetzt. Als Brettschichtholz wird GL24c zugrunde gelegt.

Die Spannungen im Einspannbereich auf Bemessungsniveau (Index d) entsprechen den $\gamma_{F,\text{mittel}}$ -fachen Spannungen und betragen:

$$\sigma_{od} = 1,625 \cdot 1,40 = 2,275 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ud} = 1,525 \cdot 1,40 = 2,135 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{vd} = 1,107 \cdot 1,40 = 1,550 \text{ N/mm}^2$$

Für Brettschichtholz GL24c (ehemals etwa BS11) sind als zugeordnete charakteristische Festigkeitskennwerte aus Tabelle F.9 der neuen DIN 1052 zu entnehmen:

$$f_{c,90,k} = 2,4 \text{ N/mm}^2 \text{ und } f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

Die Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten ergeben sich jeweils durch Multiplikation mit dem Modifikationsbeiwert nach Tabelle F.1 und durch Division mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M nach Tabelle 1 der neuen DIN 1052. Im Modifikationsbeiwert k_{mod} sollen die Einflüsse der Lasteinwirkungsdauer und der Umgebungsbedingungen berücksichtigt werden. Hier wird von Nutzungsklasse 1 (Innenraum) und mittlerer Lasteinwirkungsdauer ausgegangen. Tabelle 4 der neuen DIN 1052 weist den Einwirkungen nach DIN 1055 Lasteinwirkungsklassen zu. In den Erläuterungen zur neuen DIN 1052 [5] wird die auch in diesem Beitrag angesetzte Situation als sogenannter Standardbemessungsfall bezeichnet. Für $k_{\text{mod}} = 0,80$ und $\gamma_M = 1,3$ folgen als Bemessungswerte der Festigkeitseigenschaften somit:

– für den Bemessungswert der Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung des Brettschichtholzes
 $f_{c,90,d} = 0,80 \cdot 2,4/1,3 = 1,477 \text{ N/mm}^2$

– für den Bemessungswert der Schubfestigkeit des Brettschichtholzes
 $f_{v,d} = 0,80 \cdot 2,5/1,3 = 1,538 \text{ N/mm}^2$

Während der Schubspannungsnachweis gerade noch gelingt, sind die Druckspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung viel zu hoch. Die Angaben im auch hier zitierten Abschnitt der neuen DIN 1052 erlauben keine Zuordnung zu den geregelten Fällen nach dem dortigen Bild 19.

Der rechnerische „Ausnutzungsgrad“ beträgt nach neuer Norm ca.

$$\sigma_{c,90,d}/f_{c,90,d} = 0,2275/0,1477 = 1,54.$$

Es ergäbe sich auch keine wesentliche Erleichterung, wenn anstelle einer linearen Druckspannungsverteilung im Einspannbereich vereinfachend mit konstanten Spannungsblöcken gerechnet würde. Der Abstand ℓ_1 dieser Spannungsblöcke wäre immer kleiner als $2 h$, so dass für $k_{c,90}$ immer nur mit 1,0 gerechnet werden könnte. Die Bestimmung von A_{ef} böte Diskussionsstoff. Rechnerisch wäre für die Aufnahme des Moments im Einspannbereich mit einem Hebelarm von $2/3$ der Einspanntiefe eine wirksame Querdruckfläche A_{ef} von ca. 750 cm^2 erforderlich (bei einem Achsabstand der Spannungsblöcke von ca. 68 cm eine wenig befriedigende Situation).

Untersuchungen von *Heimeshoff* und *Eglinger* [6] haben unter den hier angesetzten Randbedingungen für Brettschichtholz der Gütekategorie I (etwa BS14) eine zulässige Horizontalkraft von $H = 20,0 \text{ kN}$ ergeben. Aus den obigen Vergleichsrechnungen nach alter Norm ergäbe sich aus den Pressungen rechtwinklig zur Faser etwa eine zulässige Horizontalkraft am Stützenkopf von $H = 13 \text{ kN}$. Auf Gebrauchslastniveau würde man nach neuer Norm nur mehr eine vergleichbare Kraft von ca. $6,5 \text{ kN}$ erhalten.

2.2 Brettschichtholzträger mit Einzellasten

In Bild 3 ist das statische System eines Einfeldträgers mit einer geringen, als ständig wirkend angenommenen Linienlast und mit drei Einzellasten aus ständigen Lasten und Verkehrslasten dargestellt. Es wird von einem Rechteckquerschnitt $b/h = 16 \text{ cm}/80 \text{ cm}$ aus Brettschichtholz BS14 und von Lastfall H (Hauptlast) nach der alten DIN 1052 ausgegangen.

Die eingetragenen Kraftgrößen sind charakteristische Einwirkungen. Die ständigen Lasten sind mit dem Index g, die aus veränderlichen Lasten resultierenden Lasten sind mit dem Index p gekennzeichnet.

Die Schnittgrößen unter den charakteristischen Lasten zeigt Bild 3 jeweils getrennt für die ständigen und die veränderlichen Einwirkungen für die linke Trägerhälfte.

In Bild 4 sind die Krafteinleitungsbereiche dargestellt, alle Einzelkräfte (F_i, A, B) sollen zentrisch über konstante Querdruckspannungen in das Brettschichtholz eingeleitet werden; rechtwinklig zur Zeichenebene wird hierfür die volle Balkenbreite von 16 cm angesetzt.

Die Tragfähigkeitsnachweise werden zunächst nach der alten DIN 1052 auf Gebrauchslastniveau für den Lastfall Hauptlast geführt. Die Bemessungsschnittgrößen ergeben sich als Summen der jeweiligen Schnittgrößen unter charakteristischen Lasten nach Bild 3.

Biegspannungsnachweis in Trägermitte:

$$\max M = (10,56 + 133,75) + 80,25 = 144,31 + 80,25 = 224,6 \text{ kNm}$$

$$\max \sigma_B = \max M/W = (224,6 \cdot 10^2/(16 \cdot 80^2/6)) \cdot 10 = 13,16 \text{ N/mm}^2 \leq \text{zul } \sigma_B = 14 \text{ N/mm}^2$$

Der rechnerische Ausnutzungsgrad für Biegung beträgt $\eta_{B,alt} = 0,940$.

Schubspannungsnachweis am Auflager:

Es wird zunächst versucht, den Nachweis mit dem Größtwert gleich der Auflagerkraft zu führen. Dieser Größtwert ergibt sich zu

$$\max Q = A = (6,50 + 75,00) + 45,00 = 81,50 + 45,00 = 126,5 \text{ kN}$$

$$\max \tau_Q = 1,5 \cdot \max Q/A = 1,5 \cdot (126,5/(16 \cdot 80)) \cdot 10 = 1,482 \text{ N/mm}^2 > \text{zul } \tau_Q = 1,2 \text{ N/mm}^2.$$

Die rechnerische Spannungsüberschreitung von ca. 23 % wird nicht hingenommen. Da jedoch die Randbedingungen nach Abschnitt 8.2.1.2 der alten DIN 1052 wegen der Auflagerung am unteren Trägerrand und Lastangriff am oberen Trägerrand gegeben sind, wird die für den Nachweis maßgebende Querkraft reduziert. Nach der alten DIN 1052 darf der Nachweis im Abstand von $h/2$ vom Auflagerrand geführt werden. Der Querkraftanteil aus auflagernahen Einzellasten darf zusätzlich abgemindert werden. Als auflagernah nach der alten DIN 1052 gelten Einzellasten bis zu einem Abstand (a) von $2 h$ (a_0) von der Auflagermitte.

Im vorliegenden Fall ist die Einzelkraft F_1 für das linke Auflager als auflagernah anzusetzen.

Mit den Regelungen der alten DIN 1052, Teil 1, Abschnitt 8.2.1.2, ergibt sich als Querkraftanteil infolge der auflagernahen Einzellast F_1 ($a = 1,05 \text{ m}$, $a_0 = 2 \text{ h} = 1,60 \text{ m}$):

$$\text{red } Q_1 = a/a_0 \cdot F_1/L \cdot (L - a_0) = 1,05/1,60 \cdot 80,0/6,50 \cdot (6,50 - 1,60) = 39,58 \text{ kN}$$

Aus der Linienlast ergibt sich hier nur eine geringfügige Verringerung der Querkraft um $(0,30/2 + 0,80/2) \cdot 2,00 = 1,10 \text{ kN}$.

Insgesamt folgt für die maßgebende Querkraft

$$\text{red } Q = 6,50 - 1,10 + 39,58 + 80,0/2 + 80,0 \cdot 1,05/6,50 = 97,90 \text{ kN.}$$

Die letzten beiden Summanden sind die voll anzusetzenden Querkraftanteile der Einzelkräfte F_2 und F_3 .

Für den genaueren Schubspannungsnachweis kann jetzt geschrieben werden

$$\tau_Q = 1,5 \cdot \text{red } Q/A = 1,5 \cdot (97,90/(16 \cdot 80)) \cdot 10 = 1,147 \text{ N/mm}^2 \leq \text{zul } \tau_Q = 1,2 \text{ N/mm}^2.$$

Der rechnerische Ausnutzungsgrad für Querkraftschub beträgt $\eta_{Q,alt} = 0,956$.

Nachweise zur Krafteinleitung über Druckspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung:

Einleitung der Kraft F_1 am oberen Querschnittrand:

$$\sigma_{D\perp} = F_1/A_{\perp} = 80,00/(16 \cdot 20) \cdot 10 = 2,50 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq \text{zul } \sigma_{D\perp} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

(3,0, falls „größere Eindrückungen“ zugelassen werden).

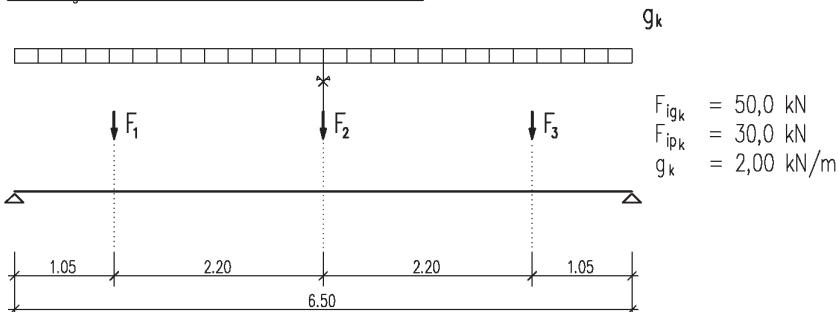
Einleitung der Auflagerkraft A am unteren Querschnittrand:

$$\sigma_{D\perp} = A/A_{\perp} = 126,5/(16 \cdot 30) \cdot 10 = 2,635 \text{ N/mm}^2$$

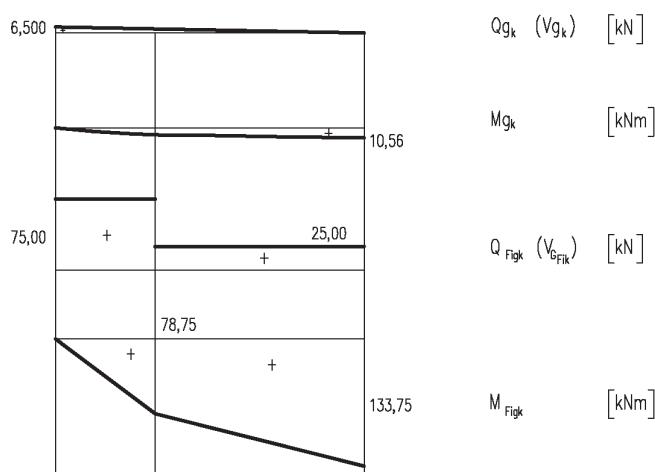
$$\leq \text{zul } \sigma_{D\perp} = 3,0 \text{ N/mm}^2,$$

mit „größere Eindrückungen“ ist zu rechnen.

Schnittgrößen unter charakteristischen Lasten



Schnittgrößen unter ständigen Einwirkungen



Schnittgrößen unter veränderlichen Einwirkungen

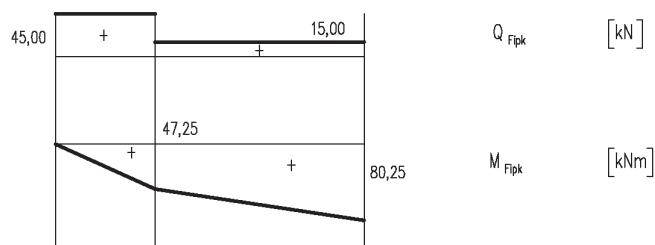


Bild 3. Statisches System, Einwirkungen und Schnittgrößen unter charakteristischen Lasten eines Einfeldträgers
Fig. 3. Static system, actions and internal forces under characteristic loading of a simply supported beam

Endgültiges Berechnungsbeispiel

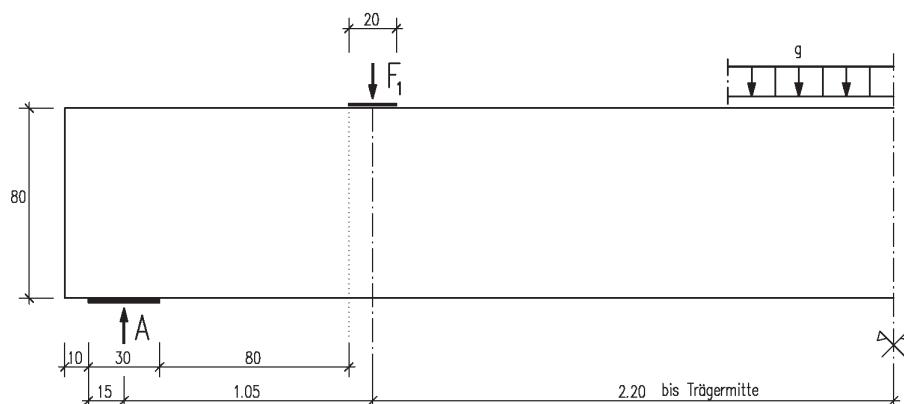


Bild 4. Situation der Krafeinleitung
Fig. 4. Situation of force transmission

Für den Fall, dass „größere Eindrückungen“ zugelassen werden, beträgt der rechnerische Ausnutzungsgrad für Querdruckspannungen $\eta_{D\perp,alt} = 0,878$.

Damit sind alle Nachweise der Standsicherheit nach der alten DIN 1052 erbracht. Der größte rechnerische Ausnutzungsgrad ergibt sich für den Schubspannungsnachweis mit $\eta_{Q,alt} = 0,956$, wobei in diesem Zusammenhang die Situation der Lasteinleitung an den Querschnittsrändern (unmittelbare Stützung) von Bedeutung ist.

Im Folgenden werden die Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach der neuen DIN 1052 geführt. Als Baustoff wird von Brettschichtholz GL28c ausgegangen.

Auch für dieses Beispiel wird der Modifikationsbeiwert $k_{mod} = 0,8$ unterstellt. Falls nur die ständigen Lasten betrachtet werden, ist mit einem Modifikationsbeiwert von $k_{mod} = 0,6$ zu rechnen. Lastfälle im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei alleiniger Wirkung der ständigen Lasten können bei hohen ständigen Einwirkungen bemessungsrelevant sein. Dieser Effekt wird hier beispielhaft nur für den Biegenachweis betrachtet.

Biegespannungsnachweis in Trägermitte:

Für ständige Last und Verkehrslasten ergibt sich für das Bemessungsbiegemoment in Trägermitte:

$$M_d = 1,35 \cdot (10,56 + 133,75) + 1,5 \cdot 80,25 = 194,8 + 120,4$$

$$= 315,2 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,d} = M_d/W = (315,2 \cdot 10^2/(16 \cdot 80^2/6)) \cdot 10 \\ = 18,47 \text{ N/mm}^2$$

Dieser Bemessungsspannung steht als Bemessungswiderstand gegenüber

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 0,80 \cdot 28,0 / 1,3 = 17,23 \text{ N/mm}^2.$$

Der rechnerische Ausnutzungsgrad für Biegung nach neuer DIN 1052 beträgt $\eta_{B,neu} = 1,072$.

Für ständige Lasten allein ergibt sich für das Biegemoment in Trägermitte:

$$M_d = 1,35 \cdot (10,56 + 133,75) = 194,8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,d} = M_d/W = (194,8 \cdot 10^2/(16 \cdot 80^2/6)) \cdot 10 \\ = 11,42 \text{ N/mm}^2$$

Dieser Bemessungsspannung steht als Bemessungswiderstand gegenüber

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 0,60 \cdot 28,0 / 1,3 = 12,92 \text{ N/mm}^2.$$

Der rechnerische Ausnutzungsgrad für Biegung unter ständigen Lasten nach neuer DIN 1052 beträgt $\eta_{B,neu} = 0,884$. Sogenannte quasi-ständige Verkehrslastanteile werden für die Grenzzustände der Tragfähigkeit nicht angesetzt.

Schubspannungsnachweis am Auflager:

Auch hier wird zunächst versucht, den Nachweis mit dem Größtwert der Auflagerkraft zu führen. Der entsprechende Bemessungswert ergibt sich zu

$$\max V_d = (6,50 + 75,00) \cdot 1,35 + 45,00 \cdot 1,5 = 110,0 + 67,50 \\ = 177,5 \text{ kN.}$$

Der Bemessungswert der Schubspannung ergibt sich zu

$$\max \tau_d = 1,5 \cdot \max V_d/A = 1,5 \cdot (177,5/(16 \cdot 80)) \cdot 10 \\ = 2,080 \text{ N/mm}^2.$$

Dieser Bemessungsspannung steht als Bemessungswiderstand gegenüber

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 0,80 \cdot 2,5 / 1,3 = 1,538 \text{ N/mm}^2.$$

Der rechnerische Ausnutzungsgrad für vollen Querkraftschub würde nach neuer DIN 1052 $\eta_{maxV,neu} = 1,352$ betragen. Erwartungsgemäß gelingt der Schubspannungsnachweis auch hier für die volle Auflagerkraft nicht.

Auch nach neuer DIN 1052 darf für den Fall, dass der Träger am unteren Rand gelagert und am oberen Rand belastet wird, die rechnerische Querkraft reduziert werden. Die Detailregelungen unterscheiden sich geringfügig von den entsprechenden Regelungen der alten DIN 1052. Nach neuer DIN 1052 darf die Querkraft im Abstand der Trägerhöhe (ehemals halbe Trägerhöhe) angesetzt werden. Zusätzlich darf die Querkraft einer auflagernahen Einzellast (jetzt bis zu einem Abstand e bis 2,5 h) reduziert werden. Die reduzierte rechnerische Querkraft aus einer auflagernahen Einzellast wird nach neuer DIN 1052, dort Abschnitt 10.2.9 (3) vergleichbar den Regelungen des Stahlbetonbaus wie folgt ermittelt:

$$V_{red} = V \cdot e / (2,5 \cdot h)$$

(Die Reduzierung nach der alten DIN 1052 ist formal etwas anders geregelt, im Ergebnis aber vergleichbar.) Für das hier betrachtete Beispiel ist die Kraft F_1 für das linke Auflager als auflagernah anzusetzen.

Für die aus der linken Einzelkraft F_1 anzusetzende Querkraft ergibt sich

$$\text{red } V_{F1,d} = [(1,35 \cdot 50,0 + 1,5 \cdot 30,0) \cdot 5,45 / 6,50] \times \\ \times 1,05 / (2,5 \cdot 0,80) = 49,52 \text{ kN.}$$

Aus der Linienlast ergibt sich eine Verringerung der Bemessungsquerkraft um
 $(0,30/2 + 0,80) \cdot 1,35 \cdot 2,00 = 2,565 \text{ kN.}$

Die Querkraftanteile aus F_2 und F_3 bleiben unverändert, so dass sich für den reduzierten Bemessungswert folgende Querkraft ergibt:

$$\text{red } V_d = (1,35 \cdot 6,50 - 2,565) + 49,52 + \\ + (1,35 \cdot 50,0 + 1,5 \cdot 30,0) \cdot 1,05 / 6,50 + \\ + (1,35 \cdot 50,0 + 1,5 \cdot 30,0) / 2 = 130,1 \text{ kN}$$

Mit dieser Querkraft ergibt sich als Bemessungswert der Schubspannung

$$\tau_d = 1,5 \cdot \text{red } V_d / A = 1,5 \cdot (130,1 / (16 \cdot 80)) \cdot 10 \\ = 1,525 \text{ N/mm}^2.$$

Der rechnerische Ausnutzungsgrad für die reduzierte Querkraft würde nach neuer DIN 1052 $\eta_{redV,neu} = 0,991$ betragen.

Die bislang nach neuer DIN 1052 angeschriebenen Nachweise zeigen mit der alten Norm vergleichbare Ausnutzungsgrade, wenngleich die rechnerisch um ca. 14 % höhere Ausnutzung für die Biegespannungen nach neuer DIN 1052 bemerkenswert ist.

Jetzt werden die Druckspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes an den Lasteintragungspunkten betrachtet.

Einleitung der Kraft $F_{1d} = 1,35 \cdot 50,0 + 1,5 \cdot 30,0 = 112,5 \text{ kN}$ am oberen Querschnittrand:

Nach der neuen DIN 1052 wird anstelle der planmäßigen Kontaktfläche eine in Faserrichtung jeweils um 30 mm vergrößerte Fläche (A_{ef}) angesetzt.
 Mit $A_{ef} = 16 \cdot (3 + 20 + 3) = 416 \text{ cm}^2$ ergibt sich
 $\sigma_{c,90,d} = F_{1d}/A_{ef} = 112,5/416 \cdot 10 = 2,704 \text{ N/mm}^2$.

Der charakteristische Wert der Querdruckfestigkeit für GL28c beträgt $f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$.
 Daraus ergibt sich
 $f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot f_{c,90,k}/\gamma_M = 0,80 \cdot 2,7/1,3 = 1,662 \text{ N/mm}^2$.

Nach Abschnitt 10.2.4 der neuen DIN 1052 (siehe Zitat) ist die Länge ℓ_1 hier mit 80 cm deutlich kleiner als 2 h, so dass $k_{c,90}$ gleich 1,0 zu setzen ist.

Der rechnerische Ausnutzungsgrad für Querdruckspannungen am oberen Krafteinleitungspunkt beträgt nach Gl. (47) der neuen DIN 1052
 $\eta_{D\perp,\text{neu}} = 2,704/1,662 = 1,627$.

Für die Einleitung der Auflagerkraft am unteren Trägerrand ergibt sich streng analog:
 $A_{ef} = 16 \cdot (3 + 30 + 3) = 576 \text{ cm}^2$
 $\sigma_{c,90,d} = A_d/A_{ef} = 177,5/576 \cdot 10 = 3,082 \text{ N/mm}^2$

Der rechnerische Ausnutzungsgrad nach der neuen DIN 1052 beträgt hier

$$\eta_{D,\text{neu}} = 3,082/1,662 = 1,854.$$

In beiden Fällen konnte nach der alten DIN 1052 der Nachweis der Querdruckspannungen mit rechnerischen Ausnutzungsgraden deutlich unter 1,0 geführt werden. Die Berechnungen nach der neuen DIN 1052 legen hingegen die Ausführung von erheblichen Verstärkungen nahe.

Um den Nachweis der Querdruckspannungen am Auflager für konstante Druckspannungen führen zu können, wäre folgende effektive Fläche erforderlich:

$$\text{erf. } A_{ef} = 177,5/1,662 \cdot 10 = 1068 \text{ cm}^2$$

Anstelle der in Bild 4 eingezeichneten 30 cm langen Stahlplatte in Faserrichtung wäre eine rechnerische Länge in Faserrichtung von ca. 61 cm erforderlich – unter den geplanten übrigen Bauteilabmessungen eine konstruktiv schwierige und unbefriedigende Verstärkung.

Erste Erfahrungen besonders bei der Prüfung von Standsicherheitsnachweisen nach der neuen DIN 1052 lassen in der Praxis folgendes Vorgehen erkennen:

Die Biege- und Schubbemessung erfolgt überwiegend EDV-gestützt, so wie im vorangegangenen Abschnitt ange- schrieben. Insbesondere werden bei den Schubspannungsnachweisen regelmäßig die nach Norm für Krafteinleitungen an den Querschnittsrändern erlaubten Querkraftreduzierungen automatisch berücksichtigt. Bei den weiteren Detailnachweisen zur Krafteinleitung von Einzelkräften werden dann erhebliche Überbeanspruchungen aus Querdruck festgestellt. Eine Vergrößerung der Krafteinleitungs- flächen ist häufig nicht erwünscht und oft auch schwer realisierbar. Als Folge wird eine scheinbar sehr elegante örtliche Verstärkung der Auflagerbereiche mit Hilfe von rechtwinklig zur Faserrichtung eingebauten Verbindungs- mitteln (Holzbauschrauben) und Stahlplatten zwischen den

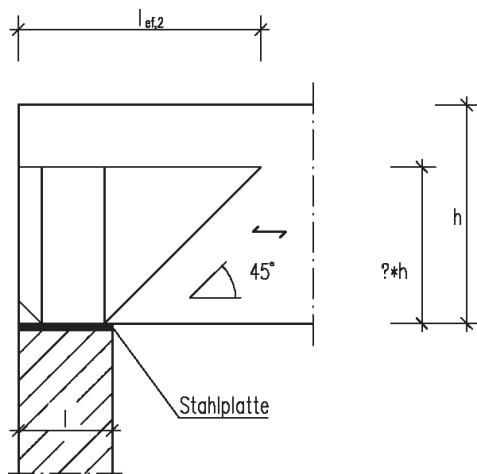


Bild 5. Prinzip einer Auflagerverstärkung durch rechtwinklig zur Faser angeordnete Holzschrauben und Stahlplatten
 Fig. 5. Principle of support strengthening by orthogonally directed timber screws and steel plates

Bauteilen geplant. Mit derartigen Verstärkungen soll die Fläche der maßgebenden Querdruckspannungen mittels Lastausbreitung vom Rand des Trägers ins Trägerinnere verlegt werden. Die Hersteller dieser Verbindungsmitte bieten auch für die Bemessung der Krafteinleitungspunkte Bemessungsprogramme an. Bild 5 zeigt das Prinzip eines verstärkten Endauflagers und wurde bezüglich der dargestellten geometrischen Verhältnisse aus den „Bemessungsvorschlägen“ eines namhaften Schraubenherstellers übernommen. An dieser Stelle liegt vielleicht die Frage nahe, bis zu welcher Tiefe eine sinnvolle Lastausbreitung angenommen werden kann, ohne dass damit ein Querzugproblem erzeugt wird. Im Rahmen dieses Beitrags sollen Querdruckverstärkung selbst jedoch nicht weiter betrachtet werden.

Allerdings ist an dieser Stelle zwingend darauf hinzuweisen, dass bei Ausbildung von Querdruckverstärkungen, bei denen Teile der Einwirkungen ins Trägerinnere geführt werden, jene Randbedingungen, welche eine Abminde- rung der rechnerischen Querkraft erlauben, entfallen. Der Querkraftnachweis ist dann jeweils mit den vollen rechne- rischen Werten zu führen. Auf das hier betrachtete Zah- lenbeispiel bezogen ist dann der Schubspannungsnach- weis mit der vollen Auflagerkraft A_d zu führen. Aus dem Schubspannungsnachweis für die volle rechnerische Auflagerkraft ergibt sich bei gleicher Trägerbreite jetzt eine er- forderliche Trägerhöhe von ca. 108 cm.

Beim Nachweis nach der alten DIN 1052 waren keine Verbindungsmitte rechtwinklig zur Faser an den Krafteinleitungs punkten erforderlich. Aufgrund der unmittelbaren Krafteinleitung war eine Trägerhöhe von 80 cm ausrei- chend.

2.3 Berechnung einer Holzbalkendecke

Für eine Vergleichsbetrachtung nach alter und neuer DIN 1052 wird für die Holzbalken das statische System eines Einfeldträgers betrachtet (s. Bild 6). Die Stützweite ℓ wird variabel gehalten. Der Trägerabstand a wird für übliche Beplankungen mit 62,5 cm angenommen. Belastet wird

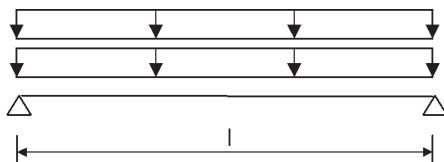


Bild 6. Statisches System der Holzbalkendecke
Fig. 6. Static system of the timber beam ceiling

die Holzbalkendecke durch ihr Eigengewicht g und eine Nutzlast q .

Der Aufbau einer typischen Holzbalkendecke nach [7] ist in Bild 7 dargestellt. Dabei handelt es sich um eine relativ schwere Konstruktion, deren Tritt- und Luftschallmaße +8 dB bzw. +26 dB betragen und die gleichzeitig die Kriterien für die Feuerwiderstandsdauer F30 erfüllt. Das Flächengewicht beträgt etwa 200 kg/m², so dass das Eigengewicht des Holzträgers eine untergeordnete Rolle spielt und damit bei der weiteren Berechnung vernachlässigt werden kann.

Die Nutzlast wird einheitlich nach DIN 1055-3 [8] bestimmt. Als Nutzung werden Wohn- und Aufenthaltsräume angenommen, so dass die Holzbalkendecke der Kategorie A3 (ohne ausreichende Querverteilung) zuzuordnen ist. Ein Zuschlag für leichte Trennwände wird nicht berücksichtigt. Je Holzträger ergeben sich damit folgende Lastannahmen:

– ständige Einwirkungen:

Deckenkonstruktion nach Bild 4

$$g_k = 2,0 \cdot 0,625 = 1,25 \text{ kN/m}$$

– veränderliche Einwirkungen:

Nutzlast nach Kategorie A3

$$q_k = 2,0 \cdot 0,625 = 1,25 \text{ kN/m}$$

quasi-ständiger Kombinationsbeiwert

$$\psi_2 = 0,3$$

Um die Ergebnisse auf der Basis von ähnlichen Holzgüten vergleichen zu können, werden die Güteklass „C24“ nach neuer DIN 1052 und die Güteklass „S10“ nach alter DIN 1052 verwendet. Die Umrechnung der charakteristischen

Biegefestigkeit $f_{m,k}$ nach neuer DIN 1052 in die zulässigen Biegespannungen zul σ_B nach alter DIN 1052 können wie folgt abgeschätzt werden, wobei dieselben Nutzungsverhältnisse angenommen werden:

$$\begin{aligned} \text{zul } \sigma_B &\approx k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M \cdot \gamma_{F,\text{mittel}}} \\ &= 0,8 \cdot \frac{24}{1,3 \cdot 1,45} = 10,2 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Im Folgenden werden nur die erforderlichen Bauteilnachweise für den Holzträger selbst geführt. Nachweise der Auflagerpressung oder der Verbindungsmitte sind nicht Gegenstand der Untersuchung. Eventuell vorhandene Querschnittsschwächungen werden nicht berücksichtigt.

2.3.1 Nachweise nach alter DIN 1052

Nach alter DIN 1052 [3] sind für übliche Holzbalkendecken insgesamt drei Nachweise zur Sicherstellung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erforderlich. Unter der Annahme, dass die Trägerabmessungen das Eigengewicht nur unwesentlich verändern, ergibt sich bei einer festen Balkenbreite b für alle Nachweise ein linearer Zusammenhang zwischen der Stützweite ℓ und der erforderlichen Trägerhöhe h . Die Trägerbreite geht jeweils nicht-linear in die Nachweise ein. Bei den hier ausgewerteten Formeln sind die Abmessungen b , h und ℓ jeweils in m anzuschreiben.

Biegespannungsnachweis:

$$h_{\text{erf}} \geq \sqrt{\frac{(g_k + q_k)}{\frac{8}{b} \cdot \text{zul } \sigma_B}} \cdot \ell = 0,0137 \cdot \frac{\ell}{\sqrt{b}}$$

Schubspannungsnachweis:

$$h_{\text{erf}} \geq \frac{1,5 \cdot (g_k + q_k)}{\frac{2}{b \cdot \text{zul } \tau}} \cdot \ell = 0,00208 \cdot \frac{\ell}{b}$$

- 1 Fertigparkett 10 mm
- 2 Holzspanplatten 25 mm
- 3 Mineralfaserplatten 30 mm
- 4 Betonplatten 40 mm, 30 x 30 cm
- 5 Filz
- 6 Holzspanplatten 38 mm
- 7 Brettschichtträger

- 8 Variante: Balken Vollholz
(7 + 8 nach statischer Bemessung)
- 9 Mineralwolle 60 mm
- 10 Federbügel
- 11 Querlatten 24/48 mm
- 12 Gipskartonplatten GKF, 12,5 mm

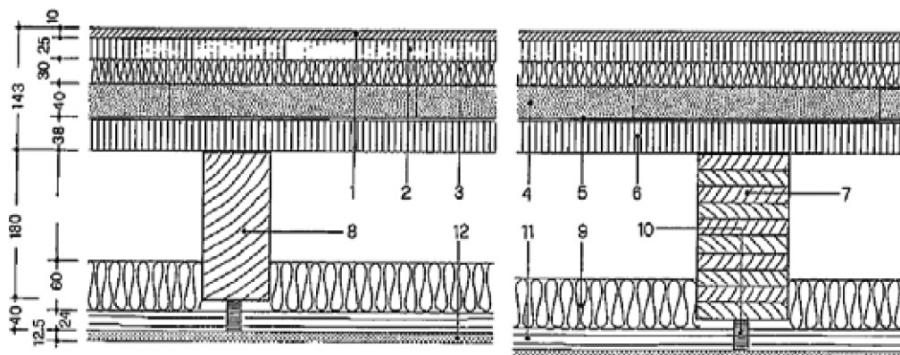


Bild 7. Konstruktion einer Holzbalkendecke mit F30 nach [7]
Fig. 7. Construction of a timber beam ceiling with fire-resistance grading F30 due to [7]

Durchbiegungsnachweis:

$$h_{\text{erf}} \geq \sqrt[3]{\frac{5 \cdot (g_k + q_k) \cdot 300}{384 \cdot \frac{b}{12} \cdot E_{\parallel}}} \cdot \ell = 0,0227 \cdot \frac{\ell}{\sqrt[3]{b}}$$

Für eine Trägerbreite von $b = 12 \text{ cm}$ sind in Bild 8 beispielhaft die erforderlichen Trägerhöhen in Abhängigkeit der Stützweite dargestellt.

Für alle üblichen Stützweiten wird bei Holzbalkendecken der Durchbiegungsnachweis maßgebend. Die Nachweise der Tragfähigkeit für Biegung und Schub erfordern hingegen kleinere Querschnittsabmessungen.

2.3.2 Nachweise nach neuer DIN 1052

Nach neuer DIN 1052 [1] sind insgesamt sechs Nachweise zur Sicherstellung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erforderlich. Unter der Annahme, dass die Trägerabmessungen das Eigengewicht nur unwesentlich verändern, ergibt sich bei einer festen Balkenbreite b für alle Nachweise mit Ausnahme des Schwingungsnachweises ein linearer Zusammenhang zwischen der Stützweite ℓ und der erforderlichen Trägerhöhe h . Lediglich der Schwingungsnachweis weist eine überproportionale Zunahme der Trägerhöhe mit steigender Stützweite auf. Die Trägerbreite geht jeweils nichtlinear in die Nachweise ein. Bei den hier ausgewerteten Formeln sind die Abmessungen b , h und ℓ jeweils in m anzuschreiben.

Biegespannungsnachweis:

$$h_{\text{erf}} \geq \sqrt[3]{\frac{(1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k)}{\frac{8}{b} \cdot f_{m,y,d}}} \cdot \ell = 0,0134 \frac{\ell}{\sqrt[3]{b}}$$

Schubspannungsnachweis:

$$h_{\text{erf}} \geq \frac{1,5 \cdot (1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k)}{b \cdot f_{v,d}} \cdot \ell = 0,00217 \frac{\ell}{b}$$

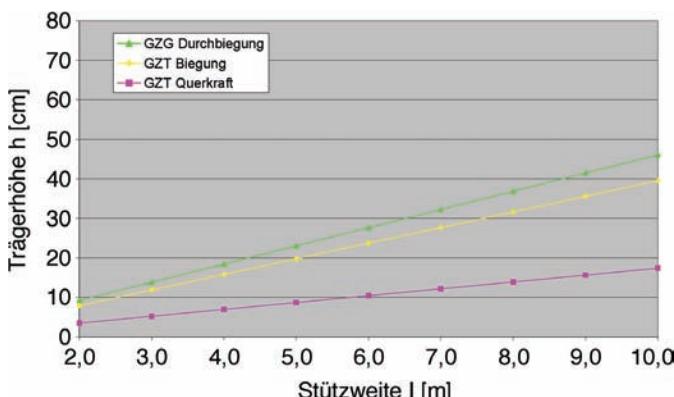


Bild 8. Erforderliche Trägerhöhen für $b = 12 \text{ cm}$ nach alter DIN 1052 [3]

Fig. 8. Required construction height for $b = 12 \text{ cm}$ due to previous German code DIN 1052 [3]

Durchbiegungsnachweis $w_{Q,\text{inst}} \leq \ell/300$:

$$h_{\text{erf}} \geq \sqrt[3]{\frac{5 \cdot q_k \cdot 300}{384 \cdot \frac{b}{12} \cdot E_{0,\text{mean}}}} \cdot \ell = 0,0175 \cdot \frac{\ell}{\sqrt[3]{b}}$$

Durchbiegungsnachweis $w_{\text{fin}} - w_{G,\text{inst}} \leq \ell/200$:

$$\begin{aligned} h_{\text{erf}} &\geq \sqrt[3]{\frac{5 \cdot (g_k \cdot k_{\text{def}} + q_k \cdot [1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}]) \cdot 200}{384 \cdot \frac{b}{12} \cdot E_{0,\text{mean}}}} \cdot \ell \\ &= 0,0185 \cdot \frac{\ell}{\sqrt[3]{b}} \end{aligned}$$

Durchbiegungsnachweis $w_{\text{fin}} - w_0 \leq \ell/200$:

$$\begin{aligned} h_{\text{erf}} &\geq \sqrt[3]{\frac{5 \cdot (g_k \cdot [1 + k_{\text{def}}] + q_k \cdot \psi_2 \cdot [1 + k_{\text{def}}]) \cdot 200}{384 \cdot \frac{b}{12} \cdot E_{0,\text{mean}}}} \cdot \ell \\ &= 0,0195 \cdot \frac{\ell}{\sqrt[3]{b}} \end{aligned}$$

Schwingungsnachweis $w \leq 6 \text{ mm}$:

$$h_{\text{erf}} \geq \sqrt[3]{\frac{5 \cdot (g_k + q_k \cdot \psi_2)}{384 \cdot \frac{b}{12} \cdot E_{0,\text{mean}} \cdot 6 \cdot 10^{-3}}} \cdot \ell^{\frac{4}{3}} = 0,0157 \cdot \sqrt[3]{\frac{\ell^4}{b}}$$

Für eine Trägerbreite von $b = 12 \text{ cm}$ sind in Bild 9 beispielhaft die erforderlichen Trägerhöhen in Abhängigkeit der Stützweite dargestellt.

Für die üblichen Stützweiten wird bei Holzbalkendecken nun der Schwingungsnachweis maßgebend. Die Tragfähigkeits- und Verformungsnachweise erfordern hingegen wesentlich kleinere Querschnittsabmessungen. Erst bei Stützweiten $< 2,0 \text{ m}$ wird der Verformungsnachweis maßgebend. Derart geringe Stützweiten kommen jedoch in der Praxis selten vor.

2.3.3 Vergleich der Ergebnisse nach neuer und alter DIN 1052

In Bild 10 sind jeweils die erforderlichen Querschnittsabmessungen nach alter und neuer DIN 1052 für eine Trä-

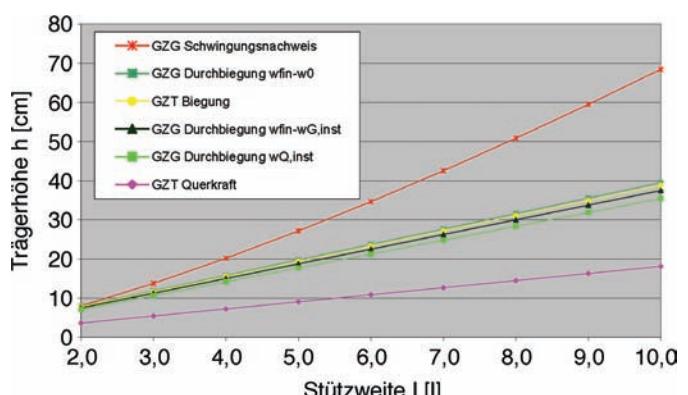


Bild 9. Erforderliche Trägerhöhen für $b = 12 \text{ cm}$ nach neuer DIN 1052 [1]

Fig. 9. Required construction height for $b = 12 \text{ cm}$ due to new German code DIN 1052 [1]

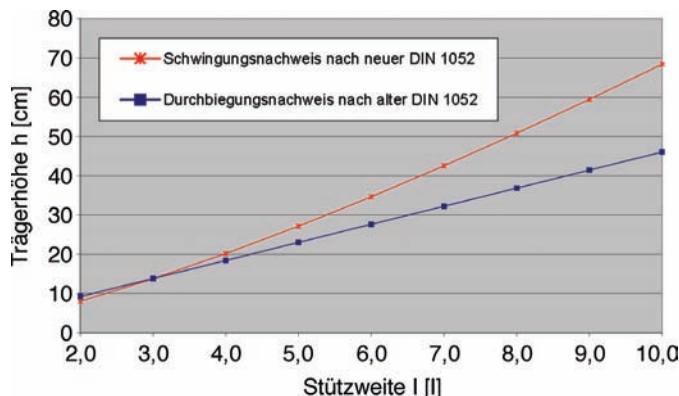


Bild 10. Erforderliche Trägerhöhen für $b = 12 \text{ cm}$ nach alter und neuer DIN 1052

Fig. 10. Required construction height for $b = 12 \text{ cm}$ due to previous and new German code DIN 1052

gerbreite von 12 cm gegenübergestellt. Dargestellt ist jeweils nur der für die Bemessung maßgebende Nachweis.

Die Gegenüberstellung zeigt, dass der Schwingungsnachweis nach neuer DIN 1052 [1] die erforderlichen Querschnittsabmessungen bestimmt und gerade bei größeren Stützweiten die nach alter DIN 1052 [3] erforderlichen Trägerhöhen deutlich vergrößert. Dies liegt im Wesentlichen an der strengen Forderung nach einer Beschränkung der Eigenfrequenz von Holzbalkendecken auf über 7,2 Hz, ohne jedoch die i. Allg. hohen Dämpfungseigenschaften derartiger Konstruktionen zu berücksichtigen.

3 Schlussbemerkungen

Generell steigert die Anwendung des neuen Sicherheitskonzepts den Aufwand bei der Tragwerksplanung erheblich. Diese Aussage gilt allgemein für alle Baustoffe. Im Holzbau gilt dies nach Ansicht der Verfasser jedoch in besonderem Maße. Neben sehr umfangreichen, gegenüber der Vorgängernorm vielfach stark geänderten Nachweisen trägt besonders die Berücksichtigung des lastabhängigen Beiwerts k_{mod} auf der Materialseite zum gestiegenen Aufwand bei.

Die hier ausgewählten Beispielrechnungen haben gezeigt, dass auch seit vielen Jahren bewährte Konstruktionen bei Anwendung der neuen Bemessungsnorm nur bei erheblichen Verstärkungen nachzuweisen sind. Aus technischer Sicht scheinen Verstärkungen hier jedoch oftmals nicht erforderlich.

Für die dargestellten Beispiele mit Querdruckspannungen gibt es nach Ansicht der Verfasser dieses Beitrags im Wesentlichen zwei Gründe für technisch nicht begrün-

dete Unstimmigkeiten. Zum einen sind bei den Druckbeanspruchungen charakteristische Festigkeiten genormt, die sehr klein gewählt wurden (vermutlich um eventuelle Probleme der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen). Zum anderen sind in Abschnitt 10.2.4 der neuen DIN 1052, welcher den Grenzzustand der Tragfähigkeit regelt, sehr spezielle Randbedingungen enthalten, die sich aber häufig nicht auf andere mechanische Modelle übertragen lassen. Querdruckverstärkungen, die einen Teil der Auflagerkräfte ins Trägerinnere leiten, führen dazu, dass beim Schubspannungsnachweis keine Querkraftabminderungen angesetzt werden dürfen.

Anforderungen aus dem Schwingungsnachweis von Holzbalkendecken der neuen DIN 1052 führen häufig zu deutlich größeren Querschnittsabmessungen gegenüber einer Bemessung nach der Vorgängernorm. Auch wenn es sich hier formal um eine Empfehlung handelt, können sich für den Tragwerksplaner bei Nichteinhaltung der Normenregelung schwer abzuschätzende Haftungsrisiken ergeben. Nach Ansicht der Verfasser dürfte es nicht genügen, allein in der statischen Berechnung hierauf hinzuweisen. Der Bauherr ist im Streitfall sicher Laie und musste diesen Hinweis so wenig zur Kenntnis genommen haben wie die übrigen Seiten der statischen Berechnung.

Literatur

- [1] DIN 1052: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, Beuth Verlag, Dezember 2008.
- [2] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, Beuth Verlag, März 2001.
- [3] DIN 1052: Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung, Beuth Verlag, April 1988.
- [4] DIN 1052: Holzbauwerke, Teil 1: Berechnung und Ausführung, Änderung A1, Beuth Verlag, Oktober 1996.
- [5] Blaß, H. J., Ehlbeck, J., Kreuzinger, H., Steck, G.: Erläuterungen zu DIN 1052: 2004-08, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, DGfH (Hrsg.), 1. Auflage, 2004.
- [6] Heimeshoff, B., Eglinger, W.: Einspannung von Stützen aus Brettschichtholz durch Verguss in Betonfundamenten, Holzbau-Statik-Aktuell, Folge 7, Juli 1983.
- [7] Holzbauatlas, Centrale Marketinggesellschaft der deutschen Agrarwirtschaft mbH (Hrsg.), 1980.
- [8] DIN 1055-3: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Eigen- und Nutzlasten im Hochbau, Ausgabe März 2006.

Autoren dieses Beitrages:

Prof. Dr.-Ing. Rupert Kneidl, Prof. Dr.-Ing. Christian Seiler, Hochschule München, Fakultät Bauingenieurwesen, Karlstraße 6, 80333 München
kneidl@bau.hm.edu
seiler@bau.hm.edu

Zur Diskussion des Böenreaktionsfaktors G nach DIN 1055-4:2005

Mit Einführung der DIN 1055-4:2005 fand ein Paradigmenwechsel bei der Beschreibung der Windlasten statt. Das bisherige, deterministische Konzept zur Definition der Windeinwirkung wurde verlassen und durch ein auf stochastischen Überlegungen fußendes ersetzt. Für Konstruktionen und Bauwerke, die nicht schwingungsanfällig unter böigen Windeinwirkungen sind, ergeben sich daraus keine nennenswerten Änderungen bei der rechnerischen Untersuchung. Für die Analyse von schwingungsanfälligen Konstruktionen hat diese Neukonzeption tiefgreifende Konsequenzen. Die bekannte und einfach zu handhabende Ermittlung des Böenreaktionsfaktors auf Grundlage der Normen der achtziger und neunziger Jahre des vergangenen Jahrhunderts wurde durch ein komplexes, unübersichtliches und mit einfachen Ingenieurmethoden nicht mehr zu überprüfendes Berechnungsschema abgelöst. In diesem Beitrag wird dieses Schema diskutiert, und es wird ein einfaches Näherungsverfahren zur Ermittlung der Böenreaktion einer Konstruktion vorgeschlagen, welches, insbesondere vor dem Hintergrund der sonstigen Unschärfen und Unsicherheiten einer Berechnung, ausreichende Genauigkeit zeigt.

On the discussion of the gust reaction factor acc. DIN 1055-4:2005.

With the introduction of DIN 1055-4:2005 a change of paradigm concerning the description of wind loads took place. The previous concept, based on a deterministic view, was replaced by an approach using stochastic considerations. For constructions and buildings deemed to be not susceptible to gust action, no significant changes within the structural analysis arise. Enormous consequences, on the other hand, have to be faced when analyzing structures susceptible to gust action. The well known and easy to handle method for calculating the gust reaction factor using the standards of the 80th and 90th of the last century, was redeemed by a complex, partly confused calculation scheme which is not checkable with usual engineering tools. In the following paper this calculation scheme is discussed. Following to this discussion, a simplified method for calculating the gust reaction factor is presented. The accuracy of this method lies, having the usual uncertainties and deficits of structural analyses in mind, in an acceptable range.

1 Einleitung

Mit der bauaufsichtlichen Einführung der DIN 1055-4:2005 „Einwirkungen auf Tragwerke – Windlasten“ [1] zum 01. 01. 2007 wurde das bisherige Konzept zur Untersuchung böenerregter Schwingungen von Bauwerken, welches sich im wesentlichen auf eine Beurteilung anhand der ersten

Eigenfrequenz der Konstruktion beschränkte, exemplarisch sei hier auf das aus der DIN 1055-4:1986 [2] entnommene Abgrenzungskriterium zwischen schwingungsanfälligen und nicht schwingungsanfälligen Konstruktionen (Bild 1) verwiesen, durch einen Ansatz zur Beschreibung der Windeinwirkung auf stochastischer Basis abgelöst. Damit einhergehend wurde der Aufwand zur zutreffenden Berechnung des Böenreaktionsfaktors – G nach DIN 1005-4:2005 [1], φ nach den älteren Normen DIN 4131:1991 [3] und DIN 4133:1991[4] – deutlich vergrößert. Dieser Systemwechsel hat zur Folge, dass sich der Rechengang zur Ermittlung der Böenreaktion des Bauwerks jeglicher Plausibilitätskontrolle entzieht. Bemerkenswert ist in diesem Zusammenhang, dass die DIN 1055-4:2005 [1] ebenfalls ein einfaches Abgrenzungskriterium zur Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit, welches durch die Eigengewichtsdeformationsordinate x_s implizit auf die erste Eigenfrequenz der Konstruktion bezogen ist Gl. (1), angibt.

$$\frac{x_s}{h} \leq \frac{\Lambda}{\left(\sqrt{\frac{h_{ref}}{h} \cdot \frac{h+b}{b}} + 0,125 \cdot \sqrt{\frac{h}{h_{ref}}} \right)^2} \quad (1)$$

mit

h_{ref} 25 m

x_s Kopfpunktverschiebung der Konstruktion unter Eigenlast in Windrichtung wirkend angenommen

Λ logarithmisches Dämpfungsdekkrement

b Breite der Konstruktion

h Höhe der Konstruktion

Für dieses Kriterium verlässt die DIN 1055-4:2005 [1] also auch die stochastische Formulierung, und es wird versucht, die Böenreaktion durch einen deterministischen Ansatz abzubilden.

2 Böenreaktionsfaktoren G und φ

Die wesentlichen Unterschiede in der Ermittlung des Böenreaktionsfaktors nach den Regelungen der älteren Normen DIN 4131:1991 [3], DIN 4133:1991 [4] und DIN 1056:1984 [5] sowie nach den Vorschriften der DIN 1055-4:2001 [1] sind in Bild 2 zusammengefasst. War es beim bisherigen Regelungsstand möglich, den Böenreaktionsfaktor φ allein als Funktion der Eigenschwingdauer T und des logarithmischen Dämpfungsdekkrements Λ nach Gl. (2) zu ermitteln,

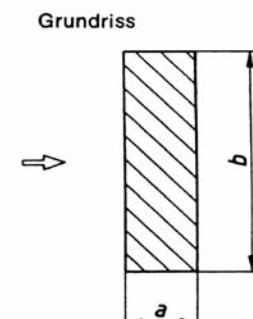
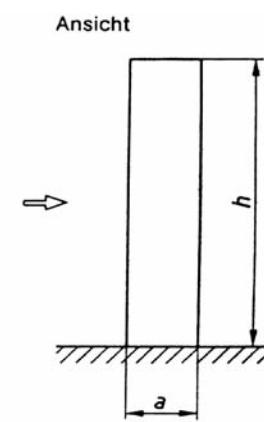
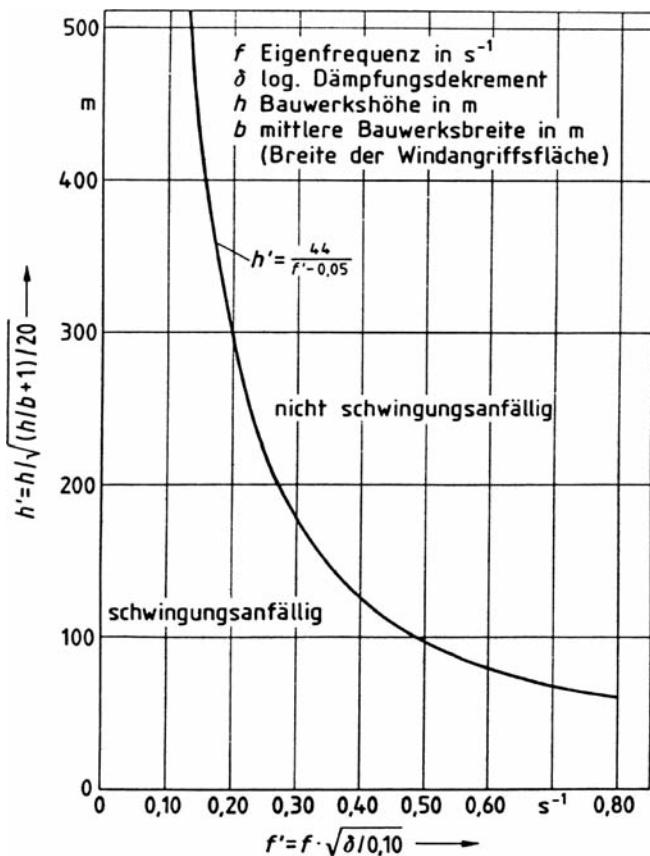


Bild 1. Abgrenzungskriterium zwischen schwingungsanfälligen und nicht schwingungsanfälligen Konstruktionen nach DIN 1055-4:1986

Fig. 1. Delimitation criteria for structures being susceptible or being not susceptible to gust action acc. DIN 1055-4:1986

Bisherige Regelungen	Aktuelle Regelungen
<u>Nicht schwingungsanfällige Bauwerke:</u> DIN 1055-4:1986 Einwirkungen auf Tragwerke – Windlasten <u>Schwingungsanfällige Bauwerke:</u> Böenreaktionsfaktor $\varphi = 1 + (0,042 \cdot T - 0,0019 \cdot T^2) \cdot \Lambda^{-0,63}$ T Eigenschwingdauer Λ logarithmisches Dämpfungsdecrement DIN 4133:1991 Schornsteine aus Stahl DIN 4131:1991 Antennentragwerke aus Stahl DIN 1056:1984 Freistehende Schornsteine in Massivbauart	DIN 1055-4:2005 Einwirkungen auf Tragwerke – Windlasten Ermittlung des Böenreaktionsfaktors G auf Grundlage stochastischer Überlegungen $S_y(\Omega) = H(i\Omega) ^2 \cdot S_{qw}(\Omega)$ $S_y(\Omega)$ Spektrum der Antwortfunktion $S_w(\Omega)$ Spektrum der Erregerfunktion $H(i\Omega)$ komplexe Übertragungsfunktion Ω Frequenz der Anregung

Bild 2. Berechnung der Böenreaktionsfaktoren für Bauwerke
Fig. 2. Calculation scheme for gust reaction factors of buildings

so stellt die jetzt anzuwendende Berechnungsvorschrift zur Bestimmung von G auf die Auswertung der Spektralgleichung (3) ab.

$$\varphi = 1 + (0,042 \cdot T - 0,0019 \cdot T^2) \cdot \Lambda^{-0,63} \quad (2)$$

$$S_y(\Omega) = |H(i\Omega)|^2 \cdot S_{qw}(\Omega) \quad (3)$$

Das Bild 3 illustriert die Berechnung nach DIN 1055-4:2005. Ausgehend von der natürlichen Windströmung, re-

präsentiert durch die zeitlich und räumlich veränderliche Windgeschwindigkeit $v_w(t)$, wird mittels der aerodynamischen Übertragungsfunktion $H_a(\Omega)$ die spektrale Verteilung der resultierenden Windkräfte $P_w(\Omega)$ ermittelt. Diese führen, unter Beachtung der mechanischen Übertragungsfunktion $H(i\Omega)$, zur Strukturantwort $u(t)$. In der DIN 1055-4:2005 [1] sind diese Schritte im Anhang C in 16 Formeln in Verbindung mit fünf Diagrammen zusammengefasst. Da es sich bei diesen Gleichungen um eine durchaus abstrakte und wenig anschauliche Formulierung des

Zusammenhangs zwischen stochastischem Windprofil und Bauwerksantwort handelt, ist es praktisch nicht möglich, das Ergebnis hinsichtlich Plausibilität mit einfachen ingenieurmäßigen Methoden zu kontrollieren.

Ermittelt man die Böenreaktionsfaktoren für ein konkretes Beispiel sowohl nach DIN 1055-4:2005 [1] als auch nach DIN 4131:1991 [3] oder DIN 4133:1991 [4], so ergibt sich, in Abhängigkeit der Eigenfrequenz f des Bauwerks die in Bild 4 wiedergegebene Relation. Charakteristisch ist hierbei, dass für Eigenfrequenzen größer 2,0 Hz die Böenreaktionsfaktoren, unabhängig vom gewählten Verfahren, jeweils durch einen konstanten Wert angegeben werden können, und dass für Frequenzen kleiner 0,5 Hz der Gradient des Böenreaktionsfaktors φ gemäß DIN 4131:1991/DIN 4133:1991 steiler verläuft als jener für den Böenreaktionsfaktor G nach DIN 1055-4:2005. Ein weiteres Charakteristikum kann aus der Differenz der Böenreaktionsfaktoren im gesamten Frequenzbereich abgelesen werden. Bild 4 zeigt, dass bei der Ermittlung des Böenreaktionsfaktors nach DIN 1055-4:2005 die Geometrie des Bauwerks, hier exemplarisch die Breite b , einen durchaus wesentlichen Einfluss hat, während der Böenreaktionsfaktor nach

DIN 4131:1991/DIN 4133:1991 im Wesentlichen unabhängig von der Bauwerksgeometrie ist. Ursächlich hierfür ist die Tatsache, dass die Ermittlung des Böenreaktionsfaktors G nach DIN 1055-4:2005 korrektweise die räumliche Ausdehnung und die zeitliche Korrelation einer Böe mit ins Kalkül zieht. Somit ist es nachvollziehbar, dass bei größeren Bauwerksausdehnungen die Böenreaktion einen geringeren Anteil an der gesamten Reaktion der Konstruktion auf Windlasten hat.

Augenfällig in Bild 4 ist die Tatsache, dass die Böenreaktionsfaktoren nach DIN 1055-4:2005 und DIN 4131:1991/DIN 4133:1991 um ca. 50 % gespreizt sind. Der Grund hierfür ist nicht darin zu suchen, dass infolge des modernen Berechnungsansatzes die Schwingungsanfälligkeit einer Konstruktion zutreffender erfasst wird, sondern darin, dass sich die Berechnungsannahmen grundsätzlich unterscheiden. Wurde in der DIN 4131:1991/DIN 4133:1991 die Böenreaktion korrekt auf den Böenspitzenwert bezogen, so ist man bei der Formulierung nach DIN 1055-4:2005 davon abgewichen und bezieht die Böenreaktion auf den 10-Minuten-Mittelwert des 50-Jahres-Orkans. Durch die Berechnungsvorschrift der DIN 1055-4:2005 wird also nicht die

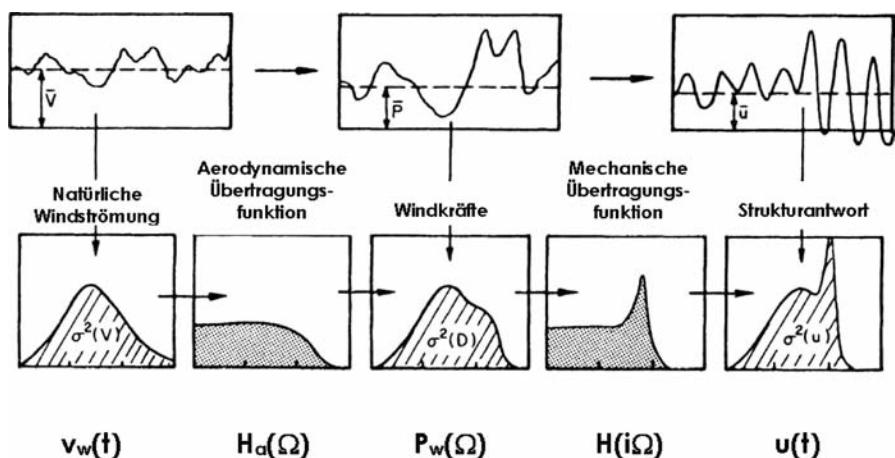


Bild 3. Dynamische Bauwerksantwort bei stochastischer Beschreibung der Windeinwirkung

Fig. 3. Dynamic response of structures using stochastic modeled wind action

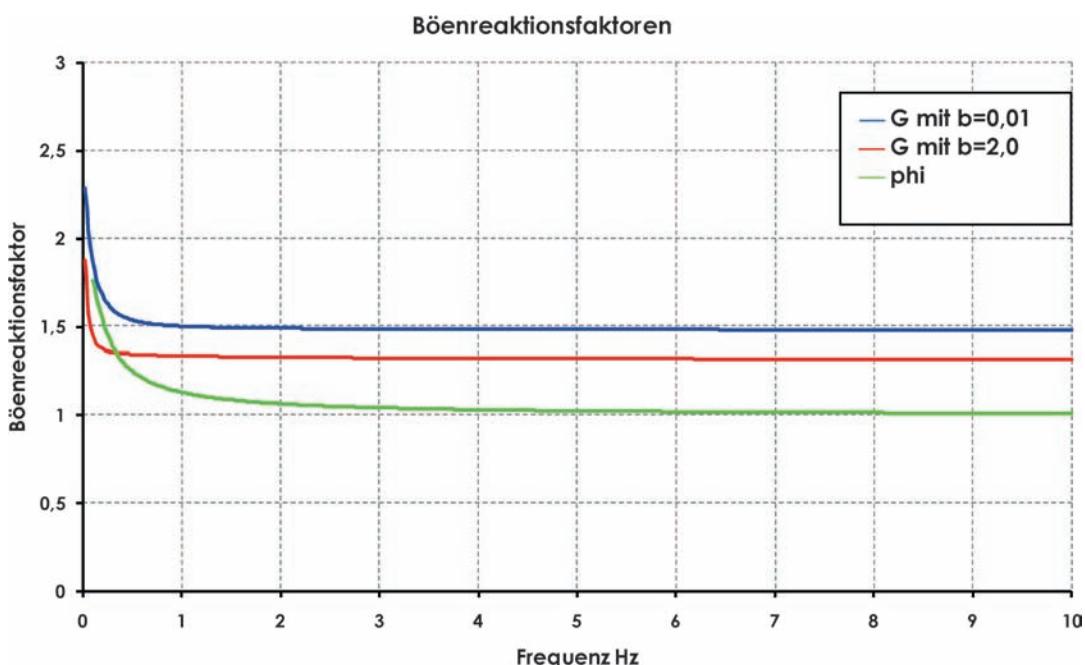


Bild 4. Böenreaktionsfaktoren nach DIN 1055-4:2005 „G“ und DIN 4131:1991/DIN 4133:1991 „ φ “
Fig. 4. Gust reaction factors acc. DIN 1055-4:2005 "G" and DIN 4131:1991/DIN 4133:1991 " φ "

Reaktion auf die Spitzenböe beschrieben, sondern es wird die kumulierte Überhöhung infolge Spitzenböe und dynamischer Bauwerksreaktion, bezogen auf den Mittelwert des maßgebenden Ereignisses, angegeben. Der Begriff Böenreaktion, wie er in der DIN 1055-4:2005 [1] verwendet wird, ist in diesem Zusammenhang teilweise irreführend, da ein Großteil der oben erläuterten Spreizung schlicht auf den erhöhten Staudruck beim Spitzenböenereignis zurückzuführen ist. Die dynamische Bauwerksreaktion hat, zumindest für Frequenzen größer 2,0 Hz, keinen nennenswerten Einfluss auf den Reaktionsfaktor. Die bisherige Formulierung in den Normen DIN 4131:1991 [3] und DIN 4133:1991 [4] war an dieser Stelle deutlich präziser und erlaubte es, anhand des Böenreaktionsfaktors eine Einschätzung dahingehend abzugeben, ob bei der Tragwerksantwort auf böige Windereignisse mit nennenswerten dynamischen Effekten zu rechnen ist.

3 Vorschlag für eine einfachere Ermittlung des Böenreaktionsfaktors

Der aus dem Bild 4 ableitbare Vergleich zwischen den Böenreaktionsfaktoren nach DIN 1055-4:2005 [1] und nach DIN 4131:1991 [3] bzw. DIN 4133:1991 [4] legt es nahe, dass der Böenreaktionsfaktor, mit für die Bemessung von Bauwerken ausreichender Genauigkeit, durch eine Gleichung des Typs:

$$G^* = [1 + (0,042 \cdot T - 0,0019 \cdot T^2) \cdot \Lambda^{-0,63}] \cdot \kappa_H \cdot \kappa_B \quad (4)$$

beschrieben werden kann. Dieser Vorschlag basiert auf:

- i) Bezug der Böenreaktion auf den Böengeschwindigkeitsdruck q nach DIN 1055-4:2005 [1] und nicht auf den, zur zeitlich gemittelten Windgeschwindigkeit gehörenden, Geschwindigkeitsdruck q_{ref}
- ii) einfacher, deterministisch bestimmbarer Frequenzabhängigkeit der Böenreaktion auf Basis der bisherigen Regelungen
- iii) ergänzender Berücksichtigung der Bauwerksgeometrie im Verhältnis zur Böengeometrie durch Korrekturfaktoren κ_H für die Bauwerkshöhe und κ_B für die Bauwerksbreite

Neben der deutlich einfacheren Handhabbarkeit hat dieser Vorschlag den Vorteil, dass durch den Bezug auf den Böengeschwindigkeitsdruck q (siehe i) die dynamische Überhöhung der Strukturantwort infolge des Windereignisses sofort erkennbar wird. Hinsichtlich der erforderlichen Genauigkeit zur Bestimmung der Korrekturfaktoren κ_H und κ_B ist eine sinnvolle Abwägung zwischen der Exaktheit in der Ermittlung der Windkraft und der in den meisten Fällen vorhandenen Unschärfe bei der Bestimmung des Kraftbeiwerts c_f für die jeweilige Konstruktion zu treffen.

Der weiter oben gemachte Vorschlag zur Ermittlung des Böenreaktionsfaktors G^* nach Gl. (4) wurde exemplarisch an zwei Gebäudetypen – $H_1 = 20 \text{ m}$; $H_2 = 300 \text{ m}$ –, Gebäudebreiten von $0,1xH$ bis $2,0xH$ sowie für folgende Kombinationen von Windzonen und Geländekategorie nach DIN 1055-4:2005 – Windzone 1/Geländekategorie IV; Windzone 4/Geländekategorie I – überprüft. Als Korrekturfaktoren κ_H und κ_B wurden dabei einfache Funktionen des Typs:

$$\kappa_H = 1 - \sqrt{\frac{h}{L_1}} \quad (5)$$

$$\kappa_B = 1 - \sqrt{\frac{b}{L_2}} \quad (6)$$

mit

h Höhe der Konstruktion

b Breite der Konstruktion

L_1, L_2 charakteristische Längen

verwendet. Die Ergebnisse, dargestellt als prozentuale Abweichung zwischen der Bemessungswindlast, berechnet mit G^* nach Gl. (4) und Bemessungswindlast nach Anhang C der DIN 1055-4:2005 [1], bezogen auf die letztere, ist in den Bildern 5 bis 8 dargestellt. Erwartungsgemäß wird die statische Ersatzlast für die Böenreaktion für Konstruktionen mit sehr niedrigen Eigenfrequenzen durch den Näherungsansatz zum Teil erheblich überschätzt. Ab einer Eigenfrequenz von ca. 1,0 Hz liegen die Abweichungen im einstelligen Prozentbereich, welche, vor dem Hintergrund

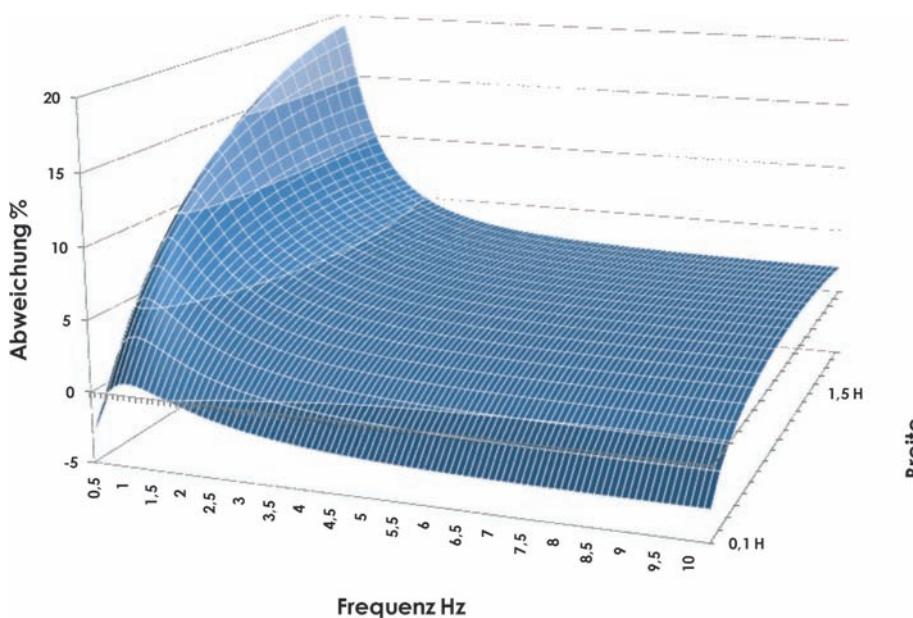


Bild 5. Prozentuale Abweichung der Windkraft; $H = 20 \text{ m}$. Windzone 1; Geländekategorie IV
Fig. 5. Deviation of wind force in percent; $H = 20 \text{ m}$. Wind zone 1; Terrain Category IV

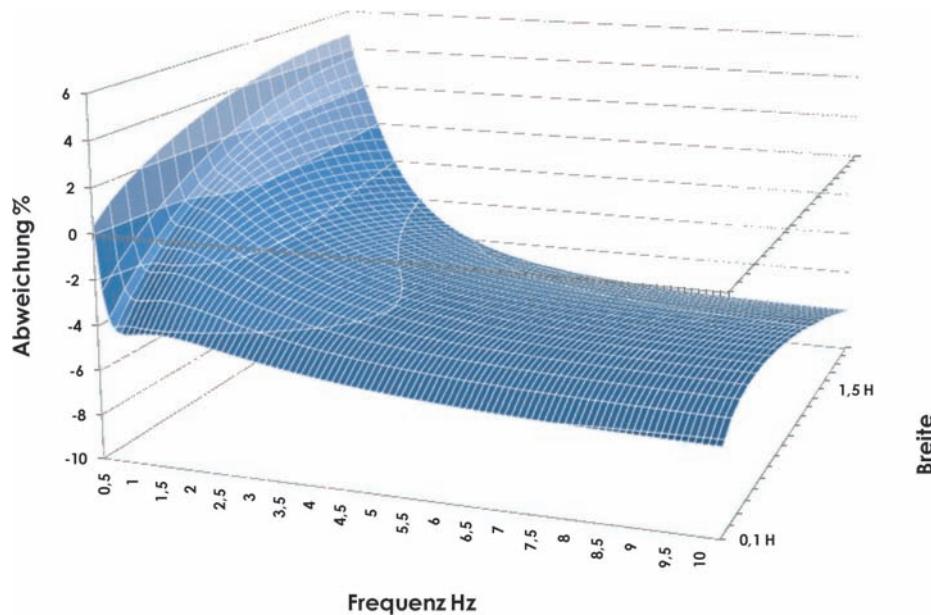


Bild 6. Prozentuale Abweichung der Windkraft; $H = 20 \text{ m}$. Windzone 4; Geländekategorie I
Fig. 6. Deviation of wind force in percent; $H = 20 \text{ m}$ Wind zone 4; Terrain Category I

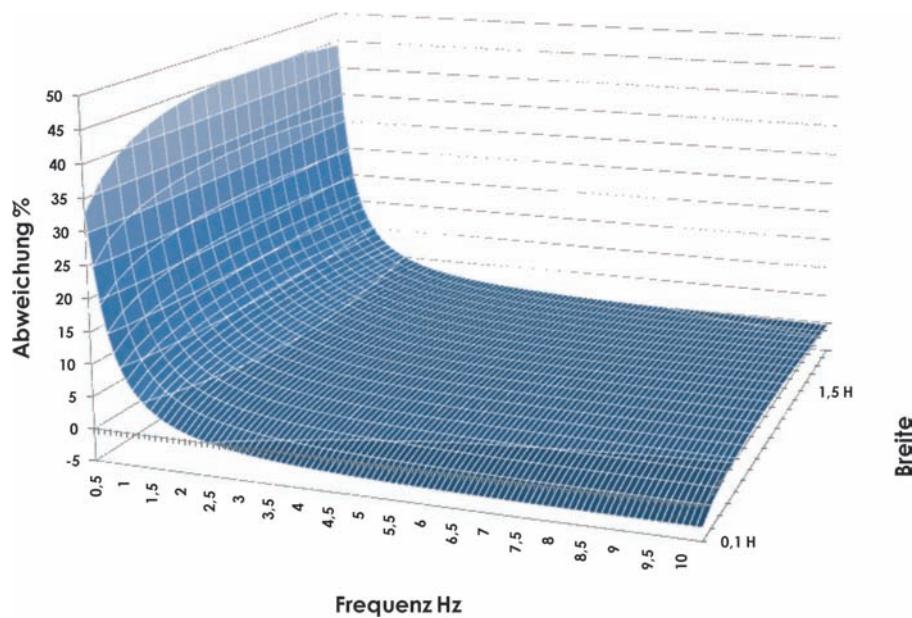


Bild 7. Prozentuale Abweichung der Windkraft; $H = 300 \text{ m}$. Windzone 1; Geländekategorie IV
Fig. 7. Deviation of wind force in percent; $H = 300 \text{ m}$. Wind zone 1; Terrain Category IV

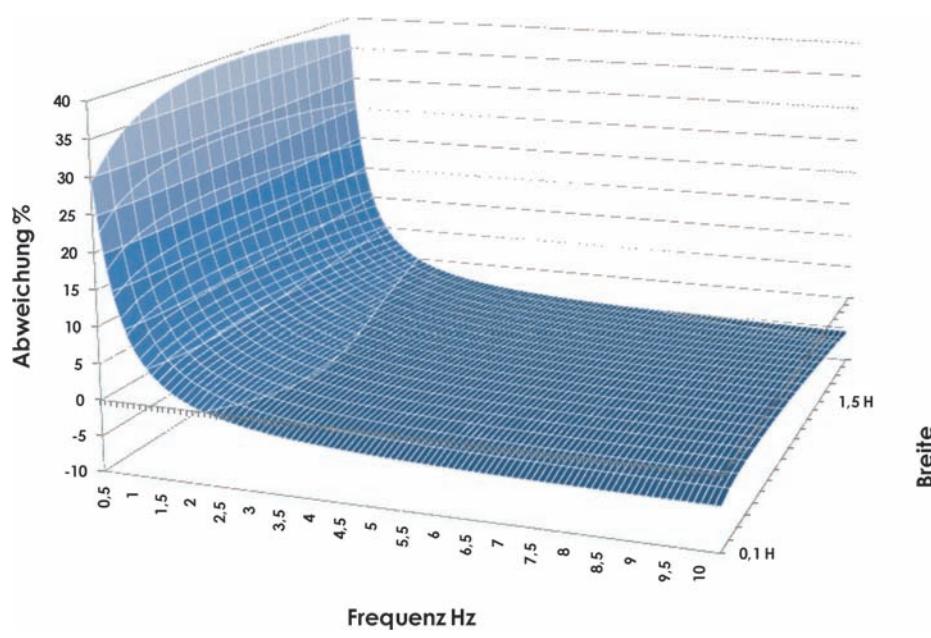


Bild 8. Prozentuale Abweichung der Windkraft; $H = 300 \text{ m}$. Windzone 4; Geländekategorie I
Fig. 8. Deviation of wind force in percent; $H = 300 \text{ m}$. Wind zone 4; Terrain Category I

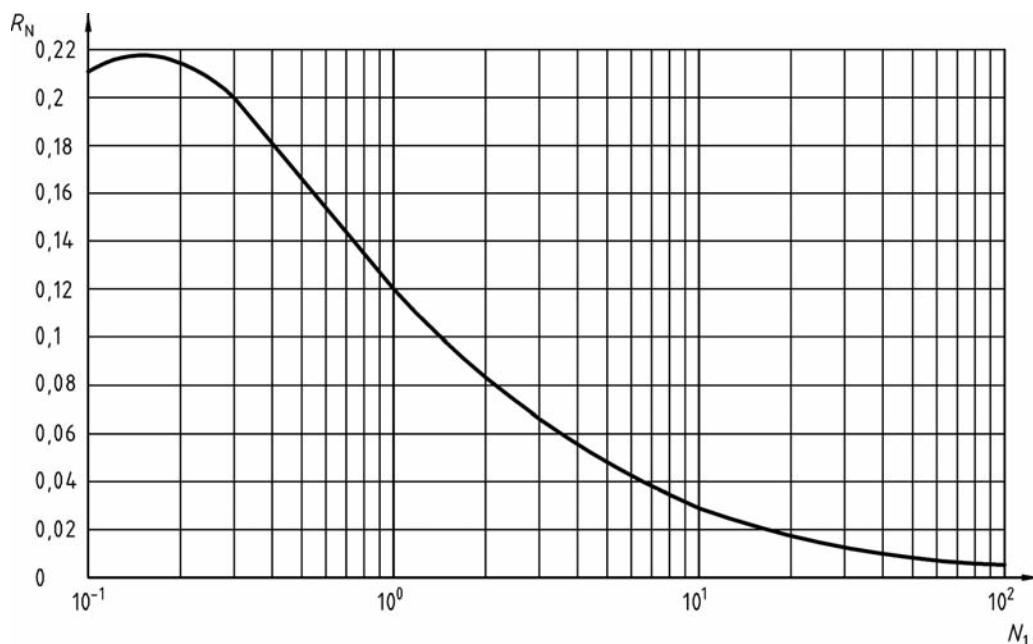


Bild 9. Bezogene spektrale Dichtefunktion R_N der Windgeschwindigkeit nach DIN 1055-4:2005
Fig. 9. Relative spectral density function R_N of the wind velocity acc. DIN 1055-1:2005

der weiter oben angesprochenen Unschärifen in der Bestimmung des c_f -Werts, in jedem Fall hinnehmbar sind. Die Unterschätzung der statischen Ersatzlast im Bereich größer Eigenfrequenzen ist unproblematisch, da Konstruktionen in diesem Frequenzbereich in der Regel nicht schwingungsanfällig sind, und somit ohne Berücksichtigung der dynamischen Überhöhung bemessen werden können.

Neben der deutlich einfacheren Handhabbarkeit der Gl. (4) verglichen mit dem Formelapparat des Anhangs C der DIN 1055-4:2005 [1] hat die Näherungslösung den weiteren Vorteil, dass durch sie die Frequenzabhängigkeit der Böenreaktion einfach ablesbar ist. Je tiefer die erste Eigenfrequenz der zu untersuchenden Konstruktion liegt, um so größer ist die zu erwartende dynamische Bauwerksantwort. Diesen Zusammenhang aus dem Formelapparat und den Diagrammen des Anhangs C der DIN 1055-4:2005 [1] abzulesen ist weit weniger einfach, da dazu die Analyse der dimensionslosen spektralen Dichtefunktion des Böenereignisses R_N (Bild 9) als Funktion der bezogenen Frequenz $N_{1,x}$ erforderlich ist, aus welcher erkennbar ist, dass hohe Energieanteile der Erregung mit niedrigen Erregerfrequenzen gekoppelt sind.

4 Schlussbemerkung

Zur Ermittlung der statischen Ersatzlasten für schwingungsanfällige Bauwerke unter Windeinwirkung, d. h. zur Ermittlung der maßgebenden Böenreaktion der Konstruktion, wird vorgeschlagen, durch die Normung zwei Wege anzubieten. Zum einen sollte das in DIN 1055-4:2005 [1] verankerte, komplexe Verfahren verwendet werden, zum anderen sollte es aber ermöglicht werden, durch den Einsatz von geeigneten Näherungsverfahren, z. B. wie vorgeschlagen durch die Ermittlung des Böenreaktionsfaktors gemäß der aus den Normen DIN 4131:1991 [3] und DIN 4133:1991 [4] entnommenen Gl. (2) in Verbindung mit den Geometrieanpassungen der Gl. (5) und (6) einen einfachen Näherungsansatz zu wählen. Wie die Beispiele zei-

gen, ist für Frequenzen größer 1,0 Hz eine sehr gute Übereinstimmung – Abweichungen im einstelligen Prozentbereich – festzustellen, für Frequenzen kleiner 1,0 Hz liegt das hier vorgeschlagene Näherungsverfahren auf der sicheren Seite. Ergänzende Untersuchungen sind zur Festlegung der charakteristischen Längen L_1 und L_2 erforderlich, um die Korrelation zwischen Gebäudegeometrie und Böengeometrie erfassen zu können.

Neben der einfachen Ermittlung der statischen Ersatzlast zur Abbildung der Böenreaktion der Struktur hat die vorgeschlagene Näherungsformulierung den Vorteil, dass durch den auf den Böengeschwindigkeitsdruck q bezogenen Böenreaktionsfaktor G^* die tatsächliche Bauwerksdynamik beschrieben wird, während der Böenreaktionsfaktor G nach DIN 1055-4:2005 [1] im Sinne einer mechanisch nicht in allen Aspekten konsequenten Kumulation das Böenereignis per se und die dynamische Bauwerksantwort beschreibt, da er auf den Geschwindigkeitsdruck q_{ref} der zeitlich gemittelten Windgeschwindigkeit bezogen ist. Ebenfalls wird durch den Näherungsansatz der Zusammenhang zwischen Eigenfrequenz respektive Eigenschwingdauer der Struktur und dynamisch induziertem Lastanteil transparenter.

Literatur

- [1] DIN 1055-4: Einwirkungen auf Tragwerke – Windlasten. Berlin 2005.
- [2] DIN 1055-4: Lastannahmen für Bauten – Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken. Berlin 1986.
- [3] DIN 4131: Antennentragwerke aus Stahl. Berlin 1991.
- [4] DIN 4133: Schornsteine aus Stahl. Berlin 1991.
- [5] DIN 1056: Freistehende Schornsteine in Massivbauart – Berechnung und Ausführung. Berlin 1984.

Autor dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Robert Hertle, Prüfingenieur für Standsicherheit vpi, Beratender Ingenieur VBI, BaylKBau; Bussardstraße 8, 82166 Gräfelfing

Die neue Schneelastnorm DIN 1055-5, kritisch hinterfragt

Die neue Schneelastnorm DIN 1055-5:7/2005 brachte vor allem in den höhergelegenen Orten der Zone 3 erhebliche Erhöhungen der Schneelast, die bis zum Zweifachen der bisher anzusetzenden Belastung reicht. Auch die neuen Formeln für die Belastung von aneinandergereihten Dächern, von Shed- und Tonnendächern sowie die Behandlung von Höhensprüngen und Trauflasten erscheint problematisch. In diesem Beitrag wird versucht, Unstimmigkeiten der Norm aufzuzeigen.

The current snow load standard DIN 1055-5 – a critical review.

The current snow load standard DIN 1055-5:7/2005 caused a considerable increase of snow load, particularly in more elevated areas located in zone 3. It doubles the amount of snow load capacity – compared to the old standard. The new equations for calculating snow loads for adjacent roofs, shed roofs and arched roofs as well as the handling differences in altitude and gutter load seems problematic. This paper tries to show the inconsistencies of current standard.

1 Einleitung

Die im Jahr 2005 verabschiedete neue Schneelastnorm DIN 1055-5 [1] wurde am 1. Januar 2007 in Bayern bauaufsichtlich eingeführt. Sie basiert auf der europäischen Norm EN 1991-1-3:7/2003 [2]. Zwischenzeitlich ist auch die DIN EN 1991-1-3:9/2004 [3] erschienen. Grundlage der in den neuen Normen verwendeten charakteristischen Schneelasten sind im Allgemeinen die durch den Deutschen Wetterdienst (DWD) gemessenen Wasseräquivalente und die Einteilung der Orte in Schneelastzonen gemäß dem Gutachten des DWD vom November 2002 (*Piehl/Schorlemmer*) [4], insbesondere mit den Daten der dortigen Tabelle 3, die im Final Report 1998 zusammengestellt sind, sowie dem DWD-Gutachten vom August 2005 (*Wichura/*

Stiller) [5]. Die alte Norm DIN 1055, Teil 5, Ausgabe 1975 [6] hingegen benutzte die gemessenen Schneehöhen und ihre Umrechnung in Lasten.

Im Frühjahr 2006 wurden für geplante Bauvorhaben erste Berechnungen nach der neuen Schneelastnorm DIN 1055-5:7/2005 [1] im Büro des Verfassers in Mittenwald erstellt. Diese Berechnungen für den Raum Oberbayern zeigten signifikante Differenzen zu der bisher gültigen Norm DIN 1055, Teil 5. Es wurden die Auswirkungen der Lasterhöhungen auf Sparrenquerschnitte untersucht, wie sie in diesem ländlichen Raum mit Sparrenauskragungen von 1,70 m verbreitet sind. Dabei mussten bisher für Mittenwald übliche Holzquerschnitte von 12/20 cm gemäß den neuen Anforderungen auf 12/34 cm vergrößert werden. Da die neue Norm auf der entsprechenden Euronorm EN 1991-1-3 [2] basiert, wurden auch Berechnungen nach der neuen ÖNORM B 1991-1-3 [7] aufgestellt und brachten als Ergebnis, dass sich für zwei Orte, die fünf Kilometer auseinanderliegen (Mittenwald und Scharnitz), Unterschiede in der charakteristischen Schneelast von fast 20 % ergeben.

2 Schnee

Schnee ist atmosphärischer Niederschlag, Wasser in festem Zustand, das in hexagonaler Form auskristallisiert. Die einzelnen Schneekristalle gefrieren zu mehreren zu Schneeflocken zusammen. Schon während des Fallens beginnt eine Umformung der einzelnen Kristalle, die als Metamorphose bezeichnet wird und sich während der gesamten Liegezeit des Schnees fortsetzt, wie in Bild 1 dargestellt. Im Laufe der Zeit wandelt sich der Schnee unter atmosphärischen (Sonne, Wind, Regen) und mechanischen Beanspruchungen (Windverfrachtung) zu hexagonalen Becherkristallen oder Vollformen um.

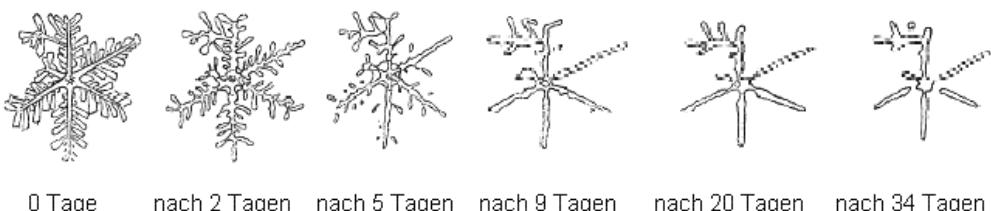


Bild 1. Metamorphose eines Schneekristalls unter gleichbleibenden Bedingungen
Fig. 1. Metamorphosis of snow crystal under constant conditions

Die Schneedecke, die anfangs sehr viel Luft enthält, verdichtet sich im Laufe der Zeit immer mehr. Die Dichte des Schnees variiert zwischen etwa 30 kg/m³ bei Neuschnee, der unter strenger Kälte gefallen ist, bis zu etwa 700 kg/m³ für Altschnee, der sich im Laufe der Zeit zu Eis umgewandelt hat, und 900 kg/m³ für Wassereis. Tabelle 1 gibt eine Übersicht über die möglichen Dichten von verschiedenen Schneearten.

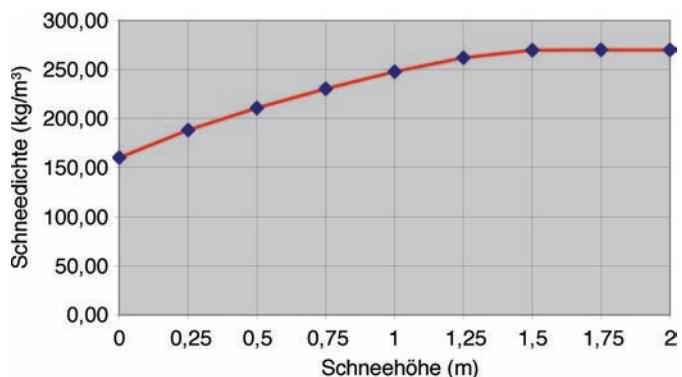
*Tabelle 1. Schneearten und -dichten
Table 1. Types and densities of snow*

Schneeart	Schneedichte kg/m ³	Bereich	Lit
Wildschnee	20	10–30 kg/m ³	[10]
Pulverschnee (trockener Neuschnee)	50	30–60 kg/m ³	[10]
Neuschnee, feucht	100	60–150 kg/m ³	[9]
Neuschnee, gesetzt	200	100–200 kg/m ³	[10]
schwach windgepackter Schnee	80	60–100 kg/m ³	[10]
stark windgepackter Schnee	200	100–300 kg/m ³	[10]
mittlerer maßgebender Schnee	215	200–270 kg/m ³	[6]
Schwimmschnee	250	200–300 kg/m ³	[10]
trockener, gesetzter Schnee	300	200–400 kg/m ³	[10]
gut gesetzter, leicht feuchter Altschnee	350	250–350 kg/m ³	[2]
nasser, gesetzter Schnee	450	400–550 kg/m ³	[10]
stark durchnässter Altschnee	500	400–600 kg/m ³	[9]
trockener Firnschnee	550	500–600 kg/m ³	[9]
nasser Firnschnee	700	600–800 kg/m ³	[9]
Gletschereis	800	700–900 kg/m ³	[10]; [9]
Wasser-Eis, klar	917	> 900	

In welchen Situationen die höchsten Schneelasten auftreten, wird im Allgemeinen mit den größten Schneehöhen gleichgesetzt. Aus Erfahrungswerten ersichtlich und mit den gemessenen Werten gut nachvollziehbar ist die Tatsache, dass in höheren Lagen bei großen Schneehöhen oft die letzten 40 bis 60 % der gemessenen Schneehöhen aus frisch gefallinem Neuschnee bestehen. Dadurch reduziert sich die Gesamtschneedichte wegen der geringeren Neuschneedichte erheblich.

Weiterhin besteht die Möglichkeit, dass es in einer vorhandene Schneedecke hineinregnet. Zu der Last des Schnees kommt die des Wassers, das nicht vollständig abläuft und zu einem Teil am Schnee gebunden wird, wodurch sich die Lasten wesentlich erhöhen können. Das geschieht meistens nicht bei den größten Schneehöhen, kann aber als größte Belastung ausschlaggebend sein.

Der Deutsche Wetterdienst misst mit einer großen Anzahl von Stationen täglich die Schneehöhen und mit



*Bild 2. Schneedichte in Abhängigkeit von der Schneehöhe
Fig. 2. Density of snow in interconnection with snow depth*

einer erheblich geringeren Anzahl drei Mal wöchentlich das Wasseräquivalent, das heißt, das Gewicht der Schneedecke. Um die Schneelast aus den gemessenen Schneehöhen bestimmen zu können, werden verschiedene Umrechnungsformeln benutzt, dabei wird verbreitet auf die Formel von Caspar/Krebs [8] zurückgegriffen, die für den Entwurf von DIN 1055, Teil 5, Ausgabe 1975 entwickelt wurde, siehe Auswertung in Bild 2:

$$\rho = \min\{159,81 + 129,82 \cdot h - 81,09 \cdot h^2 + 59,907 \cdot h^3 - 20,652 \cdot h^4; 270\} \quad (1)$$

ρ Schneedichte in kg/m³
 h Schneehöhe in m

Dies ist eigentlich keine Formel zur Ermittlung der Schneedichte, sondern ein Faktor, der die jährlich größten Schneehöhen eines Ortes mit den größten gemessenen Wasseräquivalenten desselben Ortes verbindet.

Als weitere Literatur liegen die derzeit nur begrenzt veröffentlichten Angaben von Herrn Dr. Karl Gabl von der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik Innsbruck [9] vor, die die Schneedichten in Abhängigkeit von der Seehöhe des Ortes ausweist. In den betrachteten Höhen zwischen ca. 600 m und 1240 m ü.N.N. liegt die Schneedichte zwischen 230 kg/m³ und 310 kg/m³, was im Mittel gut mit dem in Bild 2 angeführten Endwert von 270 kg/m³ übereinstimmt.

3 Die neue DIN 1055-5 – ihr Vergleich mit anderen Normen

3.1 Grundwert der Schneelast

In der neuen DIN 1055-5 [1] werden die Daten auf Basis des gemessenen Wasseräquivalents der Schneedecke ermittelt, was grundsätzlich richtig ist. Allerdings ist anzumerken, dass für die DIN 1055-5 [1] nur 346 Stationen mit Beobachtungsreihen zwischen 4 und 101 Jahren [4] für das gesamte Bundesgebiet herangezogen und mit unterschiedlichen statistischen Verfahren, wie den Extremwertverteilungen nach Gumbel, nach Weibull und nach der Lognormalverteilung, ausgewertet wurden. Aufgrund von Auffälligkeiten und erkennbaren Fehlern wurden die Stationen in [4] auf 331 reduziert, während für die alte Schneelastnorm in der damaligen (kleineren) Bundesrepublik 1821 Stationen zur Verfügung standen, mit einem einheitlichen Beobachtungszeitraum von 30 Jahren. Zur Ab-

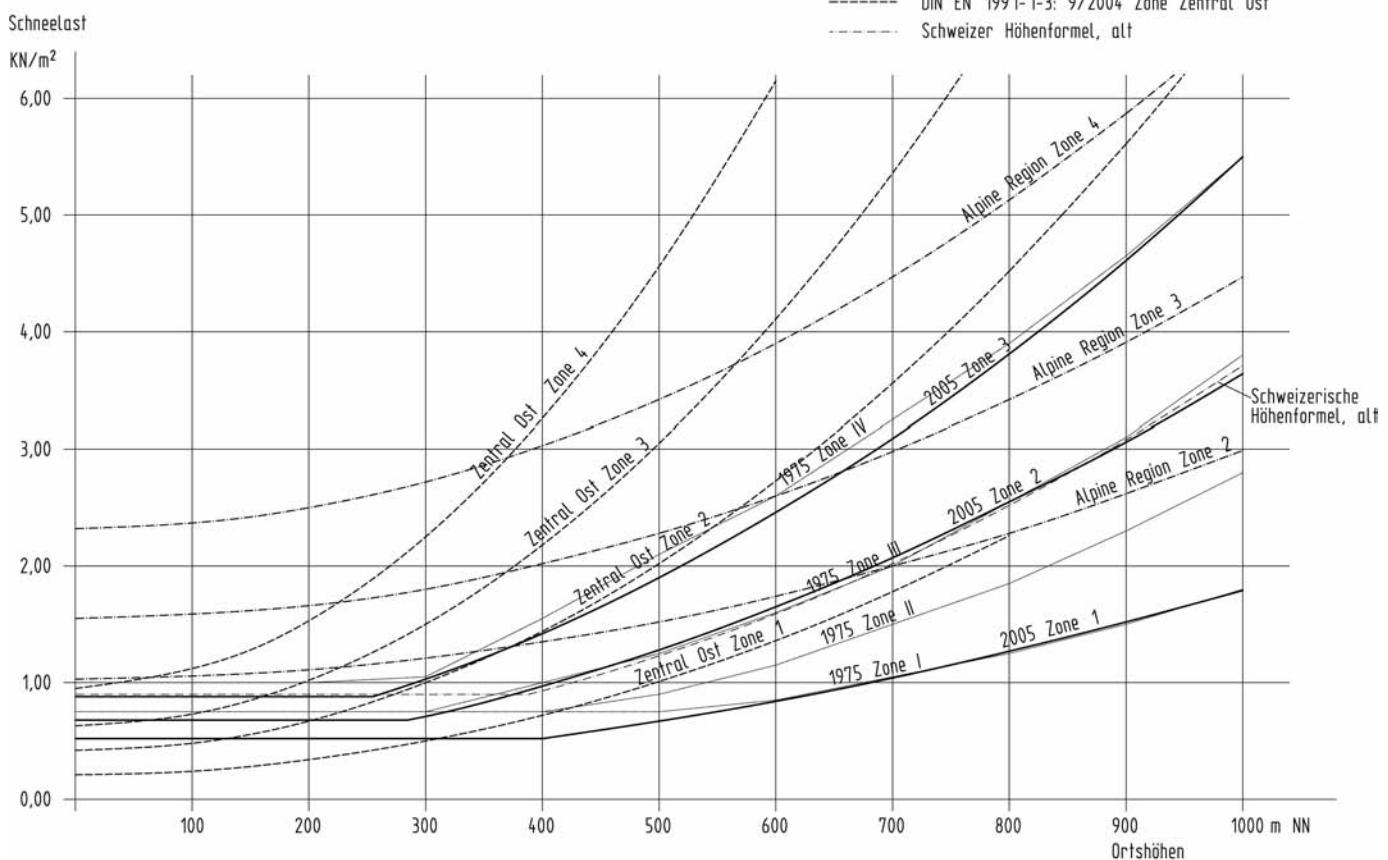
rundung wurden auch Messreihen über 50 Jahre ausgewertet. Bei der alten Schneelastnorm erfolgte die Lastermittlung über gemessene Schneehöhen und ihre Umrechnung nach Gl. (1). Die neue Norm hingegen verwendet die gemessenen Wasseräquivalente und benutzt umgerechnete Schneehöhen nur als Ergänzung. Allerdings wurden für den Bayerischen Alpenraum und das Voralpenland nur 27 Stationen herangezogen ([4], Tabelle 3). Es bestehen daher die Bedenken des Verfassers, ob eine derart geringe Anzahl von Messstationen für die Erstellung einer Norm ausreichend ist, was im Folgenden betrachtet wird.

Aus dem DWD-Gutachten [4] ist zu entnehmen, dass die neue Norm auf einer inhomogenen Datenbasis basiert. Um vergleichbare Schneelastdaten als Ausgangswerte zu erhalten, sind zwei Voraussetzungen zu erfüllen: erstens die Verwendung ausreichend langer meteorologischer Beobachtungsreihen (DIN EN 1991 [3] fordert mindestens 20 Jahre, eine Reihe von 50 Jahren wird als ausreichend angesehen) und zweitens die Verwendung desselben Beobachtungszeitraums und der gleichen statistischen Auswertungsmethode für alle Stationen. Die dazu notwendigen meteorologischen Beobachtungswerte sind vorhanden, sie erfordern allerdings eine aufwendige Datenprüfung und -ergänzung. Es wird empfohlen, bei der nächsten Bearbeitung dieser Norm den Schwerpunkt auf die Aufbereitung der klimatologischen Datenbasis zu legen.

Offensichtliche Fehler der Daten, wie sie bei Wallgau-Obernach auftraten, wo Wasseräquivalente von 7,55 kN/m² bei Schneehöhen von 88 cm gemessen worden sind, das heißt Schneedichten von 821 kg/m³ (reines Eis nach Tabelle 1), wurden im DWD-Gutachten (*Piehl/Schorlemmer*) [4] erkannt und verworfen. Allerdings wurden diese Daten im DWD-Gutachten (*Wichura/Stiller*) [5] wiederum verarbeitet und in der dortigen Tabelle 4 mit dem Hinweis versehen: Messstationen mit deutlich höheren Werten der Schneelast (mehr als 25 %) im Vergleich zu Gleichung 3 der DIN E 1055-5:2004. Sie führten somit zu der Ergänzung in DIN 1055-5:2005, Ziffer 4.1, letzter Absatz, beispielhaft bezeichnet als Bereich mit Schneelasten höher als Schneelastzone 3, der bei sämtlichen Autoren [11], [12] erneut zitiert wird.

Die oben erfolgten Aussagen bestätigt der Verfasser, der seit 1977 als Tragwerksplaner für den Standort der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München in Obernach tätig ist, in der die Wetterstation Wallgau-Obernach liegt. Diese Messwerte des Wasseräquivalents, die alle in einem Zeitraum von zwei Wochen aufgetreten sind, können nicht verwertet werden, was auch durch eine Rücksprache mit den Meteorologen vom DWD bestätigt wurde.

Die neue DIN 1055-5 teilt die Bundesrepublik in fünf Zonen 1, 1a, 2, 2a und 3 auf, wobei die Zone IV der alten DIN 1055-5 ersatzlos gestrichen wurde. Darüber hinaus



Die Werte der Norm DIN 1055, Teil 5, 1975, wurden mit dem Faktor 1/0,8 vervielfacht, um vergleichbare Ausgangswerte zu erhalten.

Bild 3. Vergleich zwischen den Schneelastnormen
Fig. 3. Comparison between the snow load standards

wurden für Zone 2 die Werte der ehemaligen Zone III und für Zone 3 die der ehemaligen Zone IV angesetzt, in eine neue Formel verpackt (siehe Bild 3), was doch überraschte. Das Entfallen der Zone IV führte dazu, dass das Landratsamt Traunstein berechtigterweise reagierte und für verschiedene Orte die neue Schneelast um bis zu 40 % erhöhte. Der Eurocode [3] führt auch hier wieder wie die alte Norm die Schneelastzone 4 ein.

Der Grund für diese Vorgehensweise in der Norm war, dass die Formeln der EN 1991-1-3:7/2003 für Deutschland wegen der verschiedenen Regionen „Zentral Ost“ und „Alpine Region“ sehr inhomogene Ergebnisse erbrachten. Dabei wurde jedoch nicht beachtet, dass sich durch den Wegfall der Formel für die „Alpine Region“, die die südlichen Teile Bayerns und Baden-Württembergs betrifft, automatisch bis zu 25 % höhere charakteristische Schneelasten ergeben.

3.2 Werte der Schneelasten in Oberbayern

Im Jahr 2007 wurde der Verfasser durch die Bayerische Ingenieurekammer beauftragt, die Auswirkungen der neuen Norm und die tatsächlich auftretenden Schneelasten in vier ausgesuchten Landkreisen des Voralpengebiets zu untersuchen. Der Verfasser verzichtete bewusst auf eine statistische Aufbereitung der Werte und verglich die bisher aufgetretenen höchsten gemessenen Schneehöhen, unter Verwendung der Gl. (1) in Belastung umgerechnet, mit den anzusetzenden Schneelasten nach der Norm. Diese anfänglichen Berechnungen konnten bei späteren Nach-

weisen mit größeren Datenmengen und einer Aufbereitung nach der Wahrscheinlichkeitsverteilung nach *Gumbel* gut bestätigt werden. Nach alter Norm betrug die Dachbelastung für Nürnberg 0,75 kN/m², für München 1,00 kN/m², für Garmisch-Partenkirchen 2,04 kN/m² und für Bad Bayersoien im Norden des Werdenfelser Landes 1,90 kN/m². Nach neuer Norm verringert sich die Schneelast (als Dachbelastung mit $\mu_1 = 0,8$ angesetzt) in Nürnberg auf 0,52 kN/m² (-31 %), in München bleibt sie mit 0,92 kN/m² (-8,0 %) etwa gleich, in Garmisch-Partenkirchen steigt sie auf 3,14 kN/m² (+54 %) und in Bad Bayersoien sogar auf 3,85 kN/m² (+103 %). Dieses muss vor dem Hintergrund gesehen werden, dass die innerhalb der letzten 50 Jahre bisher höchste, am Boden gemessene Schneelast in Bad Bayersoien 1,87 kN/m² betrug. Als Belastung auf ein Dach umgerechnet wären es 1,50 kN/m², das heißt, in Bad Bayersoien betragen die rechnerischen Schneelasten das 2,6-fache der höchsten bisher gemessenen Lasten. Einen Überblick über die Schneelastverteilung für ausgesuchte Orte des Voralpengebiets geben Tabelle 2 und Bild 4.

3.3 Dachbelastung durch Schnee

Aus der charakteristischen Schneelast wird die Dachbelastung für Flach-, Pult- und Satteldächer über einen Faktor μ_1 berechnet, der für Dachneigungen unter 30° mit 0,8 beginnt und zwischen 30 und 60° geradlinig auf Null ausläuft. Dieser Faktor war in den Werten der alten DIN 1055, Teil 5 bereits mit 0,8 enthalten.

Tabelle 2. Schneelasten im Voralpenland

Table 2. Snow loads in the alpine upland

Ausgewählte Stationen

Spalte Zeile	1 Ort	4 Höhe der Wetter station m NN	5 Anzahl Jahre	6 Schnee- last KN/m ²	7 Werte nach DWD	8 größte gemessene Schneehöhe	9 GSH	10 NSH	11 s _k kg/m ²	12 Zone	13 Dach- last KN/m ²	14 Vergleichs- last am Boden %	15 Steigung 14 / 10	16 Zone	17 Boden KN/m ²	18 Dach KN/m ²	19 Steigung 17 / 10	20 Zone	21 Boden KN/m ²	22 Dach KN/m ²	23 Steigung 21 / 10	
1	Bad Bayersoien	812	61	05.03.2006	80	38	1,87	234,0		II	1,90	2,38	27,3	3	4,88	3,90	160,8	2	2,90	2,32	55,2	
2	Berchtesgaden	550	26	3,25						III	1,40	1,75	-49,2	3	2,71	2,17	-36,7	3	3,04	2,43	-6,5	
3	Buchenberg - Wasseräquivalente	900	56	27.01.1968	155	45	4,19	270,0		III	3,10	3,88	-7,5	3	5,76	4,61	37,5	3	4,89	3,91	16,8	
4	Füssen-Weißensee	790	51	13.02.1952	95	31	2,32	244,5		II	1,82	2,27	-2,2	3	4,67	3,73	101,2	2	2,82	2,25	21,4	
5	Garmisch-Partenkirchen max Wasseräquivalente	719	61	21.01.1981	110	20	2,79	254,0		III	2,10	2,63	-5,7	3	4,03	3,22	44,4	3	3,82	3,06	37,0	
6	Göringried max. Wasseräquivalente	795	61	08.03.1999	71	3	3,15	443,7					-19,5									21,3
7	Halblech-Trauchgau max. Wasseräquivalente	780	61	09.02.1965	92	39	2,23	242,5		II	1,78	2,23	-0,2	3	4,57	3,66	105,1	2	2,78	2,22	24,5	
8	Kempten max. Wasseräquivalente	705	56	20.02.1978	94	30	2,29	243,8		II	1,52	1,90	-17,9	3	3,91	3,13	70,6	2	2,51	2,00	9,4	
9	Krün max Wasseräquivalente	873	59	21.01.1981	106	26	2,67	251,6		III	2,95	3,69	38,2	3	5,48	4,38	105,2	3	4,72	3,77	76,7	
10	Lechbrück max Wasseräquivalente	730	61	20.02.1978	95	30	2,32	244,5		II	1,61	2,01	-13,8	2	2,75	2,20	18,7	2	2,59	2,07	11,8	
11	Mittenwald	920	61	12.01.1954	152	69	4,10	269,9		III	3,24	4,05	-1,2	3	5,97	4,78	45,6	3	5,03	4,02	22,6	
12	München	527	32	1,28						II	0,97	1,21	-5,5	1a	1,11	0,89	-33,9	1	0,99	0,79	-23,5	
13	Murnau	622	62	20.02.1978	92	35	2,23	242,5		II	1,23	1,53	-31,2	3	3,24	2,59	45,1	3	3,35	2,68	50,1	
14	Obergünzburg max Wasseräquivalente	738	61	20.02.1978	92	38	2,23	242,5		II	1,63	2,04	-8,5	2	2,80	2,24	25,5	2	2,62	2,10	17,6	
15	Oberstdorf	810	61	10.03.1988	60	0	2,12	353,3					-3,7									23,7
16	Reit im Winkel max Wasseräquivalente	685	57	07.03.1981	180	18	4,86	270,0		III	2,61	3,26	-32,8	3	4,86	3,89	-0,1	3	4,33	3,46	-13,0	
17	Ruhpolding	692	36	11.02.2006	170	35	4,59	270,0		IV	3,15	3,94	-23,8	3	3,74	2,99	-27,9	4	5,46	4,37	5,5	
18	Schliersee	792	23	3,03						IV	3,20	4,00	-12,8	3	3,80	3,04	-37,8	4	5,52	4,41	20,2	
19	Schnaitsee	610	61	20.02.1965	103	1	2,57	249,7		II	1,19	1,48	-49,4	2	2,11	1,69	-38,0	2	2,20	1,76	-14,6	

zu Spalte 14:

Die Vergleichslast wurde durch Division mit 0,8 aus den Dachbelastungen ermittelt.

zu Spalte 15, 19, 23:



die Norm über- oder unterschreitet die höchsten gemessenen Werte um bis zu 10%
die Norm unterschreitet die höchsten gemessenen Werte um über 10%
die Norm überschreitet die höchsten gemessenen Werte um über 10%
die Norm überschreitet die höchsten gemessenen Werte um über 50%

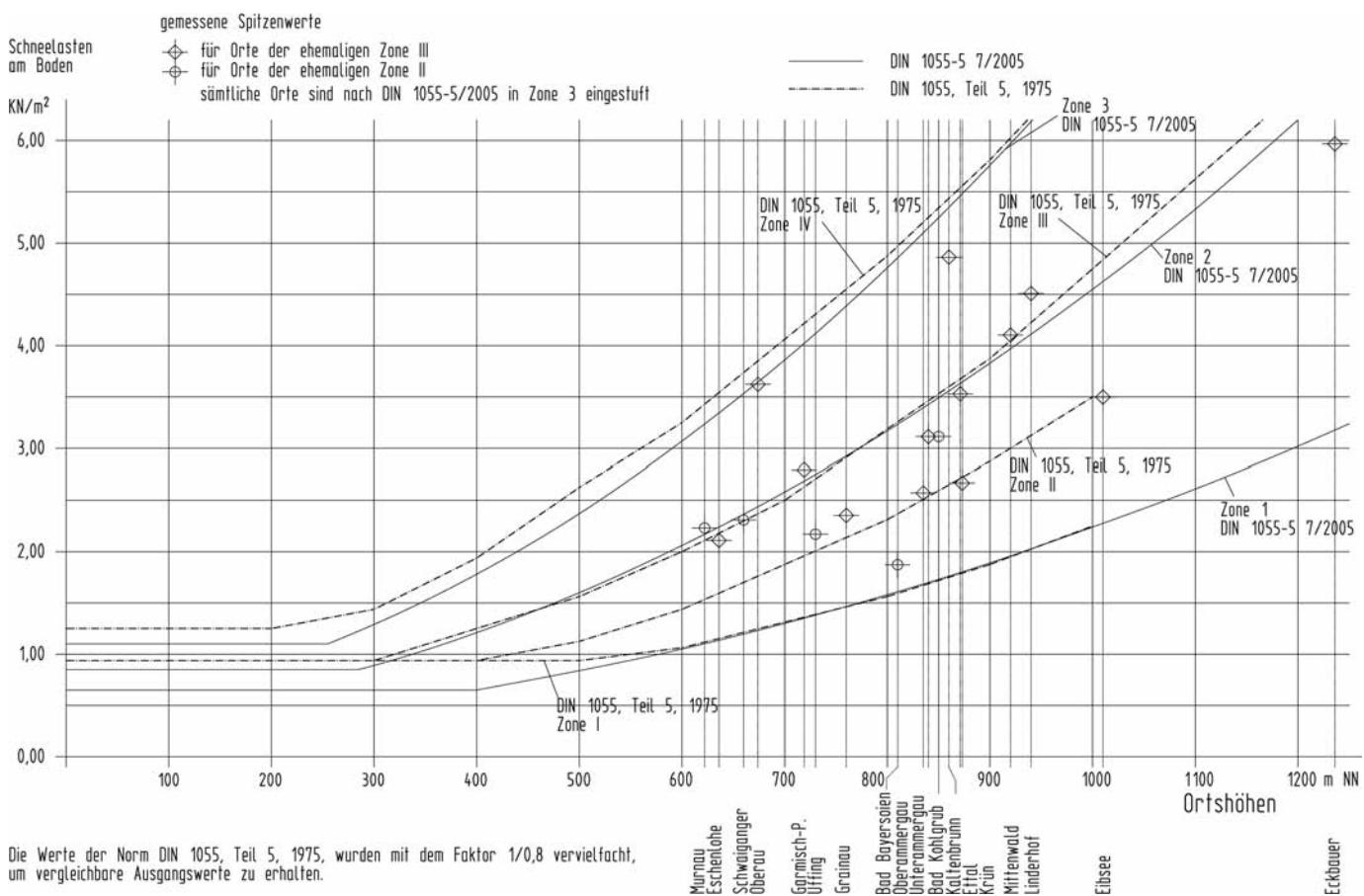


Bild 4. Gemessene Schneelasten im Landkreis Garmisch-Partenkirchen
Fig. 4. Measured snow loads in the rural district of Garmisch-Partenkirchen

Neu hingegen sind die Dachbelastungen für aneinandergereihte Dächer und für Sheddächer. Am First der Dachreihen bleibt der Faktor μ_1 wie auf einem entsprechenden Satteldach. Der Faktor μ_2 in der Kehle steigt jedoch von 0,8 bei einer Dachneigung von 0° bis auf 1,6 ab einer Dachneigung von 30° an. Dies bedeutet, es fällt nach der Norm zwischen 16 % (auf einem Sheddach mit einer Dachneigung von 10°) und bis zu 50 % mehr Schnee (für aneinandergereihte Dächer mit 30° Dachneigung) als auf einem entsprechenden Flach- oder Satteldach. Anzumerken ist, dass bei Sheddächern mit senkrechten Lichtbändern bis zu 48 % mehr Schnee anzusetzen ist als bei den gleichen Dächern, bei denen die Lichtbänder nicht senkrecht sondern nur 89° geneigt sind. Natürlich wird der Schnee umgelagert, aber wenn die Norm vorgibt, wie unter Abschn. 3.4 näher erläutert, dass nur der auf dem Dach gefallene Schnee umgelagert wird, muss man sich fragen, woher der zusätzliche Schnee kommt. Warum geht man nicht von einer gleichbleibenden Schneelast auf dem Dach aus und lagert den Schnee nur um? Im angeführten Fall erscheint eine Ergänzung des Absatzes 4.2.4 der Norm gegebenenfalls durch Grenzwerte erforderlich.

Für Tonnendächer wird der Faktor μ_1 einheitlich bis zu Dachneigungen von 60° mit 0,8 angesetzt. Warum gilt für Tonnendächer nicht dasselbe wie für Sattel- oder Pultdächer, nämlich die Reduktion des Faktors μ_1 bei Dachneigungen größer als 30° ? – besonders deshalb, weil der Schnee bei größeren Dachneigungen unten wegbricht, womit das Auflager für den liegenbleibenden Schnee verloren

geht. Noch skeptischer muss die unsymmetrisch anzusetzende, dreieckförmige Schneelast mit dem Formbeiwert μ_3 beurteilt werden. Als Beispiel: 2008 wurde auf dem Karwendel auf 2244 m Ortshöhe ein Naturinformationszentrum gebaut. Der Querschnitt ist eine elliptische Röhre mit 8,60 m bzw. 7,16 m Durchmesser. Der Grundwert der Schneelast wurde mit $10,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Nach Norm hätte einseitig eine Dachbelastung mit dem Maximalwert von $2,0 \times 10,0 = 20,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden müssen. Bei einer Rohdichte des Schnees von $2,7 \text{ kN/m}^3$ wäre der Schnee mit einer Höhe von 7,40 m auf einer Grundrissbreite etwa 3,75 m zu verteilen gewesen, d. h., die talseitige Flanke dieses Schneeturms wäre bis zu 76° steil gewesen. Bei solchen Verhältnissen stellt sich die Frage, ob die Schneefigur überhaupt standsicher ist. Dies mag ein Extrembeispiel sein, es zeigt jedoch die Problematik der Sachlage deutlich auf.

3.4 Schneelast an Höhensprüngen von Dächern

Bei Dächern, die in unterschiedlicher Höhe angeordnet sind, kommt es durch Windeinwirkungen zu Schneeanhäufungen. Aktuell ist derzeit die Anlage 1.1/2 der Liste der technischen Baubestimmungen zu beachten. Die Schneeanhäufungen sind vor allem dann zu beobachten, wenn das niedrigere Dach sich leeseitig (auf der windabgewandten Seite) des höheren befindet. Umgekehrt sind auf der Luvseite diese Anhäufungen ebenfalls zu erwarten, allerdings in abgeminderter Form. Die Schneeverwehu-

gen treten im Allgemeinen während oder kurz nach dem Schneefall auf, während vom höheren Dach abrutschende Schneemassen vor allem im Frühjahr anzutreffen sind, wenn der Schnee vollständig durchfeuchtet ist und Wasser aus dem tauenden Schnee auf dem Dach eine Gleitfläche bildet. Wenn Schnee vom oberen Dach abrutscht, muss es in erheblichem Maß getaut haben, was auch die Norm zeigt, da nach ihr nur 50 % der abrutschenden Schneelast angesetzt zu werden brauchen. Es können dann auch nicht mehr die vollen Schneelasten auf dem unteren Dach liegen.

Die neue DIN 1055-5 vermengt nun aber beide Situationen (die nie gleichzeitig auftreten können!), indem einerseits bei geringeren Höhenunterschieden auch negative Schneeverwehungen, andererseits bei größeren Höhenunterschieden beide Erscheinungen gleichzeitig und mit den jeweils maximalen Lasten angesetzt werden müssen.

Die Formel für die Berechnung der aus den Höhenunterschieden anzusetzenden Schneelasten lautet:

$$\mu_4 = (b_1 + b_2)/(2 \cdot h) + \mu_s \leq \gamma \cdot h/s_k$$

Aus der Tatsache, dass in diese Gleichung nur die Abmessungen der beiden Gebäude eingehen, muss gefolgert werden, dass nur die auf den Dächern lagernden Schneemas sen umverteilt werden. Diese Formel ist ähnlich der in TGL 32274/05 aufgeführten Formel (Regelwerk der ehem.

DDR), die in ISO 4355, Anhang C [13], als „sowjetische Formel“ ausgewiesen ist. Sie lautet:

$$\mu_w = 1 + [m_1 \cdot b_1 + m_2 \cdot (b_2 - 2 \cdot h)]/h$$

wobei m_1 und m_2 Koeffizienten sind, die die Größe 0,5 bei Dachneigungen $\leq 20^\circ$ und ansonsten 0,3 annehmen.

In Mitteleuropa sind dem Verfasser keine Verhältnisse bekannt, bei denen heftiger Wind (Sturm) den Schnee aus der einen Richtung vom oberen Dach auf das untere wehen kann und anschließend ein ähnlich starker Wind von der entgegengesetzten Seite den Schnee vom unteren Dach vor der aufgehenden Wand des höheren Gebäudes anhäuft. Man muss beide Situationen, die Luv- und die Leesituation des unteren Dachs, getrennt betrachten. Wenn das untere Dach in Lee liegt, sind Situationen vorstellbar, wo nach der Norm mehr Schnee auf das untere Dach geweht wird, als überhaupt auf dem oberen liegt, und zusätzlich der (nicht mehr vorhandene) abrutschende Schnee auf das untere Dach angesetzt wird, als Beispiel:

Oberes Dach	$b_1 = 8,00 \text{ m}$	$\alpha = 15^\circ$
Unteres Dach	$b_2 = 20,00 \text{ m}$	$\alpha = 0^\circ$
Höhenunterschied	$h = 7,80 \text{ m}$	$\ell_s = 15,00 \text{ m}$
Zone 2 A = 200 m		$s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$

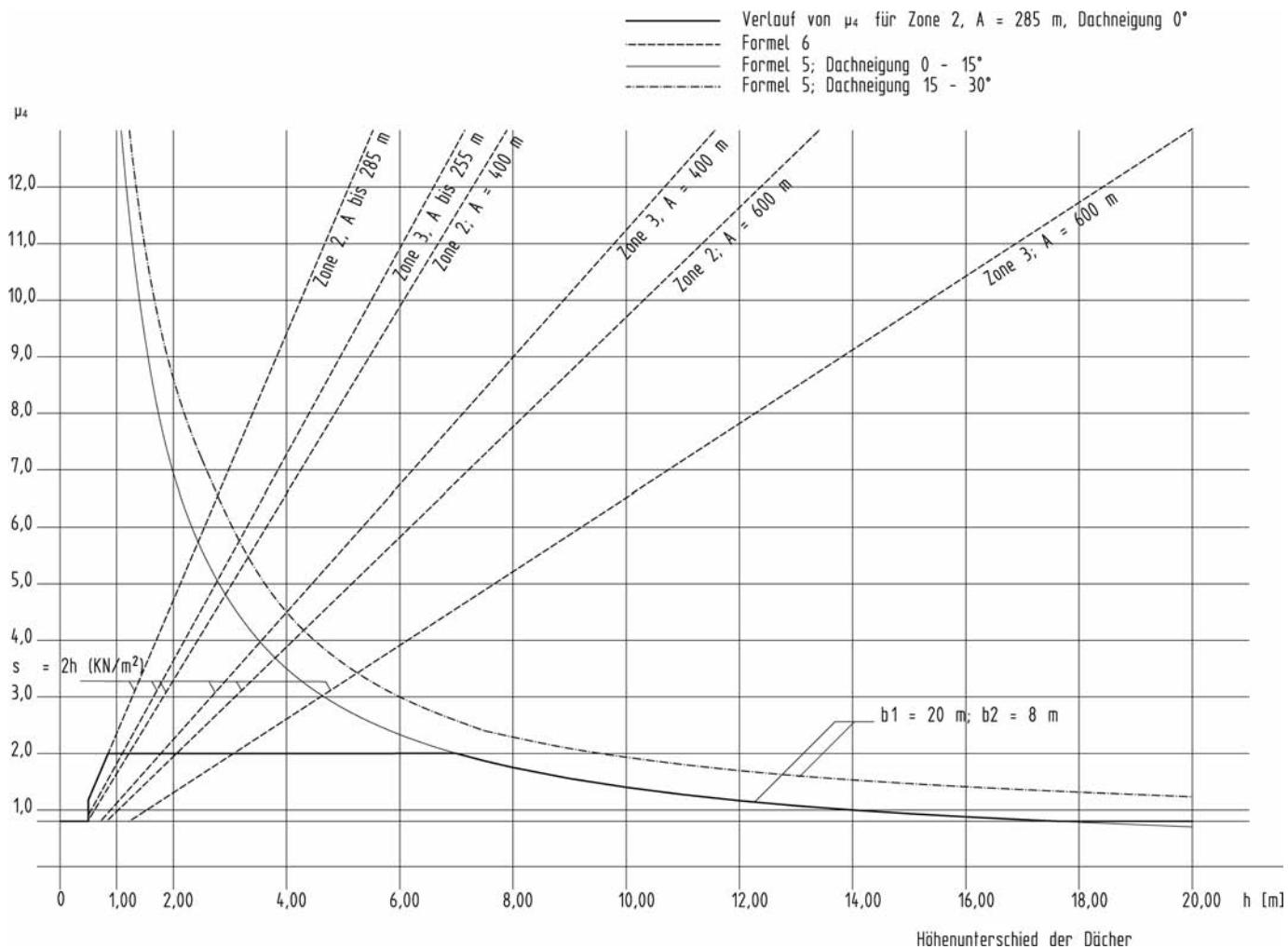


Bild 5. Dachbelastung bei Höhensprüngen von Dächern
Fig. 5. Roof load of roofs abutting to taller structures

Gesamtlast auf dem oberen Dach:

$$S = 0,8 \cdot 0,85 \cdot 8,0 = 5,44 \text{ kN/m}$$

Wenn der gesamte Schnee vom oberen Dach auf das untere geweht wird, ergibt sich als Maximalwert:

$$s_4 = 0,68 + 2 \cdot 5,44 / 15,00 = 1,41 \text{ kN/m}^2.$$

Nach DIN 1055-5 sind jedoch anzusetzen:

$$\mu_4 = \mu_w + \mu_s = (8 + 20) / (2 \cdot 7,8) + 0,4 \cdot 8,0 / 15,0 = 1,79 + 0,21$$

$$s_4 = (1,79 + 0,21) \cdot 0,85 = 1,52 + 0,18 = 1,70 \text{ kN/m}^2$$

$$> 1,41 \text{ kN/m}^2$$

Betrachtet man die umgekehrte Situation, das untere Dach in Luv des oberen, unter der Annahme, dass das untere Dach gerade eine Länge von $2 \cdot h$ hat. Woher kommt dann der Schnee, der auf dem unteren Dach abgelagert wird? Da in der Formel nur b_2 auftaucht, kann der Schnee nicht von außen her verweht werden, denn er wird ja auf dem Dach abgelagert. Man kann einwenden, dass bei Schneefall unter Windbedingungen bereits Schnee verweht worden ist. Dieses wird durch die verwendete Formel aber nicht erfasst. Die ISO 4355 [13] löst diese Situation zum Beispiel, indem die Länge b_2 mit mindestens 10 m angesetzt wird.

In Mitteleuropa hat der Verfasser bisher nur in den höchsten Bergregionen vom Schnee freigewehrte Stellen gesehen, niemals aber innerhalb von Ortschaften. Selbst die ISO 4355 [13] setzt nur etwa 22 % des auf dem Dach lagernden Schnees als Verwehung an, wenn der C_e -Wert (Umgebungskoeffizient), wie in DIN EN 1991-1-3 vorgegeben, zu 1 angesetzt wird.

3.5 Verwehungen an Wänden und Aufbauten

Ganz anders geht man nach der Norm mit den Verwehungen an Aufbauten vor. Hier wird ganz einfach maximal die doppelte Grundsneelast angesetzt. Es braucht aber nicht mehr als die Höhe des Aufbaus, multipliziert mit der Schnewichte $\gamma = 2,0 \text{ kN/m}^3$, angenommen zu werden, auch, wenn die Dachneigung 60° beträgt. Im Gegensatz zu den Höhensprüngen geht in die Gleichung keine Gebäudeabmessung ein. Die Frage taucht auf: Wann sind Aufbauten, wann sind Höhensprünge an Dächern anzusetzen? Zählt zum Beispiel der Triebwerksraum eines Fahrstuhlschachts auf einem größeren Dach als Dachaufbau oder als Höhensprung?

3.6 Trauflast

Unter Ziffer 5.1 fordert die neue Norm den Ansatz einer Linienlast in Höhe von $S_e = s_i^2 / \gamma$ an der Traufe von überkragenden Bauteilen. Das wären als Beispiel in Zone 3, Ortshöhe 920 m, eine Last von 7,6 kN/m, das hieße, auf jeden Meter Traufe ist zusätzlich zur Schneelast auf dem Dach exemplarisch ein Kleinwagen anzuhängen. Wo der Schnee bei den derzeit nach EnEV gedämmten Dächern herkommen soll, wird ein Rätsel bleiben. Inzwischen hat die Fachkommission Bautechnik im Februar 2007 die anzusetzenden Lasten in Absprache mit dem Verfasser mit dem Faktor 0,4 abgemindert, bei Vorhandensein von Schneefanggittern braucht die Trauflast nicht mehr angesetzt zu werden – Liste der technischen Baubestimmungen, Januar 2009, Anlage 1.1/2.

4 Zusammenfassung

Nach DIN 1055, Teil 5 (6/1975) wurden in Teilen des Bundesgebiets die Schneelasten teilweise zu gering angesetzt. Wenn man der DIN EN 1991-1-3:2004 [3], Anhang D, glauben darf, müssen die Schneelasten aus der Umrechnung von einem zwanzigjährigen Wiederkehrintervall auf ein fünfzigjähriges je nach Variationskoeffizienten zwischen 8 und 15 % erhöht werden. Es ergibt sich die Frage, wie die Schneelasten dann nach der neuen Norm plötzlich teilweise das 2-fache der bisher berechneten Lasten betragen können? Auch der Ansatz von 50 % mehr Schnee auf aneinander gereihten Dächern gegenüber gleichgroßen Flachdächern ergibt keinen Sinn, besondere weil DIN EN 1991-1-3 unter Ziffer B.2, Absatz 5, aussagt: „Die Gesamtschneelast pro Meter Länge ... sollte nicht höher sein als das Produkt aus der Schneelast am Boden und der Länge des Bauwerks.“ Diese Aussage betrifft außergewöhnliche Schneeverwehungen. Wie ist es zu verstehen, dass eine Dachneigung um nur 1° (Sheddach) verringert werden muss, um auf einem danebenliegenden Dach etwa 30 % weniger Schnee anzusetzen zu müssen.

Muss man zum Beispiel ein niedriges Bauwerk für die erhöhten Schneelasten aus Höhensprüngen aufrüsten, wenn nachträglich ein höheres Gebäude auf dem Nachbargrundstück angebaut wird?

Die neue Norm sollte umgehend überarbeitet werden, damit wenigstens die größten Ungereimtheiten und Unklarheiten bereinigt werden.

Die Lasten für die einzelnen Orte sind nach ihrer jeweiligen Lage und Höhe derart unterschiedlich, dass großräumige Karten ihre Ermittlung durchwegs nicht ermöglichen – siehe Bild 6. Zur Zeit gibt es bereits Listen – Zuordnung der Schneelastzonen nach Verwaltungseinheiten [15] –, aus denen für jeden Ort die Einstufung in die Schneelastzone hervorgeht. Es wäre zumindest wünschenswert, diese Listen auch mit den charakteristischen Schneelasten zu ergänzen.

Auf eine Entwicklung möchte der Verfasser den Leser noch hinweisen: Die neue DIN EN 1991-1-3 liegt bereits seit 2004 vor und wird uns nach dem Zurückziehen der DIN-Norm weiter begleiten. Für Orte mit kleineren Orts Höhen ändert sich wenig. Aber für höhere Lagen, z. B. St. Andreasberg im Harz (680 m), wird die Grundsneelast $s_k = 9,55 \text{ kN/m}^2$ betragen, obwohl das DWD-Gutachten eine maximale Schneelast von 5,85 kN/m² ausweist.

Weiterhin sollte man in einer Norm Schreib- oder Übersetzungsfehler vermeiden wie z. B.: „Bei Höhensprüngen an Dächern muss die Zusatzlast aus Verwehung und abrutschender Schneelast nicht auf dem unteren Dach wie nach DIN 1055-5, sondern auf dem oberen Dach angesetzt werden“ (DIN EN 1991-1-3, Ziffer 5.3.6 Absatz 1) oder „... der Wert μ_s der abrutschenden Schneelast wird aus der Schneelast der dem unteren Daches abgewandten Seite des oberen Daches berechnet“ (gleicher Absatz, einige Zeilen weiter).

Der Verfasser ist in den oberbayerischen Bergen aufgewachsen, in seiner beruflichen Tätigkeit seit 35 Jahren als Tragwerksplaner und im Privaten als Skisportler hat er ein umfangreiches Wissen über das Medium Schnee angesammelt, das er weiterhin kritisch und im Sinne der praktizierenden Bauingenieure in die Diskussion einbringen wird.



*Bild 6. Schneelast auf zwei Gebäuden, 150 m voneinander entfernt, am gleichen Tag aufgenommen
Fig. 6. Two buildings, 150 m away from each other, pictures taken on the same day*

Literatur

- [1] DIN 1055-5 (7/2005): Einwirkungen auf Tragwerke, Schnee- und Eislästen; DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin, 2005.
- [2] EN 1991-1-3 (7/2003): Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelästen; CEN Europäisches Komitee für Normung, Brüssel, 2003.
- [3] DIN EN 1991-1-3 (9/2004): Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelästen; DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin, 2004.
- [4] Piehl/Schorlemmer: Amtliches Gutachten vom 14. 11. 2002; Deutscher Wetterdienst (DWD), Offenbach, 2002.
- [5] Wichura/Stiller: Amtliches Gutachten vom August 2005; Deutscher Wetterdienst (DWD), Potsdam, 2005.
- [6] DIN 1055, Teil 5 (6/1975): Lastannahmen für Bauten, Verkehrslast, Schnee- und Eisläst; DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin, 1975.
- [7] ÖNORM EN 1991-1-3: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelästen; in Verbindung mit dem nationalen Anwendungsdokument ÖNORM B 1991-1-3 (4/2006) ON Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2006.
- [8] Caspar/Krebs: Abschlussbericht über das Forschungsprojekt: „Auswertung langjähriger Beobachtungen über Schneehöhen und Schneelästen“; Deutscher Wetterdienst, Offenbach 1974.
- [9] Dr. Karl Gabl: Seminare, Berechnung der Schneelästen; ZAMG Innsbruck, 2006-11-16, (unveröffentlicht).
- [10] Flraig, W.: Lawinen; F.A. Brockhaus, Wiesbaden 1955.
- [11] Fingerloos, F.: Erläuterungen zu den Einwirkungsnormen DIN 1055; Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V., Heft 14; Berlin, 2007.
- [12] Schneider/Goris (Hrsg.): Bautabellen für Ingenieure, 17. Auflage; Neuwied, 2006.
- [13] ISO 4355 (12/1998): Bases for design of structures – Determination of snow loads on roofs.
- [14] Dr.- Ing. Manfred Gränzer: Schneelästen DIN 1055-5; Seminar Bayer. Ingenieurkammer-Bau, 26. Januar 2007.
- [15] Deutsches Institut für Bautechnik: Zuordnung der Schneelastzonen zu Verwaltungsgrenzen, www.dibt.de.

Autor dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. (FH) Wolfgang Schwind, Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Mittenwald, München, Dresden, Zur Kreidemühle 4, 82481 Mittenwald
w.schwind@ib-schwind.de

Stiftförmige Verbindungsmitte des Holzbau im Normenvergleich

Bei der Bemessung stiftförmiger Verbindungsmitte des Holzbau gab es im Zuge der Umstellung auf eine neue Normengeneration einen Paradigmenwechsel. Für das einzelne Verbindungsmitte muss eine ganze Reihe von Nachweisen auf der Grundlage einer deutlich verfeinerten Versagenstheorie geführt werden. Zudem wird das Zusammenwirken mehrerer Verbindungsmitte an einem Knotenpunkt mit wesentlich größeren Reduktionsfaktoren belegt, als dies bisher der Fall war.

Dowel type fasteners for timber construction in comparison of design codes. *The change to new design codes for timber constructions led to a paradigm shift in the dimensioning of dowel type fasteners. For the single fastener a series of regulations have to be obeyed on a basis of a much more detailed theory of failure. In addition to this the interaction of fasteners in a joint is backed with much higher reduction factors than before.*

1 Einleitung

1.1 Begriffe

Vereinfachend werden nachstehend die folgenden Begriffe verwendet:

DIN 1052 alt	DIN 1052 Teile 1 bis 3 (1988) mit Anhang A1 (1996)
DIN 1052 neu	DIN 1052-1 – Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung (2008)
EC 5 alt	DIN V ENV 1995 – Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken;
	Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau (1994)
EC 5 neu	DIN EN 1995 – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten (2008)
	Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau;
	Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004+A1: 2008 (NA liegt derzeit noch nicht vor)

1.2 Anwendung nach der Liste der eingeführten technischen Baubestimmungen

Zum Verfassungszeitpunkt dieses Berichtes (05/2009) sind in Bayern die DIN 1052 neu und der EC 5 alt bauaufsichtlich eingeführt. Ursprünglich sollte die Koexistenzphase von DIN 1052 alt und DIN 1052 neu am 31. 12. 2008 enden.

Per Mitteilung auf der Internetseite der Obersten Baubehörde am Bayerischen Staatsministerium des Innern wurde die Verlängerung dieses Zeitraums bis zum 30. 6. 2009 bekannt gegeben.

1.3 Vorgehensweise

Aufgrund des Wechsels der Bemessungsgrundlagen in allen Fachnormen (semiprobabilistisches Teilsicherheitskonzept anstatt σ_{zul} -Prinzip) sind Berechnungs- bzw. Bemessungsergebnisse nicht direkt vergleichbar. Aus diesem Grund haben sich die Verfasser entschlossen, anhand von Beispielen vorzugehen. Zur vergleichenden Gegenüberstellung und Beurteilung werden Ausnutzungsgrade bestimmt, wobei die Beispiele so gewählt wurden, dass die Ausnutzung nach DIN 1052 alt 100 % beträgt.

Werden einzelne Verbindungsmitte verglichen, hat es sich als praktikabel erwiesen, aus den Ergebnissen der neuen Normengeneration „quasi-zulässige“ Tragfähigkeiten zu errechnen, welche im Folgenden als R_G (G = Gebrauchslastniveau) bezeichnet werden.

$$R_G = R_d / \gamma'_f$$

$$\text{mit } \gamma'_f = (\gamma_G + \gamma_Q) / 2$$

$$\text{bzw. in den Beispielen } \gamma'_f = (1,35 + 1,5) / 2 = 1,425$$

Zudem wurden insbesondere für die Erstellung der Diagramme folgende Festlegungen getroffen:

- Holzfestigkeit S10 nach DIN 1052 alt bzw. C24 nach DIN 1052 neu mit $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$
- Lastverhältnis $g/q = 0,5$
- KLED „mittel“
- Nutzungsklasse 1
- infolge dessen $k_{mod} = 0,80$

2 Vergleich der Grundlagen und der Vorgehensweise

2.1 Bemessungskonzept

Das lange verwendete Prinzip der zulässigen Spannungen und zulässigen Belastungen wird in den neuen Normengenerationen durch das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept ersetzt. Da dieser Paradigmenwechsel von grundsätzlicher Natur für alle Normen jüngeren Datums ist, wird

der Unterschied als bekannt vorausgesetzt. Holzbauspezifische Einflüsse auf die Bemessung werden bei den neuen Normen des Holzbau durch den Modifikationsbeiwert k_{mod} berücksichtigt. Über die sogenannte Nutzungsklasse (NKL) werden Feuchteinflüsse erfasst, und über die Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED) werden zeitliche Einflüsse der Einwirkung berücksichtigt. Da die KLED direkt von den Einwirkungen abhängt und die NKL ebenfalls auf äußere Einflüsse zurückzuführen ist, verwirrt die Berücksichtigung dieser Werte auf der Materialseite zunächst.

2.2 Grundlagen

In der DIN 1052 alt gab es für die Ermittlung der zulässigen Tragfähigkeit von Stabdübeln zwei Gleichungen. Gleichung (3) erfasst den Einfluss des Holzes und Gleichung (4) den Einfluss des Stabdübelns.

Die Gleichungen der DIN 1052 neu und der Eurocodes 5 basieren auf der Theorie von *Johansen*. Diese erfasst sowohl die Lochleibungsfestigkeit des Holzes als auch die Biegesteifigkeit des Verbindungsmittels.

Wie in Bild 1 gut zu erkennen ist, liegen die Vergleichswerte R_G der jeweils älteren Normengenerationen näher beieinander, weisen aber zwischen den Generationen einen deutlichen Unterschied auf. Der Abstand des Werts R_G zwischen den Normengenerationen nimmt mit steigendem Durchmesser noch zu, ist also nicht konstant über alle Durchmesser. Bereits vor geraumer Zeit war aufgrund von Untersuchungen bekannt, dass die DIN 1052 alt bei der Bemessung von Stabdübeln größeren Durchmessers (ab 24 mm) auf der unsicheren Seite lag.

In Bild 2 kann man die Linearität mit einem begrenzenden Maximum der DIN 1052 alt im Vergleich mit den genaueren Betrachtungen auf der Grundlage der Theorie von *Johansen* sehr gut erkennen.

Der gerade Anstieg zu Beginn spiegelt die Lochleibungsfestigkeit des Holzes wider, gefolgt von einem ersten Knick, der durch die Ausbildung des ersten Fließgelenks im Stabdübel hervorgerufen wird. Dem nichtlinearen Verlauf folgt nach einem weiteren Knick ein konstanter Verlauf infolge der Ausbildung des zweiten Fließgelenks.

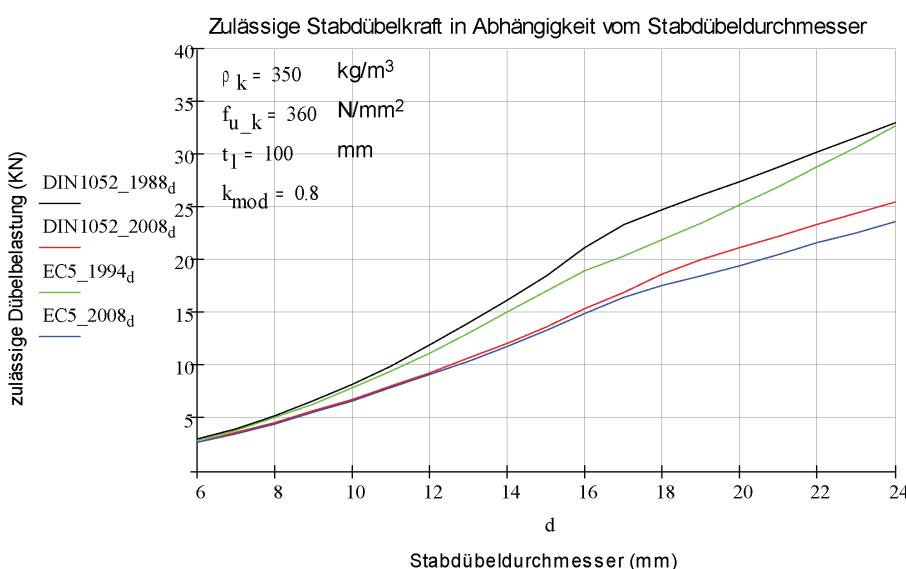


Bild 1. RG in Abhängigkeit vom Durchmesser
Fig. 1. RG depending on the diameter

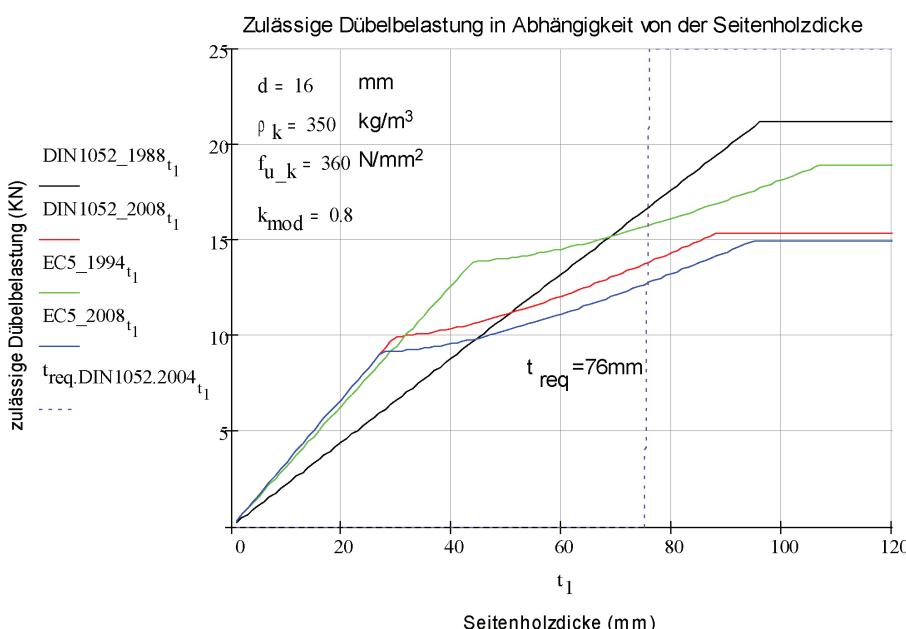


Bild 2. RG in Abhängigkeit von der Seitenholzdicke
Fig. 2. RG depending on the width of the timber

2.3 Einfluss des Holzes

In der DIN 1052 alt wurde nur zwischen Nadelholz und drei Laubholzgruppen unterschieden. Die neue Normengeneration berücksichtigt die Lochleibungsfestigkeit des Holzes, welche in Abhängigkeit von der Dichte in Ansatz gebracht wird. Als problematisch erweist sich hierbei die Wahl des Begriffs (siehe Abschn. 4.1).

2.4 Feuchte

Die DIN 1052 alt bezog sich in Teil 2 (mechanische Verbindungsmitte) auf die Abschnitte 5.1.7 und 5.2.3 des Teils 1. In diesen Abschnitten sind Abminderungen bei Feuchteeinfluss geregelt. Die neuen Normen erfassen derlei Einflüsse über die Nutzungsklasse (NKL), welche wieder in den Modifikationsbeiwert k_{mod} eingeht.

2.5 Lastart und Lastfälle

Bislang wurde im Wesentlichen zwischen Haupt-, Zusatz- und Sonderlasten unterschieden. Hieraus ergaben sich die Lastfälle H (Hauptlasten) und HZ (Haupt- und Zusatzlasten). Für HZ-Lastfälle durften zulässige Werte um einen Faktor erhöht werden. Das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept wird auf der Grundlage der DIN 1055-100 angewandt und führt zu einer Reihe von Lastfallkombinationen. Zudem wird die Einwirkungsdauer einer Last als Kriterium eingeführt, welches sich jedoch in dem bereits erwähnten Modifikationsbeiwert k_{mod} auf der Widerstandsseite auswirkt.

2.6 Kraft-Faser-Winkel

Die DIN 1052 alt berücksichtigt den Winkel zwischen der Kraftrichtung und der Faserrichtung mit Werten von 0° bis 90°. Die neue Normengeneration erfasst diesen Wert pro anzuschließendem Bauteil und addiert diese Werte. Somit

können sich z. B. bei einem Koppelpfettenstoß Winkel bis 180° ergeben.

2.7 Stahl-Holz-Verbindungen

Der bislang angewandte, pauschale Aufschlag von 25 % auf die zulässigen Werte wird durch eine differenzierte Be- trachtung ersetzt.

Einerseits werden auf der Grundlage der Theorie von Johansen eine Reihe zusätzlicher Formeln eingeführt, und andererseits werden auch Einflüsse der Blechdicke erfasst, da sich für die Verbindungsmitte ab einer bestimmten Blechdicke Einspannungen in die Stahlteile ergeben.

2.8 Wirksame Anzahl in Faserrichtung

Sowohl bei Nägeln als auch bei Stabdübeln durfte nach DIN 1052 alt eine bestimmte Anzahl von Verbindungsmit- teln ohne Abminderung in ihrer Tragfähigkeit aufaddiert werden. Bei der überwiegenden Anzahl der Anwendungs- fälle konnte auf diese Weise verfahren werden. Der EC 5 alt hat dies zwar in veränderter Form, aber prinzipiell, beibehalten.

Die neuen Normen schreiben bereits ab dem zweiten Verbindungsmitte in Faserrichtung eine Abminderung vor. Insbesondere für den Entwurfsprozess ist dies als sehr un- handlich zu bezeichnen und führt zu deutlich geringeren Tragfähigkeiten der Anschlüsse.

2.9 Einfluss der Stahlfestigkeit der Verbindungsmitte

Bislang konnte der Einfluss der Stahlfestigkeit nicht be- rücksichtigt werden. Die DIN 1052 alt legte nur Mindest- anforderungen fest. Die neuen Normen berücksichtigen die Festigkeit über die Berechnung des Fließmoments der Stabdübel.

Wie Bild 5 sehr einfach zu entnehmen ist, wirkt sich die Stahlfestigkeit nur in geringem Umfang aus.

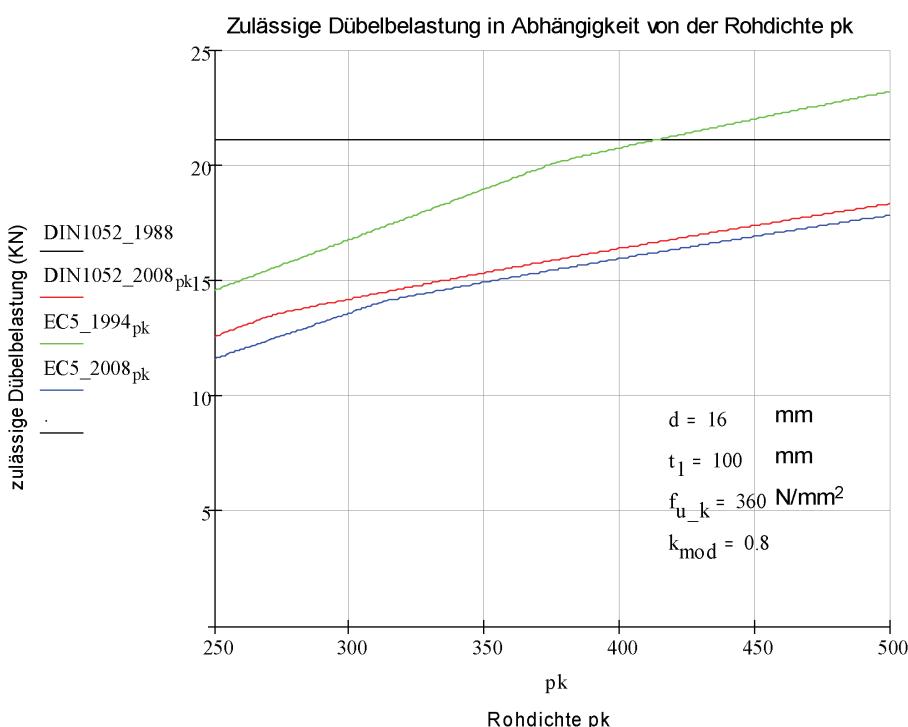


Bild 3. RG in Abhängigkeit von der „charakteristischen Rohdichte“
Fig. 3. RG depending on the “characteristical density”

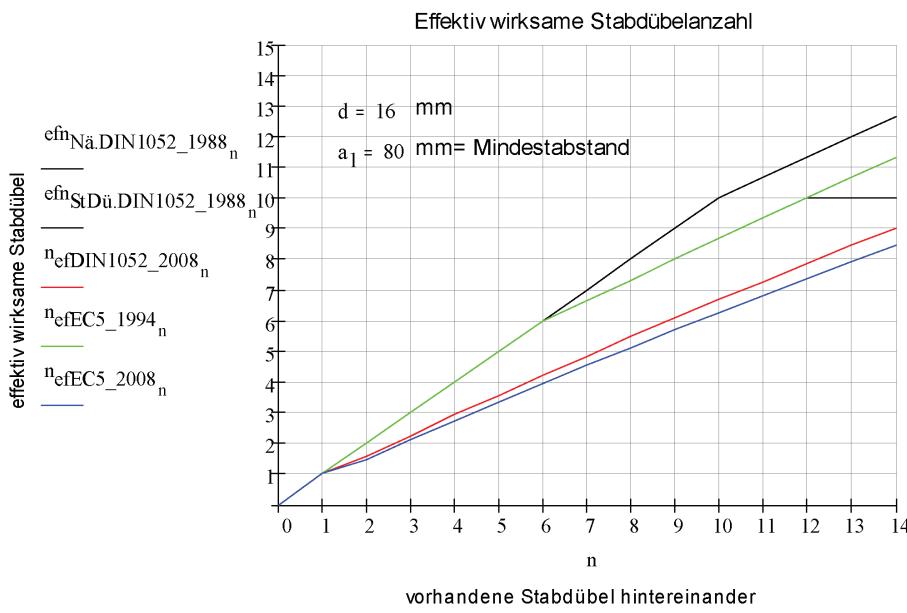


Bild 4. Effektiv wirksame Anzahl der Verbindungsmitte in Faserrichtung
Fig. 4. Effective number of fasteners in a row parallel to grain

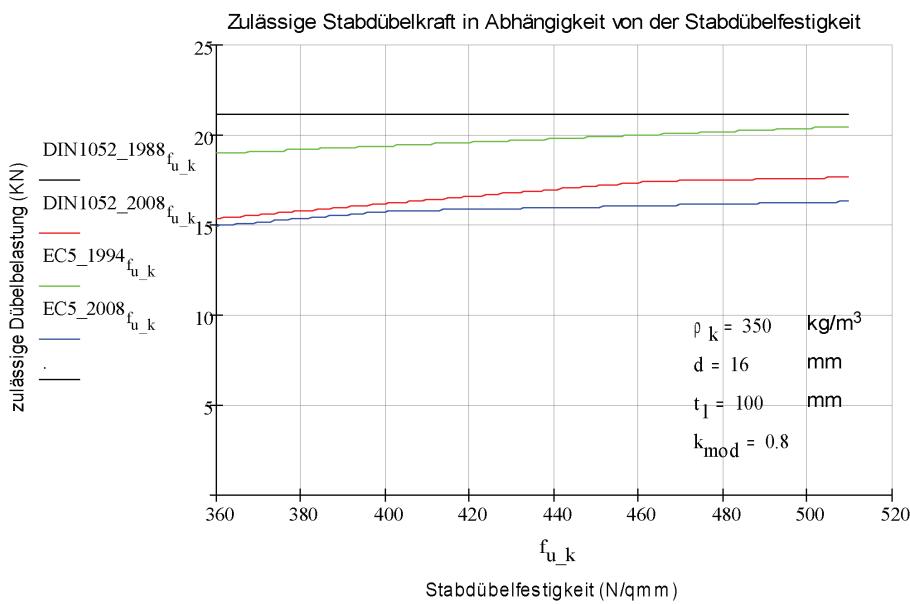


Bild 5. RG in Abhängigkeit von der Festigkeit des Stabdübelns
Fig. 5. RG depending on the mechanical strength of the steel

2.10 Berechnungsablauf

Bei Anwendung der DIN 1052 alt errechnet man zunächst zulässige Tragfähigkeitswerte für die jeweilige Verbindungsart und multipliziert diesen Wert mit einer Reihe von Faktoren, die z. B. eine Stahl-Holz-Verbindung oder den Kraft-Faser-Winkel erfassen.

Legt man die DIN 1052 neu zu Grunde, so ergibt sich aus den Grundgleichungen der charakteristische Wert R_k der Tragfähigkeit. Der Bemessungswert der Tragfähigkeit R_d wird aus R_k mittels Multiplikation mit k_{mod} und Division durch γ_m errechnet. Nahezu identisch ist die Vorgehensweise nach EC 5 neu.

Der EC 5 alt geht auf eine grundätzlich andere Weise vor. Hier wird aus den Grundgleichungen direkt der Bemessungswert der Tragfähigkeit R_d ermittelt. Für die Verfasser nicht nachvollziehbar steht k_{mod} bei diesem Ansatz unter einer Wurzel.

3 Beispiele

Anhand einiger Beispiele sollen die Bemessungsergebnisse auf der Grundlage der verschiedenen Normen gegenübergestellt werden. Um die Vergleichbarkeit sicherzustellen, wird für das jeweilige Bemessungsergebnis der Ausnutzungsgrad η errechnet.

3.1 Schlitzblechanschluss

3.1.1 nach DIN 1052 (1988)

System Stützweite $\ell_{\text{St}} = 5,30 \text{ m}$
 Balkenquerschnitt $b/h = 14/28$
 Holzfestigkeit BS11 bzw. GL24

Belastung
 $g = 2,88 \text{ kN/m}$
 $p = 2,88 \text{ kN/m}$

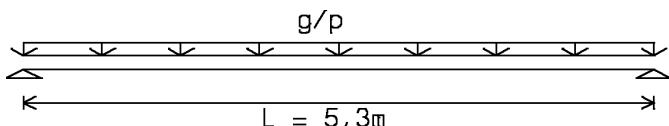


Bild 6. System
Fig. 6. System

Schnittrößen

$$M = \frac{(2,88 + 2,88) \cdot 5,3^2}{8} = 20,27 \text{ kNm} = 2027 \text{ kNm}$$

$$A = B = \frac{(2,88 + 2,88) \cdot 5,3}{2} = 15,3 \text{ kN}$$

Spannungsnachweis

$$\sigma = \frac{2027}{1829,3} = 1,1 \text{ kN/cm}^2$$

Somit ergibt sich der Ausnutzungsgrad η zu 100 %.

Anschlussdetail (Bild 7)

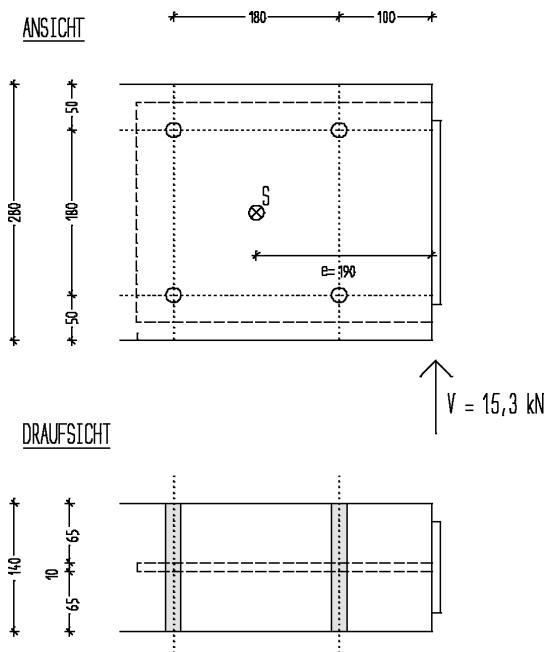


Bild 7. Detail
Fig. 7. Detail

Anschlusschnittgrößen

$$V = A = 15,3 \text{ kN}$$

$$M = 15,3 \text{ kN} \cdot 19 \text{ cm} = 290,7 \text{ kNm}$$

Stabdübelkräfte

$$V_V = \frac{15,3}{4} = 3,825 \text{ kN} \quad V_M = \frac{290,7}{4 \cdot 12,72} = 5,70 \text{ kN}$$

$$V_{SD} = 3,825 + \frac{5,70}{\sqrt{2}} = 7,855 \text{ kN}$$

$$H_{SD} = \frac{5,70}{\sqrt{2}} = 4,03 \text{ kN}$$

$$R_{SD} = \sqrt{(7,855)^2 + (4,03)^2} = 8,83 \text{ kN}$$

Kraft-Faser-Winkel

$$\alpha = \arctan \frac{7,855}{4,03} = 63^\circ$$

Stabdübeltragfähigkeit für einen Stabdübel Ø 12 mm in S 235

Einfluss Stahlblechanschluss · 1,25

Einfluss α

$$1 - \frac{63^\circ}{360^\circ} = 0,825$$

$$\begin{aligned} \text{zul N} &= \min \left[\begin{array}{l} 5,5 \cdot 2 \cdot 65 \cdot 12 \cdot 1,25 \cdot 0,825 = 8848 \text{ N} \\ \qquad \qquad \qquad = 8,84 \text{ kN} \\ 33 \cdot 2 \cdot 12^2 \cdot 1,25 \cdot 0,825 = 9801 \text{ N} \\ \qquad \qquad \qquad = 9,80 \text{ kN} \end{array} \right] \end{aligned}$$

Ausnutzungsgrad

$$\eta = \frac{8,83 \text{ kN}}{8,84 \text{ kN}} = 1,0 = 100 \%$$

3.1.2 nach DIN 1052 (2008)

$$\text{KLED „ständig“: } g_{sd} = 1,35 \cdot 2,88 = 3,89 \text{ kN/m}$$

$$\text{KLED „kurz“: } p_{sd} = 1,5 \cdot 2,88 = 4,32 \text{ kN/m}$$

$$q_{sd} = 3,89 + 4,32 = 8,21 \text{ kN/m}$$

$$\frac{k_{mod}}{k_{mod}} = \frac{0,9}{0,6} = 1,5; \quad \frac{q_{sd}}{g_{sd}} = \frac{8,21}{3,89} = 2,11 > 1,5$$

Lastfall g + p mit $k_{mod} = 0,9$ ist maßgebend!

Schnittrößen:

$$M_{Ed} = (3,89 + 4,32) \cdot (5,3)^2 / 8 = 28,83 \text{ kNm} = 2883 \text{ kNm}$$

Bemessung Gl24h:

$$\sigma_{Ed} = \frac{2883}{1829,3} = 1,56 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{md} = \frac{2,4 \cdot 0,9 \cdot 1,1}{1,3} = 1,83 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{Ed} = 1,56 \text{ kN/cm}^2$$

Bemessung der Stabdübelverbindung

Die resultierende Stabdübelkraft wird aus der charakteristischen Kraft des Beispiels 3.1.1 mit dem gemittelten Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 0,5 \cdot 1,35 + 0,5 \cdot 1,5 = 1,425$ multipliziert:

$$R_{Ed} = 1,425 \cdot 8,83 = 12,58 \text{ kN}$$

Eingangswerte für Stabdübelbemessung:

$$\text{Gl24h: } \rho_{\text{lk}} = 380 \text{ kg/m}^3; d_{\text{Stabdübel}} = 12 \text{ mm}$$

$$f_{\text{hok}} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 380 = 27,42$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 12 = 1,53$$

$$f_{\text{hdk}} = \frac{27,42}{1,53 \cdot \sin^2 63^\circ + \cos^2 63^\circ} = 19,3$$

$$\text{S 235 } f_{\text{uk}} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{yRk} = 0,3 \cdot 360 \cdot (12)^{2,6} = 69071 \text{ Nmm}$$

Ermittlung R_k nach DIN 1052 (2008); Anhang G:

G. 16:

$$R_k = 2 \cdot 19,3 \cdot 65 \cdot 12 = 30108 \text{ N} = 30,1 \text{ kN}$$

↗ 2 Scherfugen

$$R_d = \frac{30,1 \cdot 0,9}{1,3} = 20,84 \text{ kN}$$

γ_M

G. 17:

$$R_k = 2 \cdot 19,3 \cdot 65 \cdot 12 \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 69071}{19,3 \cdot 12 \cdot (65)^2}} - 1 \right]$$

$$= 15377 \text{ N} = 15,38 \text{ kN}$$

$$R_d = \frac{15,38 \cdot 0,9}{1,2} = 11,53 \text{ kN}$$

γ_M

G. 18:

$$R_k = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot 69071 \cdot 19,3 \cdot 12} = 15988 \text{ N} = 15,99 \text{ kN}$$

$$R_d = \frac{15,99 \cdot 0,9}{1,1} = 13,08 \text{ kN}$$

→ maßgebend. G. 17 mit $R_d = 11,53 \text{ kN}$
(Stabdübelbiegung mit einem Fließgelenk)

Abminderung für in Faserrichtung hintereinanderliegende Stabdübel:

$$n_{\text{ef}} = \min \left[2, 2^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{180}{10 \cdot 12}} \cdot \left[\frac{(90-63)}{90} \right] + 2 \cdot \frac{63}{90} \right] = 2$$

Die Stabdübel sind ohne Abminderung ansetzbar.

Ausnutzungsgrad:

$$R_{Ed}/R_d = 12,58/11,53 = 1,09 = 109 \text{ %}$$

Der Ausnutzungsgrad ergibt sich bei diesem Beispiel ausschließlich aus der Tragfähigkeit des einzeln betrachteten Stabdübelns.

3.1.3 nach EC 5 (1994)

System und Knotendetail wie in Beispiel 3.1.1:
maßgebend KLED „kurz“ (siehe Beispiel 3.1.2), auf den Nachweis des Biegeträgers wird hier verzichtet.

Bemessung der Stabdübelverbindung:

Brettschichtholz Gl24h:

$$\rho_{\text{gk}} = 380 \text{ kg/m}^3; d_{\text{Stabdübel}} = 12 \text{ mm}$$

$$f_{\text{hod}} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 380 = 18,98$$

$$M_{yd} = 0,8 \cdot 360 \cdot \frac{12^3}{6} \cdot \frac{1}{1,1} = 75404 \text{ Nmm}$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 12 = 1,53$$

$$f_{(h63^\circ d)} = \frac{18,98}{1,53 \cdot (\sin 63^\circ)^2 + (\cos 63^\circ)^2} = 13,35$$

$$(e) R_d = 2 \cdot 13,35 \cdot 65 \cdot 12 = 20840 \text{ N} = 20,84 \text{ kN}$$

$$(f) R_d = 2 \cdot 1,1 \cdot 13,35 \cdot 65 \cdot 12 \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 75404}{13,35 \cdot 12 \cdot (65)^2}} - 1 \right]$$

$$R_d = 12916 \text{ N} = 12,92 \text{ kN}$$

$$(g) R_d = 2 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 75404 \cdot 13,35 \cdot 12}$$

$$= 14745 \text{ N} = 14,75 \text{ kN}$$

Maßgebend ist Gleichung (f) mit $R_d = 12,92 \text{ kN}$ (Stabdübelbiegung mit einem Fließgelenk).

Ausnutzungsgrad:

$$R_{Ed}/R_d = 12,58/12,92 = 0,97 = 97 \text{ %}$$

Der Ausnutzungsgrad ergibt sich bei diesem Beispiel ausschließlich aus der Tragfähigkeit des einzeln betrachteten Stabdübelns.

3.1.4 nach EC 5 (2008)

Zur Vereinfachung wird die resultierende Stabdübelkraft aus Beispiel 3.1.2 übernommen.

$$R_{Ed} = 12,58 \text{ kN}$$

Eingangswerte zur Stabdübelbemessung:

Brettschichtholz Gl24h:

$$\rho_{\text{gk}} = 380 \text{ kg/m}^3; d_{\text{Stabdübel}} = 12 \text{ mm}$$

$$f_{\text{hok}} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 380 = 27,42$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 12 = 1,53$$

$$f_{\text{hdk}} = \frac{27,42}{1,53 \cdot \sin^2 63^\circ + \cos^2 63^\circ} = 19,3$$

Stabdübel: S 235 $f_{\text{uk}} = 360 \text{ N/mm}^2$

$$M_{yRk} = 0,3 \cdot 360 \cdot 12^{2,6} = 69071 \text{ Nmm}$$

$$(f) F_{VRk(f)} = 2 \cdot 19,3 \cdot 65 \cdot 12 = 30108 \text{ N} = 30,1 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_{VRd(f)} = \frac{30,1 \cdot 0,9}{1,3} = 20,83 \text{ kN}$$

$$(g) F_{VRk(g)} = 2 \cdot 19,3 \cdot 65 \cdot 12 \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 69071}{19,3 \cdot 12 \cdot 65^2}} - 1 \right]$$

$$F_{VRd(g)} = 15377 \text{ N} = 15,38 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_{VRd(g)} = \frac{15,38 \cdot 0,9}{1,3} = 10,65 \text{ kN}$$

$$(h) F_{VRk(h)} = 2 \cdot 2,3 \cdot \sqrt{69071 \cdot 19,3 \cdot 12} \\ = 18398 \text{ N} = 18,4 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_{VRd(h)} = \frac{18,4 \cdot 0,9}{1,3} = 12,74 \text{ kN}$$

maßgebend Gl. (g) mit $F_{VRd} = 10,65 \text{ kN}$

Abminderung für in Faserrichtung hintereinanderliegende Stabdübel:

$$n_{ef} = \min \left[2, 20,9 \cdot \sqrt{\frac{180}{13 \cdot 12}} \right] = 1,93$$

$$\rightarrow F_d = 10,65 \cdot \frac{1,93}{2} = 10,3 \text{ kN}$$

Ausnutzungsgrad:

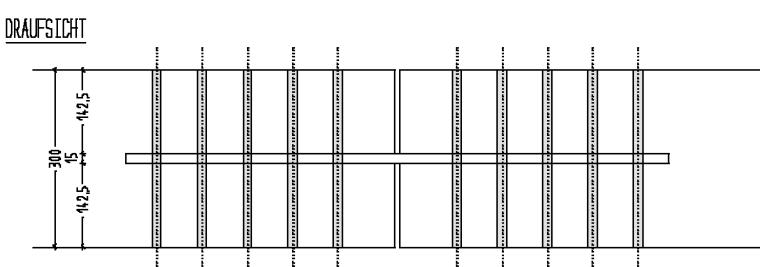
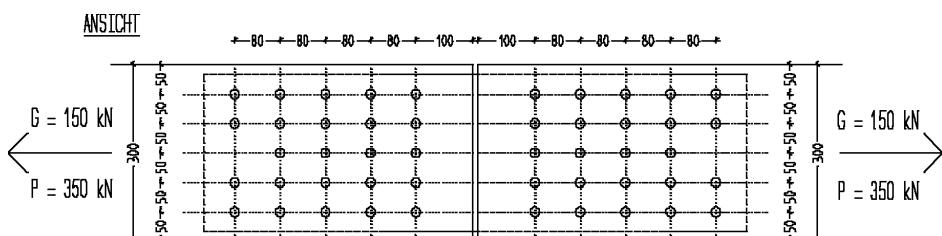
$$R_{Ed}/F_d = 12,58/10,3 = 1,22 = 122 \%$$

Betrachtet man den einzelnen Stabdübel, ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von $1,18 = 118 \%$. Die Reduktion der wirksamen Anzahl in Faserrichtung führt zu einem Wert von $1,036 = 103,6 \%$.

3.2 Zugstab mit Schlitzblechstoß

3.2.1 nach DIN 1052 (1988)

geg: Stabquerschnitt $b/h = 30/30$
 Holzfestigkeit BS11 bzw. GL24
 $t_{\text{Schlitzblech}} = 15 \text{ mm}$
 24 Stabdübel $\varnothing 16 \text{ mm}$



$$\eta_{\text{Stahlteil}} \downarrow$$

$$\text{zulN} = \min \begin{cases} 5,5 \cdot 142,5 \cdot 16 \cdot 1,25 \cdot 2 = 31350 \text{ N} \\ = 31,35 \text{ kN} \\ 33 \cdot (16)^2 \cdot 1,25 \cdot 2 = 21120 \text{ N} \\ = 21,12 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{erf. n}_{\text{StDü}\varnothing 16} = \frac{(150 + 350)}{21,12} = 24 \text{ Stück in 5 Spalten} < 7$$

Alle Stabdübel dürfen voll angesetzt werden
 Ausnutzungsgrad: $\eta = 100 \%$

3.2.2 nach DIN 1052 (2008)

Knotengeometrie wie in Beispiel 3.2:

$$G = 150 \text{ kN}$$

$$Q = 350 \text{ kN}$$

$$\rightarrow Z_{Ed} = 1,35 \cdot 150 + 1,5 \cdot 350 = 727,5 \text{ kN}$$

Eingangswerte zur Stabdübelbemessung:

Brettschichtholz Gl24h; $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$
 Stabdübel $d_{\text{Stabdübel}} = 16 \text{ mm}$

$$\rightarrow f_{hok} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16) \cdot 380 = 26,17$$

Kraft/Faserwinkel = $0^\circ \rightarrow f_{hok} = f_{hak}$

$$\rightarrow k_{\text{mod}} = 0,9$$

$$\rightarrow M_{yk} = 0,3 \cdot 360 \cdot 16^{2,6} = 145927 \text{ Nmm}$$

Ermittlung R_k nach DIN 1052 (2004); Anhang G:

G. 16:

$$R_k = 2 \cdot 26,17 \cdot 142,5 \cdot 16 = 119335,2 \text{ N} = 119,34 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_d = \frac{119,34 \cdot 0,9}{1,3} = 82,62 \text{ kN}$$

G. 17:

$$R_k = 2 \cdot 26,17 \cdot 142,5 \cdot 16 \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 145927}{26,17 \cdot 16 \cdot (142,5)^2}} - 1 \right] \\ = 52302 \text{ N} = 52,3 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_d = \frac{52,3 \cdot 0,9}{1,2} = 39,23 \text{ kN}$$

G. 18:

$$\begin{aligned} R_k &= 2 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot 145927 \cdot 26,17 \cdot 16} \\ &= 31267,24 = 31,27 \text{ kN} \\ \rightarrow R_d &= \frac{31,27 \cdot 0,9}{1,1} = 25,58 \text{ kN} \end{aligned}$$

Abminderung für in Faserrichtung hintereinanderliegende Stabdübel:

5-er Reihe

$$\begin{aligned} n_{ef5} &= \left[\min \left\{ 5; 5^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{80}{10 \cdot 16}} \right\} \right] \cdot \frac{90-0}{90} + 2 \cdot \frac{0}{90} = 3,58 \\ \rightarrow \eta &= 0,716 \rightarrow \eta \sim 0,72 \end{aligned}$$

4-er Reihe

$$\begin{aligned} n_{ef4} &= \left[\min \left\{ 4; 4^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{80}{10 \cdot 16}} \right\} \right] \cdot \frac{90-0}{90} + \frac{2 \cdot 0}{90} = 2,93 \\ \rightarrow \eta &= 0,73 \end{aligned}$$

aus G16: $R_{d1=80} = 82,62 \cdot 0,72 = 59,48 \text{ kN}$ aus G17: $R_{d1=80} = 39,23 \cdot 0,72 = 28,25 \text{ kN}$ aus G18: $R_{d1=80} = 25,58 \cdot 0,72 = 18,40 \text{ kN}$ maßgebend $R_{d1=80 \text{ mm}} = 18,4 \text{ kN}$ Aufnehmbare Zugkraft: $Z_{Rd} = 24 \cdot 18,4 = 441,6 \text{ kN}$

Ausnutzungsgrad:

$\eta = 727,5/441,6 = 1,64 = 164 \text{ %}$

Für den einzelnen Stabdübel ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von $1,18 = 118 \text{ %}$. Die Reduktion der wirksamen Anzahl in Faserrichtung führt zu einem Wert von $1,39 = 139 \text{ %}$.

3.2.3 nach EC 5 (1994)

Knotengeometrie wie in Beispiel 3.2.1: $Z_{Ed} = 727,5 \text{ kN}$

Eingangswerte zur Stabdübelbemessung:

Brettschichtholz Gl24h; $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$;
Stabdübel S 235; $d_{\text{Stabdübel}} = 16 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} k_a &= \sqrt{\frac{5 \cdot 16}{(3+4 \cos 0^\circ) \cdot 16}} = 0,845; \\ f_{hod} &= 0,845 \cdot \frac{0,9}{1,3} \cdot 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16) \cdot 380 = 15,31 \\ M_{yd} &= \frac{0,8}{1,1} \cdot 360 \cdot \frac{16^3}{6} = 178734,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

(e) $R_d = 2 \cdot 15,31 \cdot 142,5 \cdot 16 = 69813,6 \text{ N} = 69,8 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} (f) \quad R_d &= 2 \cdot 1,1 \cdot 15,31 \cdot 142,5 \cdot 16 \times \\ &\quad \times \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 178734,5}{15,31 \cdot 16 \cdot (142,5)^2}} - 1 \right] \\ &= 35644 \text{ N} = 35,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

(g) $R_d = 2 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 178734,5 \cdot 15,31 \cdot 16}$

$= 28072,9 \text{ N} = 28,07 \text{ kN}$

 \rightarrow maßgebend $R_d = 28,07 \text{ kN}$

Aufnehmbare Zugkraft:

$Z_{Rd} = 24 \cdot 28,07 \text{ kN} = 673,75 \text{ kN}$

Ausnutzungsgrad:

$\eta = 727,5/673,75 = 1,08 = 108 \text{ %}$

Für den einzelnen Stabdübel ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von $0,99 = 99 \text{ %}$. Die Reduktion der wirksamen Anzahl in Faserrichtung führt zu einem Wert von $1,086 = 108,6 \text{ %}$.

3.2.4 nach EC 5 (2008)

Knotengeometrie wie in Beispiel 3.2

$G = 150 \text{ kN}$

$P = 350 \text{ kN}$

$\rightarrow Z_{Ed} = 1,35 \cdot 150 + 1,5 \cdot 350 = 727,5 \text{ kN}$

Eingangswerte zur Stabdübelbemessung:

$$\begin{aligned} \text{Gl24h}; \rho_k &= 380 \text{ kg/m}^3; \\ d_{\text{Stabdübel}} &= 16 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\rightarrow f_{hok} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16) \cdot 380 = 26,17$

\rightarrow Kraft/Faserwinkel = $0^\circ \rightarrow f_{hok} = f_{hak}$

$k_{mod} = 0,9$

$M_{yRk} = 0,3 \cdot 360 \cdot 16^{2,6} = 145927 \text{ Nmm}$

$$\begin{aligned} (f) \quad F_{VRk(f)} &= 2 \cdot 26,17 \cdot 142,5 \cdot 16 \\ &= 119335,2 \text{ N} = 119,34 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\rightarrow F_{VRd(f)} = \frac{119,34 \cdot 0,9}{1,3} = 82,62 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} (g) \quad F_{VRk(g)} &= 2 \cdot 26,17 \cdot 142,5 \cdot 16 \times \\ &\quad \times \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 145927}{26,17 \cdot 16 \cdot 142,5^2}} - 1 \right] \\ F_{VRk(g)} &= 52302 \text{ N} = 52,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\rightarrow F_{VRd(g)} = \frac{52,3 \cdot 0,9}{1,3} = 36,2 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} (h) \quad F_{VRk(h)} &= 2 \cdot 2,3 \cdot \sqrt{145927 \cdot 26,17 \cdot 16} \\ &= 35957 \text{ N} = 35,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\rightarrow F_{VRd(h)} = \frac{35,95 \cdot 0,9}{1,3} = 24,9 \text{ kN}$

Abminderung für in Faserrichtung hintereinanderliegende Stabdübel:

5-er Reihe

$$\begin{aligned} n_{ef5} &= \left[\min \left\{ 5; 5^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{80}{13 \cdot 16}} \right\} \right] = 3,35 \\ \rightarrow \eta &= 0,67 \end{aligned}$$

4-er Reihe

$$n_{ef4} = \left[\min \left\{ 4; 4^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{80}{13 \cdot 16}} \right\} \right] = 2,74$$

$\rightarrow \eta = 0,73 \rightarrow \eta \sim 0,675$

aus (f) $F_{VRd_{a1=80}} = 82,62 \cdot 0,675 = 55,76 \text{ kN}$

aus (g) $F_{VRd_{a1=80}} = 36,2 \cdot 0,675 = 24,44 \text{ kN}$

aus (h) $F_{VRd_{a1=80}} = 24,9 \cdot 0,675 = 16,8 \text{ kN}$

maßg $F_{VRd} = 16,8 \text{ kN}$

→ Aufnehmbare Zugkraft: $Z_{rd} = 24 \cdot 16,8 = 403 \text{ kN}$

Ausnutzungsgrad:

$$\eta = 727,5 / 403 = 1,8 = 180 \%$$

Für den einzelnen Stabdübel ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von $1,21 = 121 \%$. Die Reduktion der wirksamen Anzahl in Faserrichtung führt zu einem Wert von $1,48 = 148 \%$.

3.3 Bewertung der Ergebnisse

Die Abweichungen bei der Bemessung des Schlitzblechanschlusses im Auflagerbereich liegen mit maximal 22 % in einer Größenordnung, die bei der Einführung einer neuen Norm sicherlich von der Fachwelt akzeptiert werden wird.

Nicht nachvollziehbar sind die enormen Abweichungen beim Zugstabstoß. Überbeanspruchungen von 64 % nach DIN 1052 neu bzw. 80 % nach EC 5 neu würden bedeuten, dass die Bemessung nach DIN alt zu einem nennenswerten Einschnitt in das Sicherheitsniveau geführt hätte. Die Folge müssten demgemäß häufige und umfangreiche Schäden an solchen Stößen sein. Den Verfassern und diesbezüglich befragten Kollegen sind derartige Schäden jedoch nicht bekannt.

Neben dem oben erwähnten Unterschied bei der Ermittlung der Tragfähigkeit des einzelnen Verbindungsmittels wird die enorme Abweichung der Ergebnisse beim Zugstoß primär durch die restriktive Ermittlung der wirk samen Dübelanzahl beeinflusst.

Hierzu ist nach Meinung der Verfasser erheblicher Klärungsbedarf vorhanden.

4 Zusammenfassung und Ausblick

4.1 Mögliche Fehlerquellen bei der Anwendung der DIN 1052 neu

Der Begriff „charakteristische Rohdichte“ hat nach Berichten von Kollegen bereits massive Fehler nach sich gezogen. Einige Tragwerksplaner haben hier den Rechenwert

aus der DIN 1055, also der Lastannahmen-Norm, eingesetzt. Dieser Wert ist deutlich höher und führt zu falschen Ergebnissen, die deutlich auf der unsicheren Seite liegen.

Eine weitere Fehlerquelle ergibt sich bei Verwendung von kombiniertem Brettschichtholz. Hier ist es wichtig, die Bemessung anhand der „charakteristischen Rohdichte“ derjenigen Lamellen vorzunehmen, in welchen das Verbindungsmitte eingebaut wird. Der häufig zu beobachtende Versuch, Brettschichtholz mit homogenem Aufbau zu verwenden, scheitert bei nennenswerten Mengen schlichtweg an der Verfügbarkeit.

Die neue Betrachtung des Kraft-Faser-Winkels kann ebenfalls zu Fehlern führen, da die Vorgehensweise ähnlich zur DIN 1052 alt ist, jedoch bei Holz-Holz-Verbindungen beide Hölzer in Ansatz gebracht werden müssen.

4.2 Auswirkung auf Tragwerksentwurf und Bemessung

Insbesondere wegen der nach DIN 1052 alt relativ großen Anzahl von in Faserrichtung linear anrechenbarer Verbindungsmitte konnte in der Entwurfsphase die Anzahl und Anordnung der Verbindungsmitte auch mit Tabellen recht einfach bestimmt werden. Die neue Normengeneration kann aufgrund der komplexen Nachweisformate nahezu ausschließlich mit Hilfe von Programmen angewandt werden.

Die vorliegende Untersuchung behandelt zudem nur die sogenannte Kaltbemessung, also die Bemessung unter normalen Umgebungstemperaturen. Eine sogenannte Heißbemessung für den Brandfall ist auch bei den neuen Normen möglich, würde jedoch den Rahmen dieser Untersuchung sprengen.

4.3 Vorschläge zu Verbesserungen und Vereinfachungen

Für die hier behandelten, stiftförmigen Verbindungsmitte wären Handreichungen z. B. in Form von Tabellenwerken äußerst hilfreich um im Holzbau effizient und gut konstruieren und entwerfen zu können.

Die von einem Softwarehersteller verteilten Bemessungstafeln sind ein Schritt in die richtige Richtung, nach Meinung der Verfasser aber noch nicht einfach genug.

Diese Untersuchung wurde dankenswerter Weise durch die Bayerische Ingenieurkammer-Bau gefördert.

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Markus Bernhard, Prüfingenieur für Standsicherheit, Fachrichtung Holzbau, ö.b.u.v. Sachverständiger für Holzbau, Stahlbetonhochbau und Mauerwerksbau

Dipl.-Ing. (FH) Norbert Mayr, Dipl.-Ing. (FH) Felix Schrader, alle IngPunkt Ingenieurgesellschaft für das Bauwesen mbH, Heilig-Kreuz-Straße 24, D – 86152 Augsburg



**Bayerische Ingenieurekammer-Bau
Körperschaft des öffentlichen Rechts
Nymphenburger Straße 5
D- 80335 München**

Tel. +49 (0) 89 41 94 34-22 • Fax +49 (0) 89 41 94 34-20
info@bayika.de • www.bayika.de