

DIN 1052:2008-12 Neue Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken

Teil 5 (2): Aussteifungen von Holztragwerken

(Fortsetzung aus Heft 7/09 und Schluss)

Es werden die Grundlagen zur Aussteifung von Holztragwerken dargelegt und an Beispielen erläutert.

DIN 1052:2008-12 – New basics for design, calculation and dimensioning of timber structures, Part 5 (2): Construction of bracing in wooden structures. *Basics of bracing in wooden structures are given and amplified by several examples. (Continuation of part 5 (1), number 7/09)*

4 Aussteifungskonstruktionen

4.1 Dachschalungen und Dachlatten

Nach DIN 1052:2008-12, Anhang E dürfen Brettschalungen und Dachlatten nur unter bestimmten Bedingungen zur Weiterleitung von Wind- und Stabilisierungslasten von Sparren und Gurten von Fachwerkträgern herangezogen werden. Die Lasten selbst müssen über einen Aussteifungsverband aufgenommen und abgeleitet werden. Bei Hausdächern kann der Verband aus dem räumlichen Tragsystem, das aus Sparren und Windrispen gebildet wird, bestehen.

Dachschalungen und Dachlatten dürfen ohne genauen Nachweis des Zusammenwirkens als Aussteifung angesetzt werden, wenn die nachstehenden Bedingungen erfüllt sind (siehe Bilder 36 und 37):

- Die Dachebene ist durch Wind- und Stabilisierungsverbände ausgesteift.
- Die Aussteifungsverbände sind mindestens an der Traufe und am First gehalten (z. B. durch Windrispenbänder abgespannt).
- Die Binder sind an den Traufen und am First (auf jeder Seite der Dachfläche) über Druckstollen zug- und druckfest miteinander verbunden. Die Stöße sind verformungsarm auszubilden, d. h. für die 1,5-fache Kraft zu bemessen.
- Die Spannweite ℓ des auszusteifenden Bauteils beträgt höchstens 15 m.
- Der Abstand a der Aussteifungsverbände beträgt höchstens 10 m.
- Der Binderabstand e beträgt höchstens 1,25 m.
- Der Binderobergurt ist mindestens 40 mm breit.
- Die Höhe der Binderobergurte beträgt höchstens das 4-fache der Binderbreite.
- Die Stöße der Brettschalungen bzw. der Dachlatten sind bei einer maximalen Stoßbreite von 1 m um mindestens 2 Binderabstände versetzt.
- Die Brettbreite beträgt mindestens 12 cm.

Die Windrispen dienen der Rückhängung der Kräfte auf die Auflager. Sie werden daher auch als Rückhängungen oder Firstabspannungen bezeichnet.

Liegt die Dachlattung auf einer Konterlattung (Bild 38), so ist die Gesamthöhe (Gurthöhe + Höhe der Konterlattung) einzusetzen. Die Konterlatte ist neben der üblichen

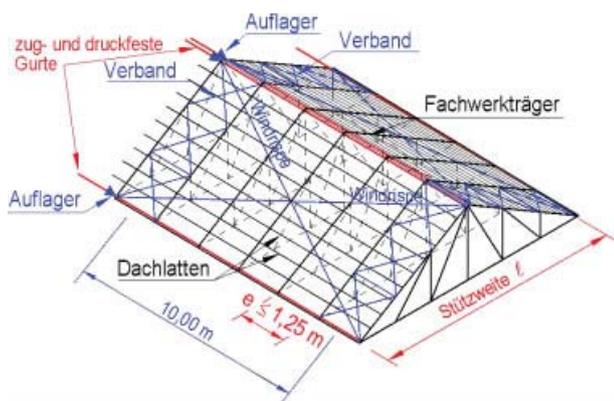


Bild 36. Bedingungen der Anwendung der Dachlatten bei einem Dach mit dreieckförmigen Fachwerkträgern
Fig. 36. Rules for bracing by roof laths

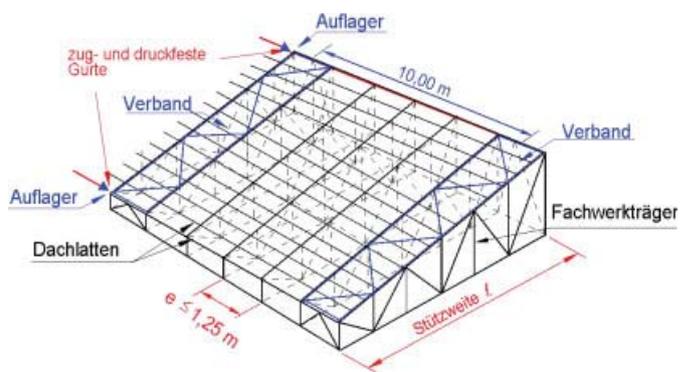


Bild 37. Bedingungen der Anwendung der Dachlatten bei einem Dach mit pultförmigen Fachwerkträgern
Fig. 37. Rules for bracing by roof laths in a single pitch roof girder

Befestigung – Dachschub, Windsog) zusätzlich für die 1,5-fache Seitenlast anzuschließen. Die Breite der Konterlattung muss mindestens 40 mm betragen.

Die Norm macht keine Angaben über die Befestigung der Schalung bzw. der Lattung. Da es sich um für die Stand-sicherheit der Dachkonstruktion wesentliche Bauteile handelt, sollten die Schalung bzw. die Lattung mit mindestens 2 Nägeln an jedem Binder angeschlossen werden. Dies gilt auch für die Stöße. Reicht die Gurt- bzw. Sparrenbreite zur Einhaltung der Mindestnagelabstände nicht aus, sind an den Stoßstellen Beihölzer anzuordnen. An den Verbänden sind die Schalung bzw. die Lattung für die Kraft $E_d \cdot e$ (E_d = Einwirkung auf den Verband; e = Brettbreite, Lattenabstand) anzuschließen (Bilder 39 und 40).

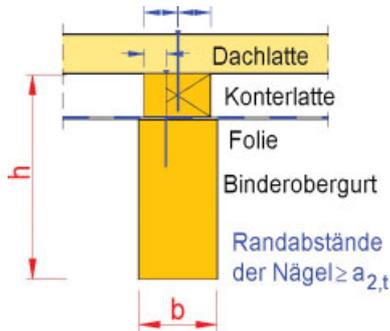


Bild 38. Dachlatte über die Konterlatte auf dem Binderobergurt, Bedingung $h/b \leq 4$; hier h = Gurthöhe + Höhe der Konterlatte

Fig. 38. Roof laths on a counter battening

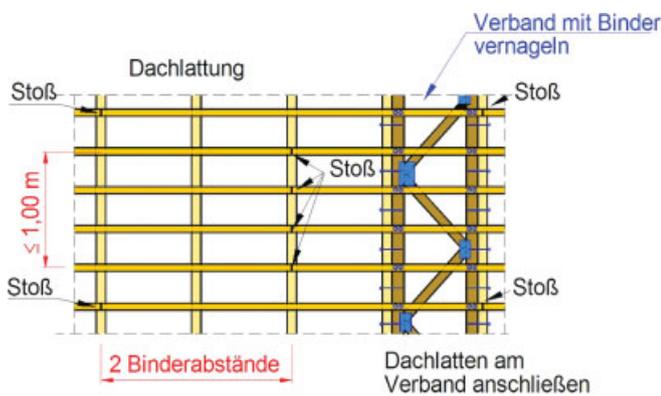


Bild 39. Bedingungen für die Stöße der Dachlatten und Anschluss der Latten an den Verband

Fig. 39. Rules for roof lath joints and joint between laths and bracing

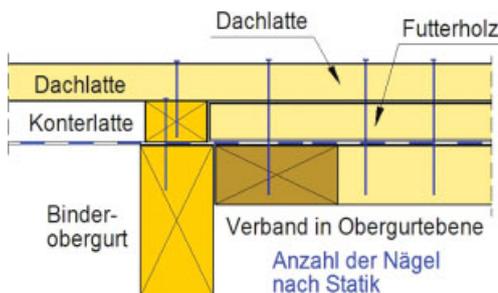


Bild 40. Anschluss der Dachlatte an den Verband

Fig. 40. Joint between roof lath and bracing

4.2 Windrispen

4.2.1 Grundsätzliches

Die Windrispen haben die Aufgabe, die Einwirkungen von den Giebelflächen zu den Traufwänden abzuleiten. Von dort werden sie dann bis in den Baugrund geführt. Können diese Lasten zum Beispiel über Walme (Bild 41), querstehende Wände oder Deckenscheiben (Bild 42) aufgenommen werden, kann auf die Windrispen verzichtet werden. Die Windrispen sind in diesem Fall nur konstruktiv erforderlich. So verhindern sie z. B. das Verschieben der Sparren bei der Montage und können beim Ausbau des Dachs entfernt werden.

Die querstehenden Wände bzw. Wandscheiben können als Mauerwerkswände, als Fachwerkwände oder als tragende Wände nach der Holzrahmenbauart ausgeführt werden. Damit kann die Giebelwand wirkungsvoll ausge-

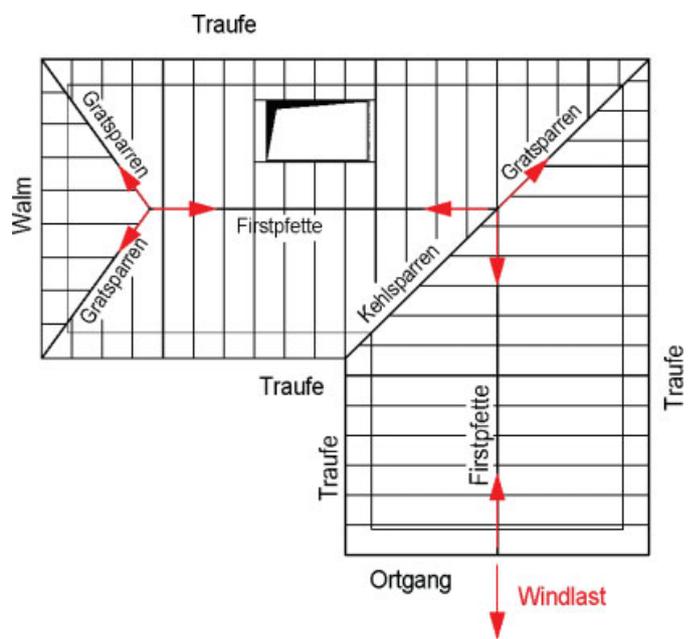


Bild 41. Kraftverlauf der Windlast bei einem Dach eines Winkelhauses mit einem einseitigen Walm

Fig. 41. Load transmission from wind loads on a hipped roof

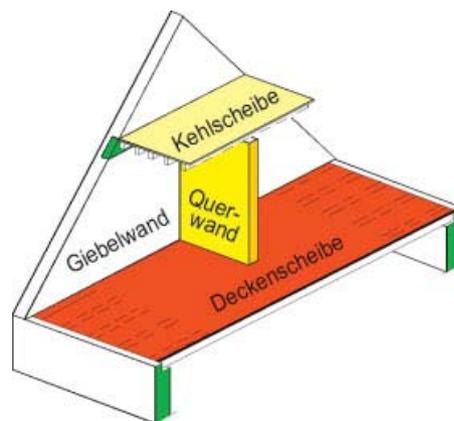


Bild 42. Aussteifung einer gemauerten Giebelwand durch Wände und Deckenscheiben

Fig. 42. Bracing structure for a bricked gable wall by wall- and floor disks

steift werden. Wichtig ist der druck-, zug- und schubfeste Anschluss der Wandscheiben an die Giebelwand bzw. die Deckscheibe.

An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass für Bauten in Deutschen Erdbebengebieten zusätzliche Regelungen gelten (siehe DIN 4149).

4.2.2 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Ermittlung der Schnittkräfte

Windrispen stellen die Diagonalen eines räumlichen Systems bzw. eines in der Dachebene angeordneten Verbandes dar. Bei üblichen Hausdächern werden die Pfosten durch die Sparren und die Gurte durch die Pfetten gebildet. Je nach ihrer Ausbildung können die Diagonalen Zug- und Druckkräfte – z. B. hölzerne Rispen – oder nur Zugkräfte – z. B. stählerne Rispenbänder – aufnehmen.

Zur Berechnung der Normalkräfte in den Rispen werden die Streckenlasten in Einzelkräfte zusammengefasst, die in den Knoten angreifen (Fachwerkanalogie). Die Rispenkraft ist über die gesamte Länge konstant. Sie ist am First und an der Traufe jeweils mit der vollen Größe anzuschließen.

Da die Lasteinleitung und -übertragung über die Dachlatten nicht gesichert ist (im. Allg.: nur ein Nagel je Sparrenanschluss und -stoß), sollte dieses Rechenmodell nur in Sonderfällen Anwendung finden.

Der im Bild 44 dargestellte Anschluss kann praktisch keine Kräfte weiterleiten.

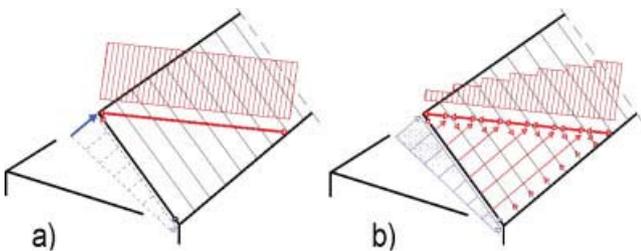


Bild 43. Kraftverlauf in der Rispe bei Angriff einer Einzelastlast am First bzw. Linienlast am Ortgang am Beispiel einer druckfesten Rispe, a) bei Ansatz einer Einzellast am First, b) bei kontinuierlicher Einleitung über die Lattung
Fig. 43. Load transmission in a wind brace from single load or line load



Bild 44. Stoß der Dachlatten auf einer Konterlattung. Negativbeispiel, Randabstand der Nägel nicht eingehalten, rechte Latte gespalten
Fig. 44. Roof laths joint on a counter battening, negative example

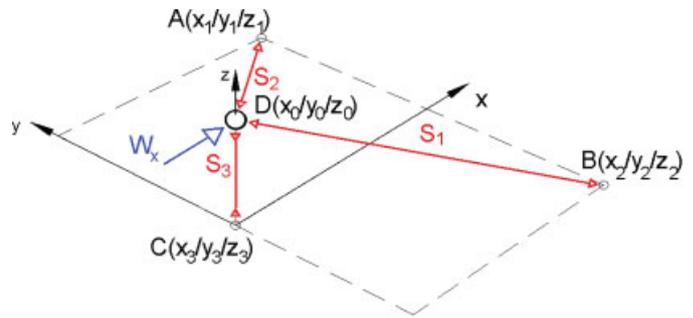


Bild 45. Aufteilung der Windkraft W_x in die drei Stäbe S_1 , S_2 und S_3 ; am Beispiel druckfester Rispen dargestellt; mit Angabe der Bezeichnungen

Fig. 45. Transmission of wind load W_x in the members S_1 , S_2 , S_3

Windrispen sind schräg im Raum liegende Stäbe. Die auftretende Windkraft $W_{x,d}$ ist daher in drei Richtungen zu zerlegen.

Die Schnittkräfte können nach den folgenden Gleichungen ermittelt werden:

$$\frac{x_1 - x_0}{l_{s1}} \cdot S_1 + \frac{x_2 - x_0}{l_{s2}} \cdot S_2 + \frac{x_3 - x_0}{l_{s3}} \cdot S_3 + W_x = 0$$

$$\frac{y_1 - y_0}{l_{s1}} \cdot S_1 + \frac{y_2 - y_0}{l_{s2}} \cdot S_2 + \frac{y_3 - y_0}{l_{s3}} \cdot S_3 + W_y = 0$$

$$\frac{z_1 - z_0}{l_{s1}} \cdot S_1 + \frac{z_2 - z_0}{l_{s2}} \cdot S_2 + \frac{z_3 - z_0}{l_{s3}} \cdot S_3 + W_z = 0$$

mit:

$$l_{s1} = \sqrt{(x_1 - x_0)^2 + (y_1 - y_0)^2 + (z_1 - z_0)^2}$$

wahre Länge der Rispe 1

$$l_{s2} = \sqrt{(x_2 - x_0)^2 + (y_2 - y_0)^2 + (z_2 - z_0)^2}$$

wahre Länge der Rispe 2

$$l_{s3} = \sqrt{(x_3 - x_0)^2 + (y_3 - y_0)^2 + (z_3 - z_0)^2}$$

wahre Länge der Rispe 3

Bei **symmetrischer Anordnung der Rispen** vereinfachen sich die Gleichungen, und die Rispenkräfte lassen sich direkt angeben ($S_1 = S_2$; $x_0 = 0$, $y_0 = 0$; $z_0 = 0$; $x_2 = x_1$; $y_2 = -y_1$; $z_1 = z_2 = 0$; $z_3 = h$):

$$S_1 = S_2 = \frac{l_{s1}}{2 \cdot x_1} \cdot W_x \quad \text{und} \quad S_3 = \frac{z_3}{x_1} \cdot W_x$$

mit den Komponenten:

$$X = \frac{W_x}{2}; \quad Y = \frac{y_1}{2 \cdot x_1} \cdot W_x \quad \text{und} \quad Z = \frac{z_3}{2 \cdot x_1} \cdot W_x$$

Die Kraftkomponenten sind anzuschließen. Zu beachten ist, dass bei Windsogkräften oder bei druckschlaffen Rispen am First horizontale Kräfte in Y-Richtung (Y_{31} ; Y_{32}) auftreten, die von einer Dachhälfte in die andere zu übertragen sind. Ebenso müssen die Zugkraftkomponenten Z_{31} und Z_{32} abgeleitet werden.

Nachweis der Tragfähigkeit

Der Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit umfasst den Stab (Rispe) selbst und seine Anschlüsse. Da der Nachweis der Anschlüsse sowohl für druck- als auch für zugfeste Rispen gleich ist, wird er hier vorab behandelt. Als Verbindungsmittel werden in der Praxis Nägel benutzt.

Der grundsätzliche Nachweis der Verbindungsmittel lautet:

$$\frac{F_{1,d}}{R_d} \leq 1$$

mit

$$F_{1,d} = \frac{F_{t,d}}{n} \text{ bzw. } \frac{F_{c,d}}{n}$$

$F_{t,d}$ Zugkraft in der Rispe

$F_{c,d}$ Druckkraft in der Rispe

n Anzahl der Verbindungsmittel

$$R_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_k}{\gamma_M}$$

Die Mindestabstände der Verbindungsmittel untereinander und von den Rändern dürfen nicht unterschritten werden.

Bei Unterschreitung der Mindestdicke 1 besteht die Gefahr des Spaltens (DIN 1052:2008-12 12.5.2 (13)). Bei Verwendung von Tannen- oder Fichtenholz muss der Abstand der Nägel vom Holzrand mindestens $2 \cdot a_{2,c}$ entsprechen. Für Kiefernholz gilt die Mindestdicke 2. Geringere Werte als die Mindestdicke 2 sind nicht zulässig. Bei Unterschreiten der Dicke bzw. Einschlagtiefe t_{req} ist die Tragfähigkeit des Nagels im Verhältnis $t_{\text{vorh}}/t_{\text{req}}$ abzumindern.

Tabelle 2. Durchmesser, Mindestdicke des Holzes, Mindesteinschlagtiefen, Modifikationsbeiwerte und Bemessungswerte für nicht vorgebohrte Nägel in Nadelholz C24

Table 2. Load carrying capacity R_d for non predrilled nails and softwood C24

| Nagel \varnothing [mm] | Mindestdicke 1 [mm] | Mindestdicke 2 [mm] | t_{req} [mm] | min t [mm] | k_{mod} | R_d [N] |
|-----------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|---------------|------------------|--------------|
| 3,1 | 43,4 | 21,7 | 27,9 | 12,4 | 0,8 | 478 |
| | | | | | 0,9 | 538 |
| 3,4 | 47,6 | 23,8 | 30,6 | 13,6 | 0,8 | 557 |
| | | | | | 0,9 | 626 |
| 3,8 | 53,2 | 26,6 | 34,2 | 15,2 | 0,8 | 669 |
| | | | | | 0,9 | 753 |
| 4,2 | 58,8 | 30,3 | 37,8 | 16,8 | 0,8 | 789 |
| | | | | | 0,9 | 888 |

Tabelle 3. Mindestdicke des Holzes, Mindesteinschlagtiefen, Modifikationsbeiwerte und Bemessungswerte der Tragfähigkeit bei Stahlblech-Holz-Nagelung für nicht vorgebohrte Nägel \varnothing 4,0 mm der Tragfähigkeitsklasse 3 in Nadelholz C24

Table 3. Load carrying capacity R_d for non predrilled Nails \varnothing 4,0 mm load carrying class III and softwood C24

| Nagel \varnothing [mm] | Länge ℓ [mm] | Mindestdicke 1 [mm] | Mindestdicke 2 [mm] | t_{req} [mm] | min t [mm] | k_{mod} | R_d [N] |
|-----------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|---------------|------------------|--------------|
| 4,0 | 40 | 56,0 | 28,0 | 36,0 | 16,0 | 0,8 | 1152 |
| | | | | | | 0,9 | 1296 |
| | 50 | 56,0 | 28,0 | 36,0 | 16,0 | 0,8 | 1189 |
| 0,9 | | | | | | 1338 | |
| 60 | 56,0 | 28,0 | 36,0 | 16,0 | 0,8 | 1227 | |
| | | | | | 0,9 | 1380 | |

Unterschreitet die Einschlagtiefe den Wert $\min t$, darf die Scherfuge nicht in Rechnung gestellt werden (dann ist $R_k = 0$).

In Tabelle 3 ist der zusätzliche Anteil der Tragfähigkeit aus $\Delta R_k = \min\{0,5 \cdot R_k, 0,25 \cdot R_{ax,k}\}$ (DIN 1052:2008-12 (Gl. 227)) berücksichtigt. Beim Anteil der Tragfähigkeit auf Herausziehen wurden die wirksame Nageleinschlagtiefe $\ell_{\text{ef}} = \ell - 5 \text{ mm}$ und $\gamma_M = 1,3$ eingesetzt.

Bei den Anschlüssen der stählernen, druckschlaffen Rispenbänder ist zu berücksichtigen, dass die Lochungen der handelsüblichen Bänder nicht immer auf die in DIN 1052:2008-12 geforderten Mindestabstände abgestimmt sind. Es dürfen daher unter Umständen nicht alle Löcher ausgenagelt werden. Nach DIN 1052:2008-12 Abschnitt 12.5.4 (5) dürfen die Mindestnagelabstände a_1 und a_2 in Tabelle 10 auf die Hälfte reduziert werden. Sollen die Mindestabstände in beiden Richtungen verringert werden, können die Werte a_1 und a_2 nur um 30 % reduziert werden, da die Norm nur eine Halbierung der ursprünglichen Anschlussfläche $A = a_1 \cdot a_2$ erlaubt.

Der Nachweis der Zug- und Druckbeanspruchung wird als Vergleich der vorhandenen Spannung mit dem Bemessungswert der Festigkeit geführt.

Zugkräfte in der Rispe

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1$$

mit

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{F_t}{A_{\text{Rispe,netto}}}; f_{t,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

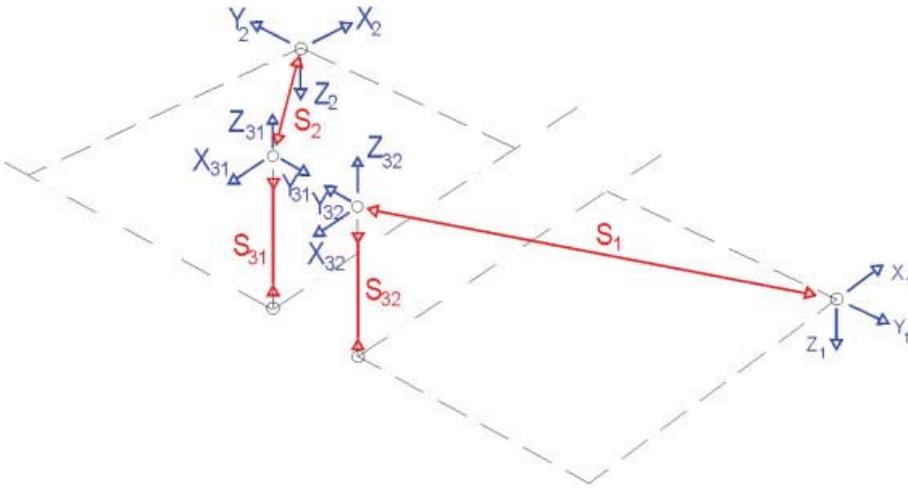


Bild 46. Kraftkomponenten an den Enden der Stäbe; am Beispiel druckfester Risen dargestellt
Fig. 46. Force on the end of the members

Druckkräfte in der Ripse

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

mit

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_d}{A_{Ripse}}; f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M};$$

k_c = Knickbeiwert

Bei stählernen Risen erfolgt der Nachweis der Zugbeanspruchung nach DIN 18800-1:2008-11.

Das Verhältnis A/A_{netto} ist für die üblichen Risen $> 1,2$. Die Löcher werden in der Regel gestanzt. Damit gilt der Nachweis:

$$\frac{F_t}{A_{netto} \cdot f_{y,k} / \gamma_M} \leq 1$$

Aus dieser Gleichung lässt sich der Bemessungswert der aufnehmbaren der Zugkraft Z_d bestimmen.

$$Z_d = \frac{A_{netto} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M}$$

Beispiel 8: Nachweis von druck- und zugfesten Risen bei einem Wohnhausdach

Es wird der Nachweis der Beanspruchung der Windrispen für das in Bild 47 dargestellte Dach eines Wohnhauses geführt.

Gesamtwindlast auf den Giebel:

$$W_d = 1/2 \cdot (1,50 \cdot 0,64) \cdot 3,50 \cdot 10,00 = 16,80 \text{ kN}$$

Windlastanteil auf das Dach:

$$W_{Dach,d} = 1/2 \cdot W_d = 8,40 \text{ kN}$$

Windkraft im First:

$$W_{x,d} = W_{First,d} = 2 \cdot W_{Dach,d}/3 = 5,60 \text{ kN}$$

$$S_1 = S_2; x_0 = 0, y_0 = 0; z_0 = 0; x_2 = x_1 = 5,25 \text{ m};$$

$$y_2 = -y_1 = 5,00 \text{ m}; z_1 = z_2 = 0; z_3 = 3,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \ell_{s1} &= \sqrt{(x_1 - x_0)^2 + (y_1 - y_0)^2 + (z_1 - z_0)^2} \\ &= \sqrt{5,25^2 + 5,00^2 + 3,50^2} = 8,05 \text{ m} \end{aligned}$$

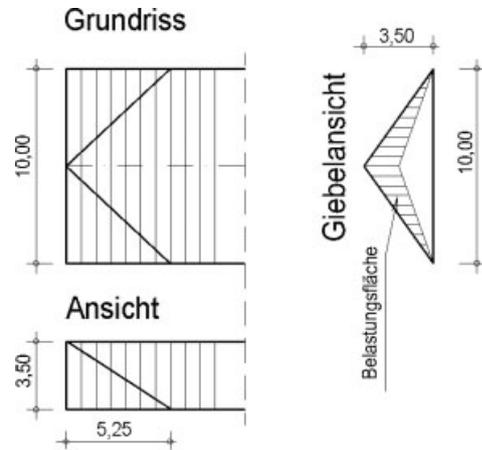


Bild 47. Grundriss, Ansicht eines Wohnhausdachs
Fig. 47. Geometry of the roof

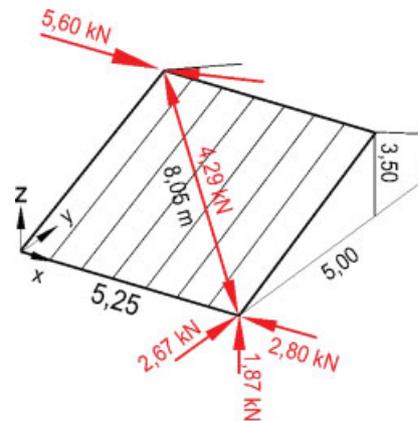


Bild 48. Verlauf der Schnittkräfte in einer Dachhälfte einer drucksteifen Ripse
Fig. 48. Forces in members of the roof

$$S_1 = S_2 = \frac{\ell_{s1}}{2 \cdot x_1} \cdot W_x = \frac{8,05}{2 \cdot 5,25} \cdot 5,60 = 4,29 \text{ kN}$$

$$X = \frac{W_x}{2} = \frac{5,60}{2} = 2,80 \text{ kN};$$

$$Y = \frac{y_1}{2 \cdot x_1} \cdot W_x = \frac{5,00}{2 \cdot 5,25} \cdot 5,60 = 2,67 \text{ kN};$$

$$Z = \frac{z_3}{2 \cdot x_1} \cdot W_x = \frac{3,50}{2 \cdot 5,25} \cdot 5,60 = 1,87 \text{ kN}$$

Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nadelschnittholz C24; Nutzungsklasse 2,
Lasteinwirkungsdauer kurz;
Rispenquerschnitt 30/120 mm

Knicklänge

$$l_{ef} = \frac{8,05}{7} = 1,15 \text{ m}; \lambda = \frac{1150}{0,289 \cdot 30} = 132,64;$$

aus Diagramm Bild 24 $\Rightarrow k_c = 0,18$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 21}{1,3} = 14,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} = \frac{4,29 \cdot 1000}{0,179 \cdot 30 \cdot 120 \cdot 14,54} = 0,46 < 1$$

Nachweis erfüllt

Nachweis der Verbindungsmittel (für die Druckbeanspruchung)

gewählt: Nägel 34 × 90

Aus Tabelle 2 erhält man den Bemessungswert der Tragfähigkeit für den gewählten Nagel

$$\Rightarrow R_{d, \text{Tabelle}} = 626 \text{ N}; t_{req} = 30,6 \text{ mm}$$

$$R_d = R_{d, \text{Tabelle}} \cdot \frac{vorh t}{t_{req}} = 626 \cdot \frac{30}{30,6} = 614 \text{ N}$$

$$erf n = \frac{S_1}{R_d} = \frac{4290}{614} = 6,98$$

gewählt: 9 Nägel

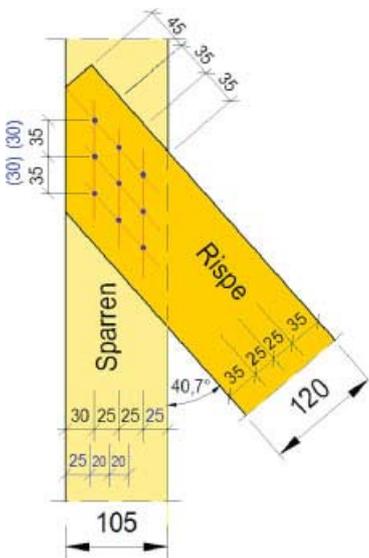


Bild 49. Anschluss des Rispenendes an den Sparren mit Nägeln 3,4 × 90 mm; die Mindestabstände (DIN 1052: 2008-12, Tabelle 10) untereinander und vom Rand wurden auf volle 5 mm aufgerundet
Fig. 49. Joint on the end of the member with nails 3,4 × 90 mm

Der Nageldurchmesser ist kleiner als 6 mm, damit brauchen die Bemessungswerte der Tragfähigkeit bei in einer Reihe hintereinanderliegender Nägeln nicht abgemindert zu werden ($n_{ef} = n$).

Die Rispen werden an jedem weiteren Sparren mit 2 Nägeln 34 × 90 befestigt (Einhaltung der gewählten Knicklänge).

4.2.3 Hinweise für die Ausführung

Die Anordnung der Rispen richtet sich nach der Länge der Dachfläche sowie nach der Größe der auftretenden Horizontalkraft. In der Regel hängen die beiden Einflüsse zusammen, da mit größeren Längen der Dachflächen auch größere Giebelflächen und damit größere Windkräfte verbunden sind.

Die Rispen sind so anzuordnen, dass die Kräfte direkt abgeleitet werden können, d. h., sie sollten am Giebel vom First aus zu den Traufen fallen. Dann werden die Winddruckkräfte über Druck und die Windsogkräfte über Zug in den Rispen übertragen. Die Randsparren erhalten somit Druck- oder Zugkräfte. Die am Knickpunkt entstehenden lotrechten Komponenten (auf der Winddruckseite nach oben und auf der Windsogseite nach unten gerichtet) können über die Giebelwand abgetragen werden.

Druck- und zugfeste hölzerne Rispen werden unter den Sparren angebracht. Sie sind am First und an der Traufe für die auftretenden Kräfte und an jedem Sparren konstruktiv gegen seitliches Ausweichen zu befestigen. In der Regel erfolgt die Befestigung durch Nägel. Durch ihre Lage unter den Sparren erschweren die hölzernen Rispen den Ausbau des Dachs sehr stark, da zwischen den Rispen aufgefüttert werden muss.

In den letzten Jahren wurden die hölzernen Windrispen immer mehr durch stählerne Windrispenbänder ersetzt. Diese werden auf den Sparren angebracht und stören damit den Ausbau nicht. Auch die Befestigungen sind einfach zu bewerkstelligen. Die Rispen werden auf die Schalung bzw. die Folie aufgelegt, mit Spezialgeräten gespannt und mit den Sparren vernagelt.

Die weit verbreitete Ausführung mit Rispenbändern über die gesamte Dachfläche, wie in Bild 50 dargestellt, ist

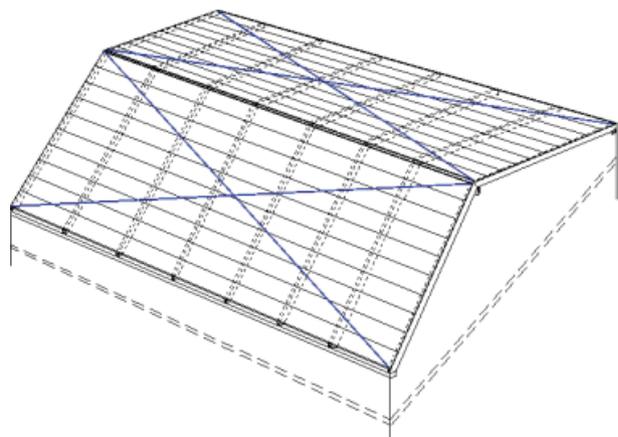


Bild 50. Statisch praktisch wirkungslose Anordnung der Rispen; von dieser Anordnung der Rispen wird dringend abgeraten
Fig. 50. Non effective bracing in a roof

in statischer Hinsicht weitgehend wirkungslos (v. Beispiel 9). Beim Auftreten der Kräfte müssen erhebliche Verformungen rückgängig gemacht werden, bevor die Risen überhaupt anspringen.

Beispiel 9: Verformungen für ein 18 m langes Risenband

Temperaturverformung ($\Delta t = 75^\circ, 5^\circ$ bei der Montage, 80° Temperatur im Sommer unter der Dachhaut)

$$\Delta \ell = \alpha_T \cdot \ell \cdot \Delta t = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 18000 \cdot 75 = 16,2 \text{ mm}$$

Anschlussverformung aus der Nachgiebigkeit der Nägel $\approx 2,0 \text{ mm}$

elastische Verlängerung:

$$\Delta \ell_{el} = \frac{F \cdot \ell}{E \cdot A} = \frac{13650 \cdot 18000}{210000 \cdot 40 \cdot 2} = 14,6 \text{ mm}$$

32,8 mm

$F = 9,10 \text{ kN} = 9100 \text{ N}$, vorhandene Kraft in der Windrispe

$$N_{t,d} = 1,5 \cdot 9,1 = 13,65 \text{ kN}$$

Zum Anschluss einer Risenkraft sind 10 Nägel $4,0 \times 40$ der Tragfähigkeitsklasse 3 erforderlich.

Selbst ohne das „Geradeziehen des Durchhangs“, ist die Verformung mit fast 33 mm so groß, dass sie auch von einer ordnungsgemäß ausgeführten Dachkonstruktion nicht schadenfrei aufgenommen werden kann. Risse in Dampf- oder Windsperren können zu Durchfeuchtung und damit z. B. infolge des Befalls durch holzerstörende Pilze zum Verlust der Standsicherheit führen. Risse in Bekleidungen führen zu Beeinträchtigungen der Gebrauchstauglichkeit. Im Zweifelsfall sollten daher Risen mit höherer Dehnsteifigkeit gewählt werden oder die Aussteifung des Dachstuhls mit druckfesten Risen oder mit Verbänden oder Scheiben gewählt werden. Durch die Anordnung der Risen unter der Dämmung kann die Temperaturdehnung erheblich herabgesetzt werden.

Bei Sparren mit schmalen, hohen Querschnitten, die kippfährdet sind, können zusätzliche Maßnahmen erforderlich sein.



Bild 51. *Negativbeispiel, unsachgemäß aufgebrachte stählerne, druckschlaffe Risen*
Fig. 51. *Negative example, steel bracing is not effective*

Werden die Risen nicht auf einer Fläche (Schalung, Platte) aufgelegt, so ergibt sich aus der Eigenlast der Rispe immer ein Durchhang (eine ideale Gerade erfordert theoretisch eine unendliche Spannkraft).

Es wird dringend empfohlen, in der Dachfläche stets gekreuzte Risen anzuordnen.

Die Windrispen können unterschiedliche Neigungen aufweisen, wenn z. B. Dachflächenfenster oder Dachgauben keine symmetrische Anordnung erlauben. Sind die Risen z. B. am First dagegen gegeneinander versetzt, so gleichen sich die horizontalen Komponenten nicht mehr aus (Bild 54). Sie sind gesondert nachzuweisen und bis in ausreichend tragfähige Bauteile zu verfolgen.

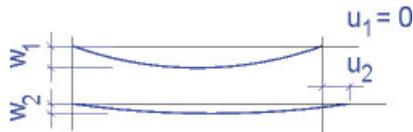


Bild 52. *Verlängerung eines Risenbandes beim „Geradeziehen“ des Durchhangs*
Fig. 52. *Elongation of bracing by tension*

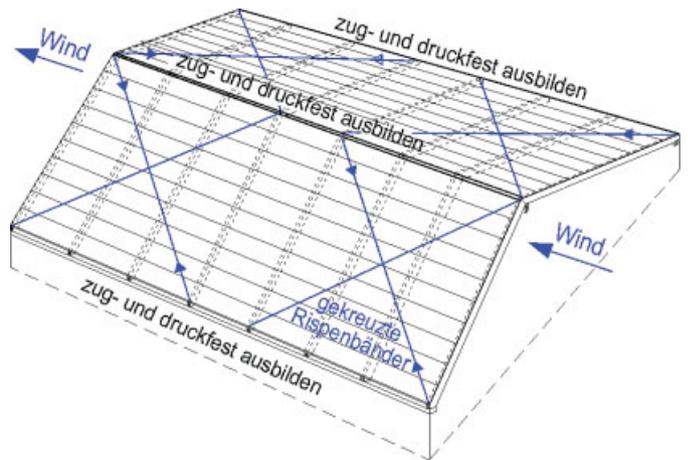


Bild 53. *Gekreuzte Windrispen mit unterschiedlichen Neigungen in der Dachebene*
Fig. 53. *Crossed bracing members with different slopes*

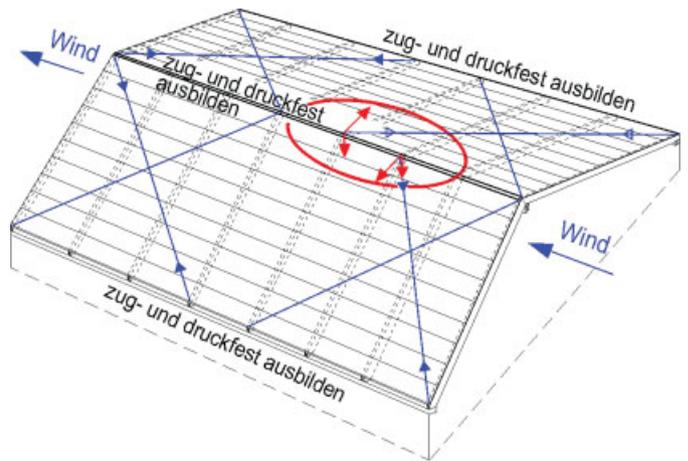


Bild 54. *Am First gegeneinander versetzte Risen (horizontale und lotrechte Komponenten)*
Fig. 54. *Bracing with displacement in load transmission*

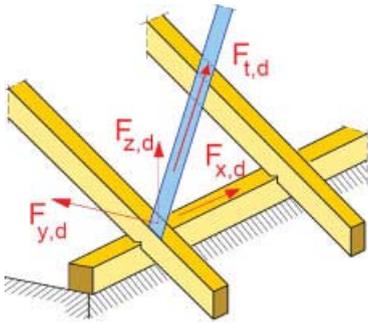


Bild 55. Kraftkomponenten am Fußpunkt einer stählernen, druckschlaffen Risse
Fig. 55. Joint between bracing and the base of roof

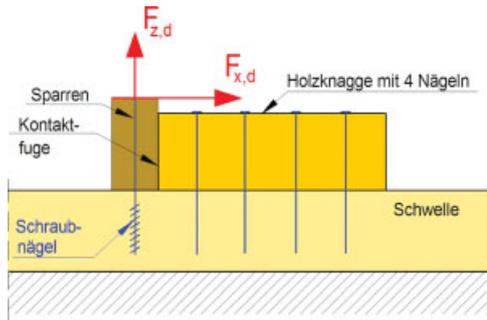


Bild 56. Anschluss einer druckschlaffen Risse am Fußpunkt
Fig. 56. Joint between steel bracing and base of roof

Am Fußpunkt der Risse treten drei Komponenten auf (Bild 55). Besonderes Augenmerk ist dabei auf die Übertragung der Kraftkomponente $F_{x,d}$ in Längsrichtung des Dachs zu legen.

Bei einem Anschluss nach Bild 56 wird die Längskraft in x -Richtung über Druckkontakt und eine Holzknagge mit Nägeln, und die Vertikalkomponente in z -Richtung durch Schraubnägeln angeschlossen. Die Komponente in y -Richtung ist hier nicht dargestellt. Sie kann entweder vom Sattel im Sparren oder von den Schraubnägeln aufgenommen werden. Die Komponente in z -Richtung wird durch den Sparrennagel, Schrauben oder beidseitig angeordnete Sparrenfettenanker aufgenommen.

Beispiel 10: Anschluss einer druckschlaffen Risse an der Traufe

Bestimmung der Schnittkräfte nach Abschn. 4.2.2

$$S_{1,d} = S_{2,d}; x_0 = 0, y_0 = 0; z_0 = 0; x_2 = x_1 = 6,30 \text{ m}; y_2 = -y_1 = 6,00 \text{ m}; z_1 = z_2 = 0; z_3 = 4,20 \text{ m}$$

$$\ell_{s1} = \sqrt{(x_1 - x_0)^2 + (y_1 - y_0)^2 + (z_1 - z_0)^2} = \sqrt{6,30^2 + 6,00^2 + 4,20^2} = 9,66 \text{ m}$$

$$S_{1,d} = S_{2,d} = \frac{\ell_{s1}}{2 \cdot x_1} \cdot W_{x,d} = \frac{9,66}{2 \cdot 6,30} \cdot 9,80 = 7,51 \text{ kN}$$

$$X_d = F_{x,d} = \frac{W_{x,d}}{2} = \frac{9,80}{2} = 4,90 \text{ kN};$$

$$Y_d = F_{y,d} = \frac{y_1}{2 \cdot x_1} \cdot W_{x,d} = \frac{6,00}{2 \cdot 6,30} \cdot 9,80 = 4,67 \text{ kN};$$

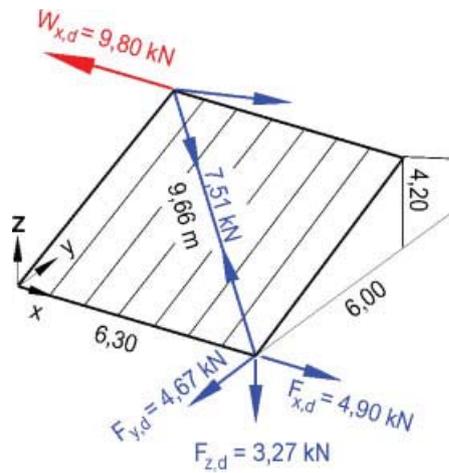


Bild 57. Verlauf der Schnittkräfte (Bemessungswerte) einer druckschlaffen Risse in der Dachhälfte
Fig. 57. Forces in the bracing

$$Z_d = F_{z,d} = \frac{z_3}{2 \cdot x_1} \cdot W_{x,d} = \frac{4,20}{2 \cdot 6,30} \cdot 9,80 = 3,27 \text{ kN}$$

Nachweis der Verbindungsmittel für den Anschluss der Risse an den Sparren

gewählt: Nägel 4,0 × 50

aus Tabelle 3 ⇒ $R_d = R_{d,Tabelle} = 1338 \text{ N}; t_{req} = 36 \text{ mm}$

$$erf n = \frac{S_1}{R_d} = \frac{7510}{1338} = 5,6$$

gewählt 6 Nägel

Nach DIN 1052:2008-12, Abschnitt 12.5.4 (5) dürfen bei Stahlblech-Holz-nagel-Verbindungen die Mindestnagelabstände – dort Tabelle 10 – für a_1 und a_2 um 50 % reduziert werden.

$$a_1 = (5 + 5 \cdot \cos \alpha) d = (5 + 5 \cdot \cos 40,7) 4 = 35,2 \text{ mm}$$

$$a_2 = 5 d = 4 = 20 \text{ mm}$$

gewählt: $a_1 = 40 \text{ mm}$

gewählt: $a_2 = 10 \text{ mm}$

$$a_{2,t} = (5 + 2 \cdot \sin \alpha) d = (5 + 2 \cdot \sin 40,7) 4 = 25,2 \text{ mm}$$

$$a_{2,c} = 5 d = 5 \cdot 4 = 20 \text{ mm}$$

α = Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung

Verringerung der Mindestabstände bei Stahlblech-Holz-Nagelung nach DIN 1052:2008-12, Abschnitt 12.5.4 (5) – Überprüfung der Anschlussfläche:

$$a_1 a_2 = 10 \cdot 40 = 400 \text{ mm}^2 > 1/2 \cdot 20 \cdot 35,2 = 352 \text{ mm}^2$$

Nachweis der Verbindungsmittel für den Anschluss des Sparrens an die Schwelle

Der Nachweis wird für die Kraft aus der Risse geführt. Falls sich aus den Einwirkungen der ständigen Last und dem Windsog entgegenwirkende Kräfte ergeben, dürfen diese abgezogen werden. Aus dieser Lastkombination entstehende zusätzliche abhebende Kräfte müssen berücksichtigt werden.

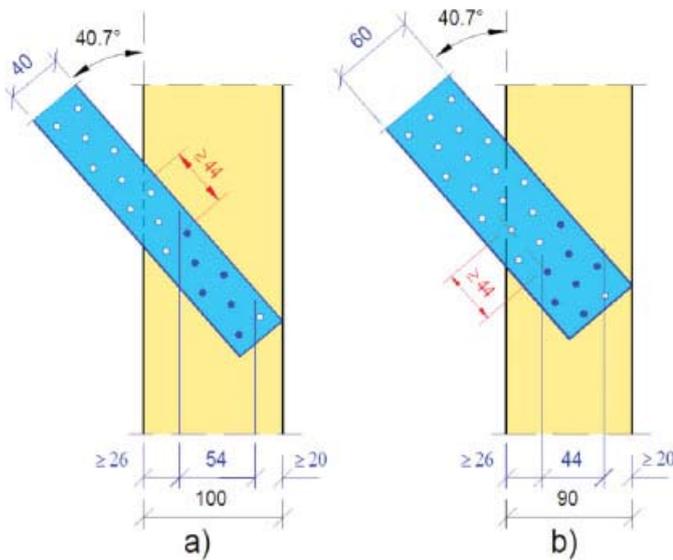


Bild 58. Anschluss des Rispenbandes und erforderliche Sparrenbreite, a) mit einem 40 mm breiten Rispenband, b) mit einem 60 mm breiten Rispenband
Fig. 58. Joint between bracing and rafter

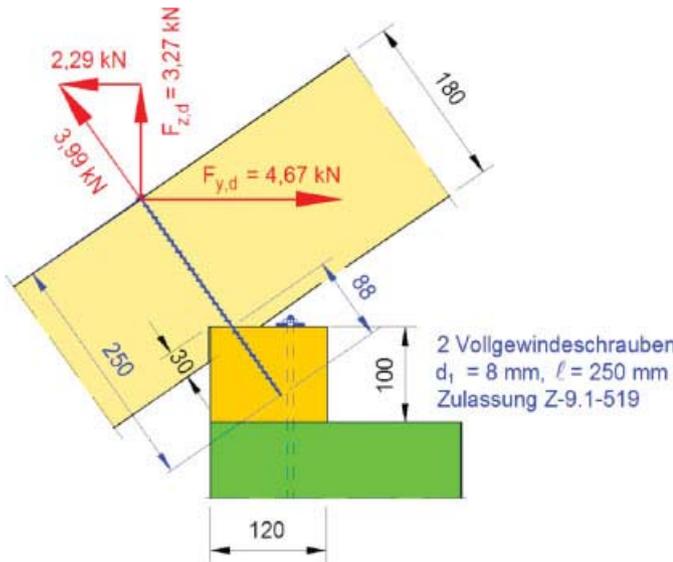


Bild 59. Kräfte am Schraubenkopf, Anschluss des Sparrens an die Schwelle
Fig. 59. Forces on screw head, joint between rafter and barrier

Sparren und Futterholz aus Nadelholz der Festigkeitsklasse C24, Nutzungsklasse 2, KLED „kurz“
Höhe des Sparrens $h = 180$ mm, Kerventiefe 30 mm;
Futterholz $h/b/l = 120/100/400$ mm
Anschluss des Sparrens an die Schwelle mit zwei Vollgewindeschrauben $d_1 = 8$ mm nach bauaufsichtlicher Zulassung Nr. Z-9.1-519 vom 27. März 2006

Abscheren

$M_{y,k} = 20000$ Nmm Zulassung Z-9.1-519 Tabelle 7

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \cdot 350 \cdot 8^{-0,3} = 15,38 \text{ N/mm}^2$$

(nach DIN 1052:2008-12 Gl. (212))

$$R_k = \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} = \sqrt{2 \cdot 20000 \cdot 15,38 \cdot 8} = 2218 \text{ N}$$

Mindestholzdicke nach DIN 1052 Gl. (192) bzw. (193)

$$t_{\text{req}} = 1,15 \cdot \left(2 \cdot \sqrt{\frac{\beta}{1+\beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d}}$$

$$= 1,15 \cdot \left(\frac{2}{\sqrt{2}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{20000}{15,38 \cdot 8}} = 50 \text{ mm}$$

Nach DIN 1052:2008-12 Tabelle F.1 $\Rightarrow k_{\text{mod}} = 0,9$

Tragfähigkeit bei Herausziehen

$$f_{1,k} = 80 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 80 \cdot 10^{-6} \cdot 350^2 = 9,8 \text{ N/mm}^2$$

(nach Zulassung Z-9.1-519, Gl. (14) mit $\alpha = 0^\circ$)

$$R_{\text{ax},k} = f_{1,k} \cdot \ell_{\text{ef}} \cdot d_1 = 9,8 \cdot 88 \cdot 8 = 6899 \text{ N}$$

(nach Zulassung Z-9.1-519, Gl. (15))

$$R_{\text{ax},d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{\text{ax},k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 6899}{1,3} = 4776 \text{ N}$$

$$\Delta R_k = \min\{R_k; 0,25 \cdot R_{\text{ax},k}\} = 0,25 \cdot 4776 = 1724 \text{ N}$$

(nach DIN 1052:2008-12, Gl. (231))

$$R_d = R_{\text{al},d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_k}{\gamma_M} + \frac{k_{\text{mod}} \cdot \Delta R_k}{\gamma_M}$$

$$= \frac{0,9 \cdot 2218}{1,1} + \frac{0,9 \cdot 1724}{1,3} = 3009 \text{ N}$$

Kombination mit 2 Schrauben

$$\left(\frac{F_{\text{ax},d}}{R_{\text{ax},d}} \right)^2 + \left(\frac{F_{\text{al},d}}{R_{\text{al},d}} \right)^2 = \left(\frac{3990}{2 \cdot 4776} \right)^2 + \left(\frac{(4670 - 2290)}{2 \cdot 3009} \right)^2$$

$$= 0,33$$

(nach Zulassung Z-9.1-519, Gl. (21))

Mindestabstand $a_2 = 3 \cdot d_1 = 24$ mm

(nach Zulassung Z-9.1-519, Abschnitt 4.3.1)

Anschluss der Holzknagge

Schnittkräfte

$$F_{x,d} = 4,90 \text{ kN}$$

$$M_d \approx 4,90 \cdot 0,17 = 0,83 \text{ kNm}$$

Mit einem inneren Hebelarm von 0,32 m ergeben sich die lotrechten Zug- und Druckkräfte zu:

$$Z_d = D_d = \frac{0,83}{0,32} = 2,59 \text{ kN}$$

Tragfähigkeit der Schraube auf Herausziehen

$$R_{\text{ax},k} = f_{1,k} \cdot \ell_{\text{ef}} \cdot d_1 = 9,8 \cdot 80 \cdot 8 = 6272 \text{ N}$$

$$\Delta R_k = \min\{R_k; 0,25 \cdot R_{\text{ax},k}\} = 0,25 \cdot 6272 = 1568 \text{ N}$$

(nach DIN 1052:2008-12, Gl. (231))

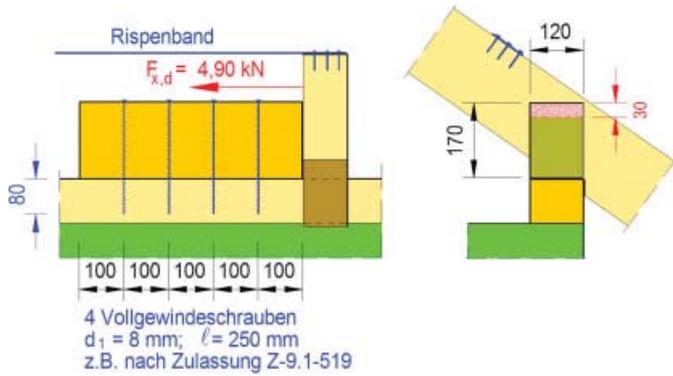


Bild 60. Anschluss der Holzknagge an die Schelle
Fig. 60. Joint between cleat and barrier

$$R_d = R_{al,d} = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M} + \frac{k_{mod} \cdot \Delta R_k}{\gamma_M}$$

$$= \frac{0,9 \cdot 2218}{1,1} + \frac{0,9 \cdot 1568}{1,3} = 2900 \text{ N}$$

$$R_{ax,d} = \frac{k_{mod} \cdot R_{ax,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 6272}{1,3} = 4342 \text{ N}$$

Kombination mit 4 Schrauben für die Kraft $F_{x,d}$ und eine Schraube für die Kraft Z_d

$$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}} \right)^2 + \left(\frac{F_{al,d}}{R_{al,d}} \right)^2 = \left(\frac{2590}{1 \cdot 4342} \right)^2 + \left(\frac{4900}{4 \cdot 2900} \right)^2 = 0,53$$

(nach Zulassung Z-9.1-519, Gl. (21))

Für die Pressung zwischen der Knagge und dem Sparren senkrecht zur Faserrichtung wird näherungsweise rechnerisch nur ein 30 mm hoher Streifen angesetzt. Die mögliche Vergrößerung der Druckfläche von 30 mm wird ebenfalls nicht berücksichtigt.

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A} = \frac{4900}{30 \cdot 120} = 1,36 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 2,5}{1,3} = 1,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = \frac{1,36}{1,73} = 0,79 < 1$$

4.3 Hallenverbände

4.3.1 Grundsätzliches

Bei Hallentragwerken werden die horizontalen Lasten entweder insgesamt oder teilweise durch Verbände abgetragen. Die Verbände werden dabei in den Wänden und in der Dachebene angeordnet.

Die früher übliche Aufteilung in Wind- und Stabilisierungsverbände ist nicht korrekt, da die Verbände neben den planmäßigen Lasten auch die Stabilisierungslasten der Bauteile und Systeme mit ableiten.

Als planmäßige Lasten treten Windlasten, Seitenstoß und Bremskräfte bei Kranen auf. Weiterhin ist ggf. der LF Erdbeben zu berücksichtigen. Die Stabilisierungslasten entstehen aus den Ausbiegungen von Druck- und Biegestäben sowie aus Schrägstellungen der Systeme. In DIN 1052:

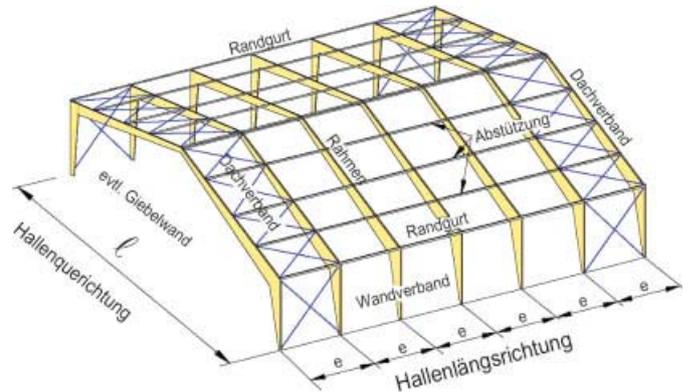


Bild 61. Verbände einer Halle zur Abtragung der horizontalen Lasten in Querrichtung einer Halle nach [19]
Fig. 61. Bracings of a hall according to [19]

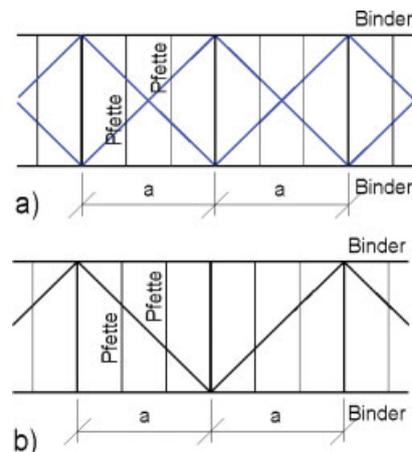


Bild 62. Abstände a der Knotenpunkte, a) bei gekreuzten Diagonalen, b) bei gegenläufig geneigten Diagonalen
Fig. 62. Distances a between the truss joints, a) at crossed diagonals, b) at bidirectional inclined diagonals

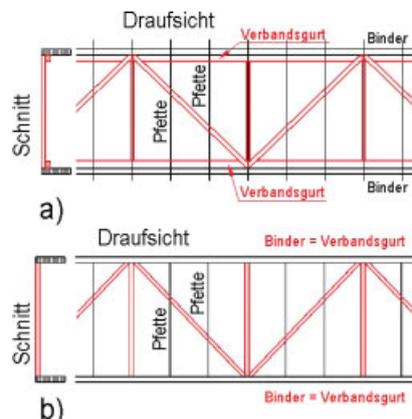


Bild 63. Verbände, a) mit eigenen Gurten, b) mit Gurten aus den Bindern
Fig. 63. Bracings, a) with own trusswork boom, b) with trusswork from truss

2008-12 wird daher auch keine Kombination von Wind- und Stabilisierungslasten mehr angegeben. Alle Lastanteile sind nach DIN 1055-100:2001-03 anzusetzen.

Die Verbände in Obergurtebene nehmen die Wind- und Stabilisierungslasten auf. Bei geschlossenen, druck- und zugfesten Randgurten tragen die Wandverbände die Wandlasten ab.

Der Abstand der Knotenpunkte oder das Teilungsmaß a der Verbände hängt ab von:

- der Einteilung der Pfosten in den Giebelwänden
- dem erforderlichen Abstand für die Knickaussteifung der Obergurte bei Fachwerkbindern bzw. für die Aussteifung gegen Kippen bei Vollholzbindern

Die Verbände liegen in der Obergurtebene der Binder. Die Gurte der Verbände können durch die Binder gebildet werden oder eigenständige Bauelemente sein.

4.3.2 Systeme der Dachverbände

Die Verbände können mit druck- und zugfesten Diagonalen (Holz) oder auch mit druckschlaffen Diagonalen ausgeführt werden. Stählerne Zugbänder sollten nach Möglichkeit so ausgeführt werden, dass sie nachgespannt werden können. Hierdurch ist die Möglichkeit gegeben, Montageungenauigkeiten, aber auch den Schlupf der nachgiebigen Anschlüsse nachträglich auszugleichen.

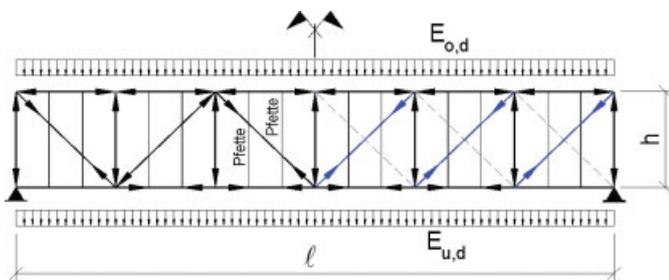


Bild 64. Verbände, links: druck- und zugfeste Diagonalen, rechts: mit druckschlaffen Diagonalen. Die Stabkräfte sind schematisch für $E_{o,d} > E_{u,d}$ eingetragen
Fig. 64. Bracings, left: bracing for compression and tension forces, right: bracing only for tension forces



Bild 65. Verbände, links: druck- und zugfeste Diagonalen, rechts: mit druckschlaffen Diagonalen
Fig. 65. Bracings, left: bracing for compression and tension forces, right: bracing only for tension forces

Brandschutzanforderungen, z. B. F30-B, lassen sich mit Bauteilen aus Holz einfacher als mit Stahl erfüllen.

Werden Lichtkuppeln angeordnet oder ist es aus anderen Gründen nicht gewünscht, die Verbände bis zur Firstlinie zu führen, können die Diagonalen im Firstbereich fehlen.

Werden die Binder aus Transport- oder Montagegründen in der Höhe geteilt, so müssen die auf Druck beanspruchten Bindergurte gegen seitliches Ausweichen gehalten werden. Hierzu sind Verbände nach Bild 67 erforderlich. Eine Auskreuzung mit Rispenbändern ist in keinem Fall ausreichend. Die einzelnen Binder müssen an den Enden des Verbandes (bzw. der Verbände) durch druck- und zugsteife Gurtungen zusammengehalten werden, so dass sich die Stabilisierungskräfte ausgleichen können.

Anstelle der Diagonalen des Fachwerks ist auch eine biegesteife Ausführung der Pfosten möglich (Bild 68). Hierzu können scheibenartige Tragwerke, aber auch Fer-

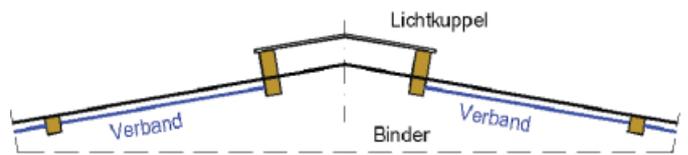


Bild 66. Im Firstbereich unterbrochener Verband
Fig. 66. Interrupted bracings in the ridge

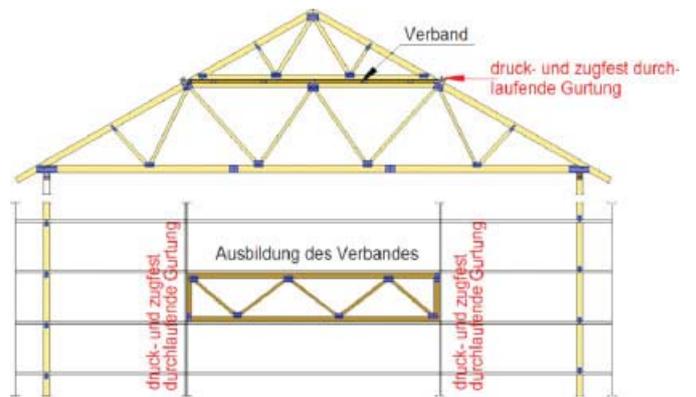


Bild 67. Zusätzlicher Verband in Höhe des Trapezbinders
Fig. 67. Additional bracing in niveau on trapezium truss

alle Pfetten druck- und zugfest ausführen

| | | | | |
|----------------------|--------|-------|--------|----------------------|
| biegesteifer Pfosten | | | | biegesteifer Pfosten |
| biegesteifer Pfosten | Binder | First | Binder | biegesteifer Pfosten |
| biegesteifer Pfosten | | | | biegesteifer Pfosten |
| biegesteifer Pfosten | | | | biegesteifer Pfosten |

Bild 68. Verband mit biegesteifen Pfosten
Fig. 68. Bracing with rigid posts

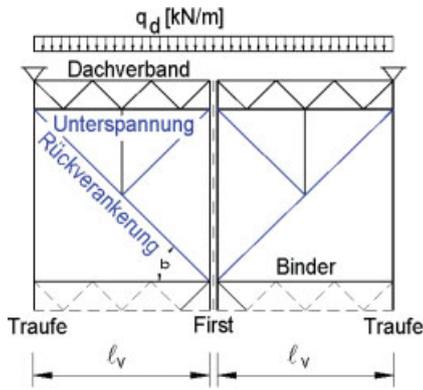


Bild 69. Unterspannung eines Wind- und Stabilisierungsverbands
 Fig. 69. Sag rods of a bracing structure

tigteile verwendet werden. Diese Ausführung wird gewählt, wenn die Dachfläche mit Lichtbändern oder Durchbrüchen durchsetzt und die Auskreuzung mit Diagonalen unerwünscht ist.

Die Dachverbände können zur Erhöhung der Steifigkeit auch unterspannt werden (Bild 69). Die Ermittlung der Beanspruchungen der einzelnen Teile ist sehr komplex. Sie hängen von den Steifigkeiten der Binder, der Verbände sowie der Rückhängung ab. Dabei sind die Nachgiebigkeiten und ggf. auch das Kriechen zu berücksichtigen.

Eine ingenieurmäßige Abschätzung der Beanspruchungen kann durch eine getrennte Ermittlung der Kräfte und die anschließende Überlagerung erfolgen.

4.3.3 Anordnung von Hallenverbänden

Die Wind- und Stabilisierungsverbände sind in den Giebelfeldern anzuordnen. Die Windkräfte können somit unmittelbar am Entstehungsort aufgenommen und abgeleitet werden.

Die in die Knoten der Verbände einlaufenden Pfetten leiten die Stabilisierungslasten in die Verbände. Sie sind daher druck- und zugfest auszubilden (Querschnitte und Anschlüsse), die Begrenzung der Schlankheit darf entfallen. Diese Pfetten sind als Einzelabstützungen neben den Einwirkungen aus ständiger Last, Schnee- und Windlasten für eine Kraft $F_d = (1 - k_m) \cdot N_d/50$ bzw. $F_d = (1 - k_m) \cdot N_d/80$ zu bemessen.

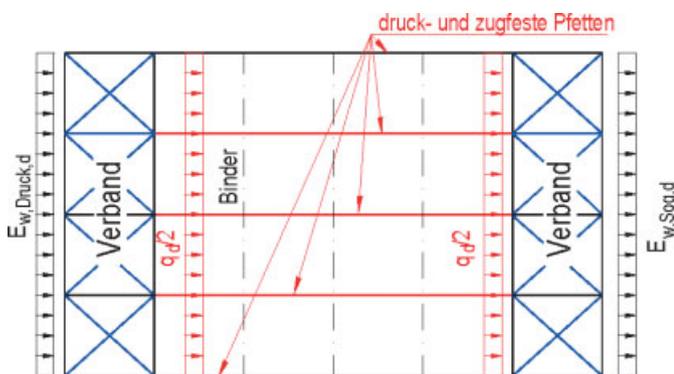


Bild 70. Wind- und Stabilisierungsverbände in den Giebelfeldern einer Halle
 Fig. 70. Bracing structure in the gable area of a hall

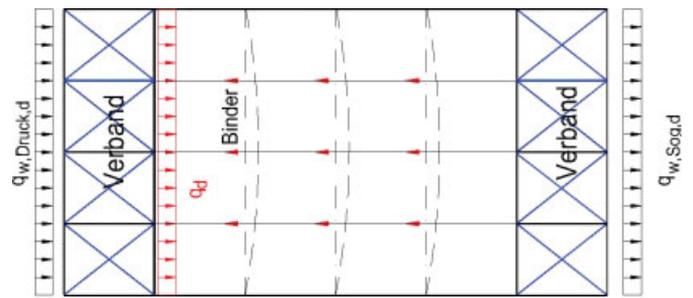


Bild 71. Belastung der Verbände bei nur zugfesten Pfetten
 Fig. 71. Loads in bracing structure only with tension purlines

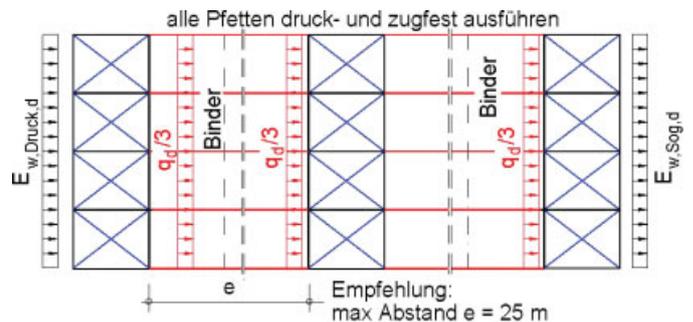


Bild 72. Anordnung der Verbände bei breiteren Hallen
 Fig. 72. Arrangements for bracing structure in wide halls

Werden die Pfetten ausnahmsweise nur zugfest ausgeführt (z. B. nicht druckfeste Koppelpfetten), ist jeder Verband für die Stabilisierungslasten aus allen Bindern zu bemessen.

Der maximale lichte Abstand der Verbände war, wenn kein genauere Nachweis geführt wurde, in DIN 1052: 1988-04 auf 25 m begrenzt. Diese Regelung wurde in die Neufassung der Norm nicht mehr aufgenommen. Da sie sich bisher in der Praxis bewährt hat, wird empfohlen, sie auch weiterhin anzuwenden.

4.3.4 Berechnung der Schnittkräfte

Die Hallenverbände werden in der Praxis als statisch bestimmt gelagerte Träger gerechnet. Die Schnittkräfte der Verbände können nach der Fachwerktheorie (alle Stäbe nur als zugfest angesetzt), oder nach der Rahmentheorie unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeiten der Stäbe berechnet werden.

Werden in der Dachfläche Verbände entlang der Traufen und der Giebel angeordnet, können die Verbände im Zusammenhang betrachtet werden. In erster Näherung können die Querkräfte in den einzelnen Schnitten auf die Anzahl der Diagonalen verteilt werden. Für das Beispiel in Bild 73 sind es 4 Diagonalen. Die genaue Aufteilung ergibt sich aus den Steifigkeitsverhältnissen und den Auflagerbedingungen.

Bei Satteldächern tritt am Firstpunkt ein Knick im Verband auf. An diesem Punkt werden die Druck- und Zugkräfte der Verbandsgurte umgelenkt. Es entstehen nach unten und nach oben gerichtete Kräfte, die den jeweiligen Binder belasten oder entlasten.

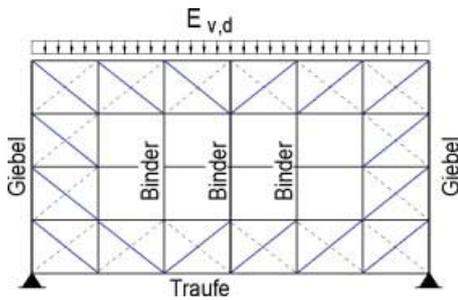


Bild 73. Dachverbände aus Rundstahldiagonalen entlang der Giebel und entlang der Traufen bei Belastung durch die Streckenlast $E_{v,d}$
 Fig. 73. Steel bracings along the gables and along the eaves lines

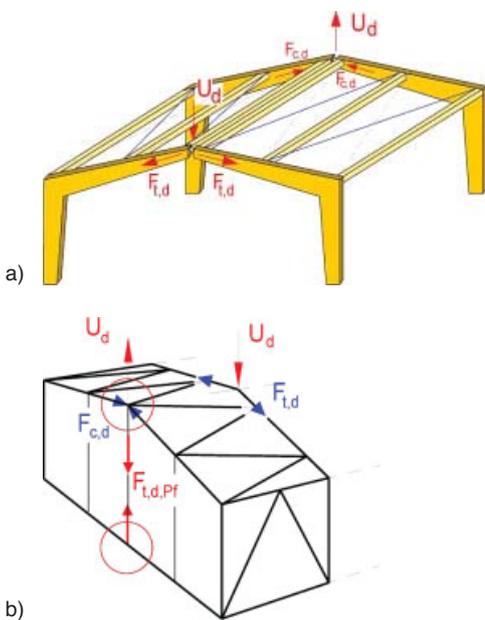


Bild 74. Umlenkkräfte U_d am First von Bindern mit Satteldach, a) im Innern einer Halle (Umlenkkraft muss vom Riegel aufgenommen werden), b) am Giebel (Verankerung des Firstpunktes mit Lastabtrag erforderlich)
 Fig. 74. Deviation forces on the ridge, a) inside the hall, b) on the gable

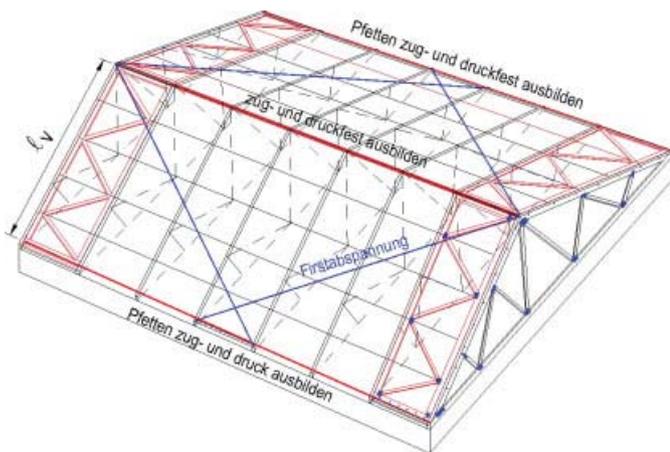


Bild 75. Am First abgespannte Verbände in den Giebelfeldern einer Halle
 Fig. 75. Guys on the ridge in the gables areas of a hall

Es wird darauf hingewiesen, dass die Umlenkkraft am Fußpunkt einer Giebelwand zu verankern ist.

Die Größe der Umlenkkraft wird wie folgt ermittelt:

$$U_d = 2 \cdot F_{c(t),d} \cdot \sin \alpha;$$

α = Dachneigungswinkel

Bei Hallen mit Satteldächern werden die Verbände am First durch Rispenbänder abgespannt. Damit entstehen in jeder Dachhälfte zwei voneinander unabhängige Verbände.

Bei der Berechnung der Stabilisierungslasten nach DIN 1052:2008-12, Gl. (16) ist die Stützweite des Verbandes ℓ_v einzusetzen.

Die Auflagerkräfte aus der Windbelastung sind an den Traufen aufzunehmen und weiterzuleiten. Bei symmetrischen Systemen gleichen sich die an den Auflagern entstehenden horizontalen Kräfte über die Binder aus. Die lotrechten und die in Traufrichtung des Dachs auftretenden Kräfte sind entsprechend ihrer Größe anzuschließen.

In Wirklichkeit sind die Verbände an den Auflagern federnd eingespannt (Bild 76). Die Federsteifigkeit hängt von der Befestigung der Verbände an den Bindern und vor allem der Steifigkeit der Binderuntergurte ab. Bei Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten – Anschluss des Verbandes an den Binder, Anschluss des Binderobergurtes an den Binderuntergurt, Stöße des Untergurtes – und die elastischen Verformungen der Stäbe selbst, ergeben sich nur geringfügige Einspannkräfte an den Auflagern. In der Praxis ist daher die Bestimmung der Schnittkräfte am System mit dem Verband als Einfeldträger ausreichend genau.

Bei symmetrischen Systemen können die einzelnen Bauteile entkoppelt und getrennt betrachtet werden (Verband, Rispe); dies ist bei unsymmetrischen Systemen nicht mehr möglich, dort ist das Gesamtsystem zu untersuchen (Aufteilung der räumlichen Kräfte siehe auch Abschn. 4.2).

4.3.5 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Einwirkungen

Bei Verbänden mit Zwischenabstützungen sind neben der Vorkrümmung auch die Steifigkeiten und die daraus resultierenden Verformungen zu betrachten. Im Bild 78 stellt die Verformung e die Vorkrümmung und der Wert Δe den Zuwachs der Verkrümmung dar. Beide Werte sind auf die Stützweite des Trägers bezogen. Geht man davon aus, dass der Untergurt gerade bleibt, ergibt die Verformung $e + \Delta e$ den Wert für die Schrägstellung des Binders.

Für die Ermittlung der Auflagerkräfte $Q_{d,a}$ bis $Q_{d,c}$ wird die Gesamtlänge ℓ des Binders eingesetzt. Die Verbände selbst werden für die Stabilisierungskraft aus der Stützweite des Verbandes, in der Regel $\ell_v = \ell/2$ berechnet.

Gurte der Verbände

Die Verbandsgurte erhalten Normalkräfte (Druck, Zug) und, falls sie direkt belastet werden, auch Biegemomente. Der Nachweis ist entsprechend als einteilige Holzbauteile zu führen (s. [3]). Die Spannungen aus der Belastung des Verbandes und die aus der Trägerbelastung sind zu überlagern. Die Exzentrizität der Normalkräfte gegenüber der Schwerlinie kann vernachlässigt werden.

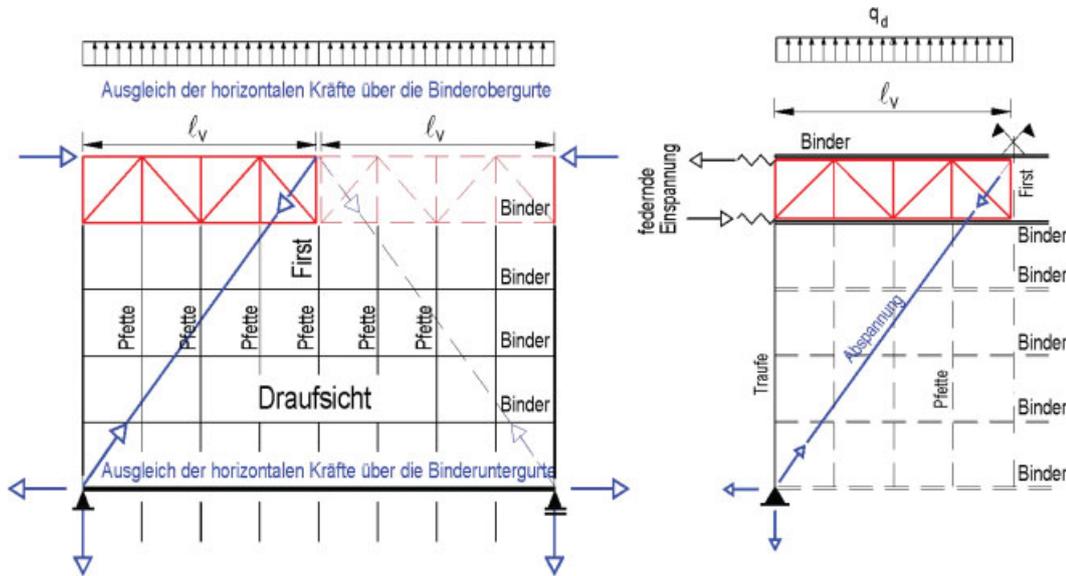


Bild 76. Kräfte bei am First abgespannten Dachverbänden (die lotrechten Komponenten sind nicht dargestellt).
Gesamtsystem; Teilsystem mit federnder Einspannung in die Binder
Fig. 76. Forces in ridge guys from roof bracings

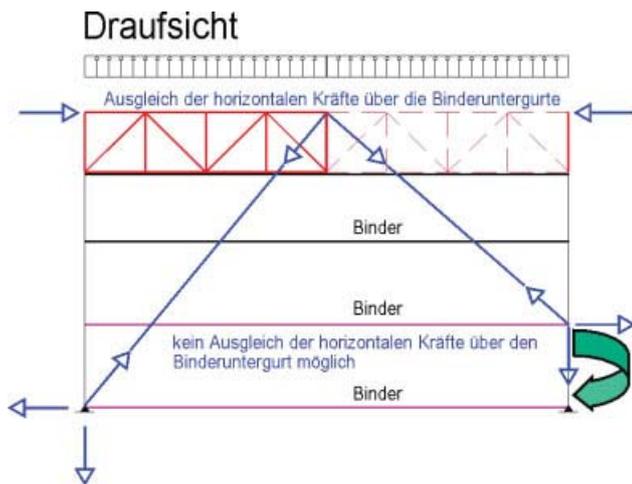


Bild 77. Kräfte bei unsymmetrischer Anordnung der Firstabspannung
Fig. 77. Forces in non symmetrical ridge guys

Bei Trägern mit T- oder Doppel-T-Querschnitt kann der ganze Trägerobergurt als Gurtfläche des Verbands in Rechnung gestellt werden.

Als Knicklänge in der Verbandsebene ist der Abstand a der Knotenpunkte einzusetzen. Aus der Verbandsebene ist bei Fachwerkbindern der Abstand der Knotenpunkte einzusetzen.

Füllstäbe, Diagonalen

Die Diagonalen von Fachwerken erhalten, da die Nebenspannungen in der Praxis nicht berücksichtigt werden, nur Normalkräfte. Die Nachweise sind für Zug bzw. Druck zu führen. Als Knicklänge ℓ_{ef} ist in der Verbandsebene die Netzlänge s des Stabs anzunehmen. Aus der Verbandsebene kann der Stab durch Zwischenbauteile (z. B. Pfetten) abgestützt und damit die Knicklänge reduziert werden. Die Pfetten müssen eine Mindeststeifigkeit aufweisen, die ggf. nachzuweisen ist.

Pfosten

Als Pfosten der Verbände werden in der Praxis häufig Pfetten benutzt, deren Querschnitt entsprechend den statischen Erfordernissen vergrößert wird. Bei geneigten Dächern liegt eine kombinierte Beanspruchung mit einer Normalkraft $F_{c,d}$ (bzw. $F_{t,c}$) und den Biegemomenten $M_{y,d}$ und $M_{z,d}$ vor.

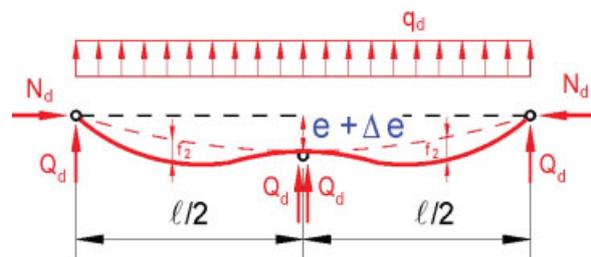


Bild 78. Verformungen zur Ermittlung der Abstützkraft Q_d bei Ansatz der sich real einstellenden Vorkrümmung der Binderobergurte nach [12]
Fig. 78. Deflections for calculation the support force Q_d

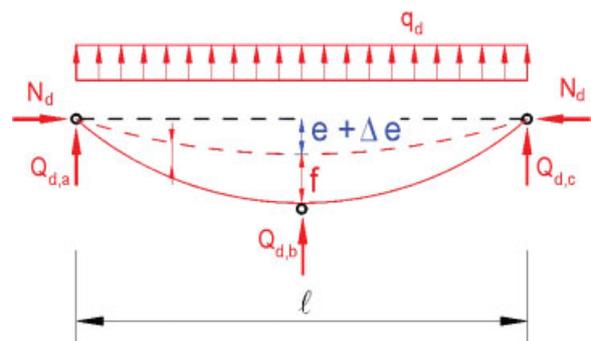


Bild 79. Annahmen zur Vorkrümmung für die Ermittlung der Verformungen und zur Ermittlung der Abstützkraft Q_d bei Ansatz der sich real einstellenden Vorkrümmung der Binderobergurte nach [12]
Fig. 79. Assumption of the imperfection to calculate the support force Q_d

Beispiel 11: Verband mit Rundstahldiagonalen

Gegeben sind nach Bild 80 die Abmessungen und das statische System eines Verbands mit Rundstahldiagonalen (mit Spannschloss) des Dachs einer Fabrikhalle. Die Gesamtlänge der Halle beträgt 42 m. Die Binder bestehen aus homogenem Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL28h und haben die Abmessungen $b/h = 120/1150$ mm. Der Bemessungswert des Biegemoments beträgt $\max. M_d = 505$ kNm. Der Verbandspfosten wird aus ständiger Last und Schnee durch ein Moment $M_{y,d} = 5,27$ kNm belastet.

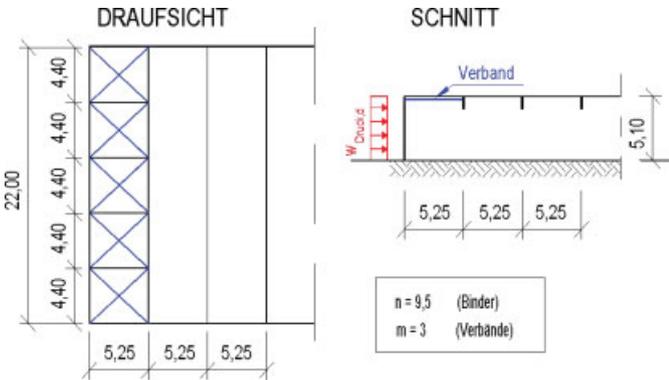


Bild 80. Draufsicht und Schnitt einer Fabrikhalle
Fig. 80. Ground plane and section of a factory hall

Nachgewiesen werden der 1. Innenpfosten und die erste Diagonale des Verbands.

Bestimmung der mittleren Druckkraft N_d

Die Druckkraft N_d wird durch das Kippen des Binders verursacht. Für die Ermittlung von N_d muss der Kippbeiwert für den nicht ausgesteiften Träger ermittelt werden.

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{\ell_{\text{ef}} \cdot h}{\pi \cdot b^2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sqrt{E_{0,05}} \cdot G_{05}}}$$

$$= \sqrt{\frac{22000 \cdot 1150}{\pi \cdot 120^2}} \cdot \sqrt{\frac{28}{\sqrt{(1,4 \cdot 5/6 \cdot 12600)} \cdot (5/6 \cdot 780)}}$$

$$= 2,25$$

(nach DIN 1052:2008-12, Gl. (70) und Abschnitt 10.2.3 (4))

Das Produkt $E_{0,05} \cdot G_{05}$ darf nach DIN 1052:2008-12, Abschnitt 10.3.2 (4) bei Biegestäben aus Brettschichtholz mit dem Faktor 1,4 multipliziert werden.

$$k_m = \left(\frac{1}{\lambda_{\text{rel},m}} \right)^2 = \left(\frac{1}{2,25} \right)^2 = 0,20$$

(nach DIN 1052:2008-12, Gl. (68))

$$N_d = (1 - k_m) \cdot \frac{M_d}{h} = (1 - 0,20) \cdot \frac{505}{1,15} = 351,3 \text{ kN}$$

(nach DIN 1052:2008-12, Gl. (15))

$$k_\ell = \min \left\{ 1; \sqrt{\frac{15}{22}} \right\} = 0,826$$

(nach DIN 1052:2008-12, Gl. (18))

$$q_{\text{gesamt},d} = k_\ell \cdot \frac{n \cdot N_d}{30 \cdot \ell} = 0,826 \cdot \frac{9,5 \cdot 351,3}{30 \cdot 22,00} = 4,18 \text{ kN/m}$$

(nach DIN 1052:2008-04, Gl. (16))

$$q_{1,d} = 4,18/3 = 1,39 \text{ kN/m}$$

Die Windlast wird nach DIN 1055-4:2005-03 ermittelt.

Windlastzone 2; Binnenland

⇒ nach DIN 1055-4:2005-03, Tabelle 2 ⇒ $q = 0,65 \text{ kN/m}^2$;

$$H/d = 5,1/42 = 0,12$$

⇒ nach DIN 1055-4:2005-03, Tabelle 3 $c_{pe,10} = 0,7$

$$W_{\text{Druck}} = c_{pe,10} \cdot q = 0,70 \cdot 0,65 = 0,455 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{\text{Druck},d} = \gamma_{Q,w} \cdot W_{\text{Druck}} = 1,50 \cdot 0,455 = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,\text{Verband},d} = W_{\text{Druck},d} \cdot H/2 = 0,68 \cdot 5,10/2 = 1,73 \text{ kN/m}$$

Die Winddruckkraft wird nur auf den Giebelverband angesetzt. Die Seitenlast $q_{\text{gesamt},d}$ wird gleichmäßig auf drei Verbände verteilt.

$$q_{\text{Verband},d} = (q_d + q_{w,\text{Verband},d}) = 1,39 + 1,73 = 3,12 \text{ kN/m}$$

$$A_d = B_d = q_{\text{Verband},d} \cdot \ell/2 = 3,17 \cdot 22,00/2 = 34,32 \text{ kN}$$

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

1. Innenpfosten des Verbands, Querschnitt 120/220 mm

Nutzungsklasse 2; KLED „kurz“

Nadelholz C24, DIN 1052:2008-12,

Tabelle F.5 ⇒ $f_{m,k} = 24,0 \text{ N/mm}^2$; $f_{c,0,k} = 21,0 \text{ N/mm}^2$

$k_{\text{mod}} = 0,9$; $f_{m,d} = 16,62 \text{ N/mm}^2$; $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ N/mm}^2$

Knicklänge $\ell_{\text{ef},y} = \ell_{\text{ef},z} = 5,25 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{5250}{0,289 \cdot 220} = 82,6 \Rightarrow k_{c,y} = 0,42$$

$$\lambda_z = \frac{5250}{0,289 \cdot 120} = 151,4 \Rightarrow k_{c,z} = 0,14$$

$$\frac{\ell_{\text{ef}} \cdot h}{b^2} = \frac{5250 \cdot 220}{120^2} = 80,2 < 140 \Rightarrow k_m = 1$$

$$F_{c,d} = -A_d + q_{\text{Verband},d} \cdot 4,40/2 = -34,32 + 3,12 \cdot 4,40/2 = -27,45 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 5,27 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{27,45 \cdot 1000}{120 \cdot 220} = 1,04 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{5,27 \cdot 6 \cdot 10^6}{120 \cdot 220^2} = 5,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} = \frac{1,04}{0,42 \cdot 14,54} + \frac{5,44}{1 \cdot 16,62} = 0,50 < 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} = \frac{1,04}{0,14 \cdot 14,54} + 0,7 \cdot \frac{5,44}{1 \cdot 16,62} = 0,74 < 1$$

Diagonale

$$D_d = \frac{V_d}{\sin \alpha} = \frac{27,45}{5,25} \cdot \sqrt{4,40^2 + 5,25^2} = 35,82 \text{ kN}$$

Gewählt:

Rundstahl mit Gewinde M20 der Güte 4.6; Grenzzugkraft z. B. aus [4], Tabelle 7-18 $N_{R,d} = 62,3 \text{ kN}$. Das Spannschloss hat mindestens die gleiche Tragfähigkeit.

$$\frac{D_d}{R_d} = \frac{35,82}{62,3} = 0,58 < 1$$

Literatur

- [1] Lißner, K., Rug, W., Steinmetz, D.: DIN 1052:2004-08 Neue Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Teil 1: Material- und Werkstoffverhalten. Bautechnik 84 (2007), H. 8, S. 544–558.
- [2] Lißner, K., Rug, W., Steinmetz, D.: DIN 1052:2004-08 Neue Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Teil 2: Anwendungsbereich und holzbauspezifische Grundlagen des neuen Sicherheitskonzeptes. Bautechnik 85 (2008), H. 1, S. 1–17.
- [3] Lißner, K., Rug, W., Steinmetz, D.: DIN 1052:2004-08 Neue Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Teil 3: Bemessung von einteiligen Holzbauteilen. Bautechnik 85 (2008), H. 4, S. 258–276.
- [4] Lißner, K., Rug, W., Steinmetz, D.: DIN 1052:2004-08 Neue Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Teil 4 (I) Bemessung von stiftförmigen und sonstigen mechanischen Verbindungsmitteln. Bautechnik 85 (2008), H. 11, S. 752–768.
- [5] Lißner, K., Rug, W., Steinmetz, D.: DIN 1052:2004-08 Neue Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Teil 4 (II) Bemessung von stiftförmigen und sonstigen mechanischen Verbindungsmitteln. Bautechnik 85 (2008), H. 12, S. 844–854.
- [6] Lißner, K., Felkel, A., Hemmer, K., Radovic, B., Rug, W., Steinmetz, D.: DIN 1052 Praxishandbuch Holzbau (BDZ., Hrsg.), Beuth- und WEKA-Verlag, Berlin/Augsburg 2005.
- [7] Rug, W., Mönck, W.: Holzbau; 15. Auflage, Verlag Bauwesen, Berlin 2007; (www.holzbau-statik.de).
- [8] Werner, G., Zimmer, K.: Holzbau Teil 1 und 2; 4. bzw. 3. Auflage, neubearbeitet von Zimmer, K. und Lißner, K., Springer-Verlag Berlin, Heidelberg 2009/2005.
- [9] Bläß, H., Ehlbeck, J., Kreuzinger, H., Steck, G.: Erläuterungen zu DIN 1052:2008-12, DGfH, 2. Auflage, München 2005.
- [10] Kreuzinger, H.: Aussteifungskonstruktionen im baulichen Gesamtheitzusammenhang; Tagungsband Karlsruher Tage 2004.
- [11] Möhler, K., Schelling, W.: Zur Bemessung von Knickverbänden und Knickaussteifungen im Holzbau. Der Bauingenieur 43 (1968), H. 2, S. 43–48.
- [12] Brüninghoff, H. u. a.: INFORMATIONSDIENST HOLZ; EGH Bericht Entwicklungsgemeinschaft Holzbau in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung: Verbände und Abstützungen – Grundlagen und Regelnachweise, 1997. Verbände und Abstützungen – genauere Nachweise – allgemeine Informationen, 2000. Verbände und Abstützungen – Teil 2 genauere Nachweise – komplette Fassung, 1989.
- [13] Brüninghoff, H. u. a.: INFORMATIONSDIENST HOLZ; EGH Bericht Entwicklungsgemeinschaft Holzbau in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, holzbau-handbuch 1999, Reihe 2, Teil 12, Folge 3; Aussteifungen von NP-Konstruktionen.
- [14] Gerold, M., Steinmetz, D.: Anforderungen an Konstruktion und Bemessung von Nagelplattentragwerken aus der Sicht des Prüflingenieurs. Tagungsband Arbeitstagung der Prüflingenieure BW 2001 in Freudenstadt.
- [15] Kollbrunner, C. F., Meister, M.: Knicken, Biegedrillknicken, Kippen, Springer-Verlag 2. Auflage 1961.
- [16] Schleicher, F.: Taschenbuch für Bauingenieure, 1. Band 2. Auflage, Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg 1955.
- [17] Milbrandt, E.: INFORMATIONSDIENST HOLZ; EGH Bericht Entwicklungsgemeinschaft Holzbau in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, holzbau-handbuch, 2005, Reihe 2: Tragwerksplanung, Teil 3: Dachtragwerke, Folge 2: Hausdächer.
- [18] Kessel, M. H., Mertinaschk, A.: Imperfektionsmessungen an Nagelplattenbindern, Forschungsbericht, Universität Braunschweig 2001.
- [19] Neuhaus, H.: Lehrbuch des Ingenieurholzbaus. Teubner, Stuttgart 1994.

Autoren dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Karin Lißner, Ingenieurbüro Lißner, Forststraße 35, 01099 Dresden
 Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Rug, Ingenieurbüro Prof. Rug, Wilhelmstraße 25, 19322 Wittenberge
 Prof. Dipl.-Ing. Dieter Steinmetz, SUS-Ingenieure GmbH, Pforzheimer Straße 53, 76275 Ettlingen