

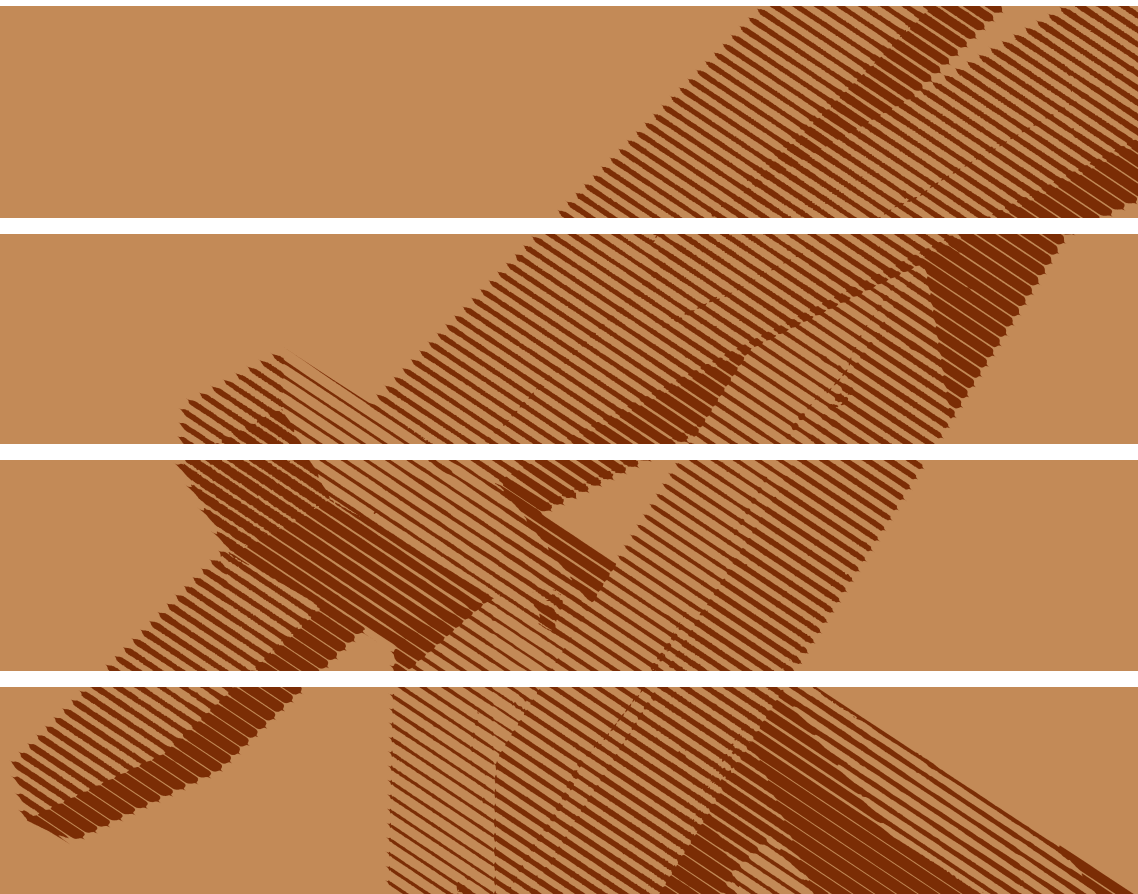


**HOLZBAU
DEUTSCHLAND
BUND DEUTSCHER
ZIMMERMEISTER**

im Zentralverband
des Deutschen Baugewerbes

TRAGWERKSPLANUNG GRUNDLAGEN

TECHNIK IM HOLZBAU



Vorwort

Die vorliegende 2. Auflage der Schrift „Tragwerksplanung – Grundlagen“ aus der Reihe „Technik im Holzbau“ berücksichtigt die Bemessungsnorm DIN EN 1995-1-1:2010 (Eurocode 5 bzw. EC 5). Sie ersetzt die 1. Auflage aus dem Jahr 2009 die noch auf der DIN 1052:2008 basierte. Seit dem 1. Juli 2012 ist die Anwendung sämtlicher Eurocodes verbindlich. Somit sind Holzbauwerke bundesweit nach Eurocode 5 und den zugehörigen nationalen Anhängen zu bemessen.

Die Schriftenreihe „Technik im Holzbau“ stellt Planern und Ausführenden ein Grundlagenwerk für die berufliche Praxis zur Verfügung. Sie unterstützt sie bei der fachgerechten Planung und Ausführung von Konstruktionen im Holzbau. Die Schriftenreihe ist als Beratungsunterlage und Nachschlagewerk konzipiert. Hierfür werden Fachinformationen zusammengestellt sowie Forschungsergebnisse für die praxisgerechte Anwendung aufbereitet. Grundlagen der Ausführung werden vielfach durch detaillierte Abbildungen erläutert. In der Aus- und Weiterbildung im Holzbau hat die Schriftenreihe inzwischen einen festen Platz.

Herausgeber der Schriftenreihe „Technik im Holzbau“ ist Holzbau Deutschland – Bund Deutscher Zimmermeister im Zentralverband des Deutschen Baugewerbes. Sie wird von dem bei Holzbau Deutschland zuständigen Ausschuss Technik und Umwelt sowie unter der Mitwirkung des Holzbau Deutschland Instituts erstellt.

Berlin, Juli 2019

Holzbau Deutschland
Bund Deutscher Zimmermeister
im Zentralverband des Deutschen Baugewerbes

Zimmermeister Peter Aicher

Vorsitzender Holzbau Deutschland

Zimmermeister Michael Schönk

Vorsitzender
Ausschuss Technik und Umwelt

In der Schriftenreihe „Technik im Holzbau“ sind folgende Titel erschienen:

- Arbeitshilfen Grundlagen
- Bauphysik Grundlagen
- Bauordnung und Bauaufsicht
- Technische Grundlagen
- Tragwerksplanung Grundlagen
- Aussteifungssysteme Grundlagen

Mitglieder in der Verbandsorganisation von Holzbau Deutschland können die in der Schriftenreihe „Technik im Holzbau“ erschienenen Schriften kostenlos als pdf-Dokument in der Infoline von Holzbau Deutschland (www.holzbau-deutschland.de/mitgliederbereich) abrufen. In gedruckter Fassung sind die Schriften beim Zeittechnik-Verlag erhältlich.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	1
Inhaltsverzeichnis	3
Formelzeichen und Fußzeiger.....	5
1 Einleitung.....	7
2 Einwirkungen und Tragwiderstand	9
2.1 Allgemeines	9
2.2 Grenzzustände und Bemessungssituationen.....	11
2.3 Einwirkungen	13
2.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	18
2.4.1 Charakteristische Werte der Baustoffeigenschaften	18
2.4.2 Bemessungswert einer Baustoffeigenschaft.....	19
2.4.3 Nutzungsklasse (NKL).....	20
2.4.4 Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED)	23
2.4.5 Modifikationsbeiwert k_{mod}	25
2.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	28
2.6 Statistische Gegenüberstellung von Beanspruchung und Beanspruchbarkeit.....	30
3 Lastannahmen	31
3.1 Allgemeines	31
3.2 Eigenlasten	31
3.3 Nutzlasten.....	31
3.4 Windlasten.....	32
3.5 Schneelasten	33
3.6 Lastrichtung und Lasttransformation bei geneigten Dächern	33
4 Bemessung von Tragsystemen	35
4.1 Allgemeines	35
4.2 Nachweise nach EC 5 + EC 5-NA	38
4.2.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit	38
4.2.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	45
4.3 Biegeträger	49
4.3.1 Allgemeines.....	49
4.3.2 Balken aus Vollholzprodukten.....	52
4.3.3 Brettschichtholzträger	52
4.4 Fachwerkträger	57
4.5 Stützen.....	59

4.6	Durchbrüche und Ausklinkungen	63
4.6.1	Allgemeines	63
4.6.2	Ausklinkungen.....	63
4.6.3	Durchbrüche	66
4.7	Querzugbeanspruchungen bei Anschlüssen.....	68
5	Verbindungen.....	71
5.1	Allgemeines.....	71
5.2	Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln	73
5.2.1	Allgemeines	73
5.2.2	Stiftförmige Verbindungsmittel	75
5.2.3	Konstruktive Hinweise.....	82
5.2.4	Tragfähigkeit bei Beanspruchungen rechtwinklig zur Stiftachse	88
5.2.5	Tragfähigkeit bei Beanspruchungen in Richtung der Stiftachse	95
5.3	Sonstige mechanischen Verbindungsmitteln	96
5.3.1	Dübel besonderer Bauart	96
5.3.2	Verbindungen mit Stahlblechen und Stahlblechformteilen (ingenieurmäßige Verbindungen).....	105
5.3.3	Nagelplattenverbindungen.....	108
5.4	Klebungen	109
5.5	Zimmermannsmäßige Verbindungen	112
5.5.1	Allgemeines	112
5.5.2	Kontaktanschluss	112
5.5.3	Versätze.....	114
5.5.4	Zapfenverbindungen	117
5.6	Einfluss der Nachgiebigkeit von Verbindungen	118
5.7	Beispiel: Gegenüberstellung einiger Ausführungsvarianten eines Zugstoßes	120
5.8	Zusammenwirken verschiedener Verbindungsmittel.....	123
	Beispielberechnung: Lastannahmen und Bemessung eines Sparrens.....	125
	Abbildungsverzeichnis.....	135
	Tabellenverzeichnis.....	139
	Impressum	141

Formelzeichen und Fußzeiger

Fußzeiger (am Beispiel der Festigkeiten)

F	Festigkeit
f_m	Biegefestigkeit (moment)
f_t	Zugfestigkeit (tension)
$f_{t,0}$	Zugfestigkeit in Faserrichtung
$f_{t,90}$	Zugfestigkeit senkrecht zur Faserrichtung
f_c	Druckfestigkeit (compression)
f_v	Schubfestigkeit (vertical load)
f_R	Rollschubfestigkeit
$f_{,k}$	charakteristischer Wert
$f_{,d}$	Bemessungswert (design)

Beiwerte

γ_M	Teilsicherheitsbeiwert Material
$Y_{G,Q}$	Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung
KLED	Klasse der Lasteinwirkungsdauer
NKL	Nutzungsklasse
k_{mod}	Modifikationsbeiwert
k_{def}	Verformungsbeiwert
ψ_0	Kombinationsbeiwert
ψ_2	Beiwert für quasi-ständigen Lastanteil

Großbuchstaben

C	Nadelholz (coniferous tree)
D	Laubholz (deciduous tree)
GL	Brettschichtholz (glue laminated); h: homogene Festigkeit (homogenous); c: kombinierte Festigkeit (combined)
E_{mean}	E-Modul (Mittelwert)
$E_{0,05}$	E-Modul (5%-Quantilwert)
G	Schubmodul
G_R	Rollschubmodul
E	Einwirkung; G: ständig Q: veränderlich
F	Kraft (Force)
R	Tragwiderstand (Resistance)
C	Gebrauchstauglichkeit
M	Moment
N	Normalkraft
V	Querkraft
W	Widerstandsmoment
I	Flächenträgheitsmoment
F_v	Verbindungsmitteltragfähigkeit auf Abscheren
F_{ax}	Verbindungsmitteltragfähigkeit auf Herausziehen

Kleinbuchstaben

a	Abstand
b	Breite
d	Durchmesser
k_c	Knickbeiwert
n_{ef}	wirksame Verbindungsmittelzahl
w_G	Verformung infolge ständiger Einwirkungen
w_Q	Verformung infolge veränderlicher Einwirkungen
w_0	Überhöhung im lastfreien Zustand
w_{inst}	Anfangsdurchbiegung
w_{creep}	Durchbiegung infolge Kriechen
w_{fin}	Enddurchbiegung

Kleinbuchstaben, griechisch

σ	Normalspannung, Längsspannung
τ	Schubspannung
ρ	Rohdichte
α	Einkel zwischen Kraft und Faserrichtung
λ	Schlankheitsgrad

1 Einleitung

Holzbauwerke sind in den meisten Bundesländern seit Juli 2012 nach DIN EN 1995 (Eurocode 5 bzw. EC 5) und den zugehörigen nationalen Anhängen zu bemessen. Die letzten Bundesländer mit abweichenden Übergangsregeln sind im Dezember 2013 gefolgt.

Der EC 5 „Bemessung und Konstruktion von Holzbauten“ besteht aus drei Teilen:

- DIN EN 1995-1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- DIN EN 1995-1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall
- DIN EN 1995-2: Brücken

Der EC 5 stellt ein Grundgerüst dar und ist daher kein vollständiger Ersatz für DIN 1052. Der EC 5 wird ergänzt durch die Nationalen Anhänge (NA). Diese enthalten national festgelegte Parameter (NDP) sowie zusätzliche, dem Eurocode nicht widersprechende Regelungen (NCI) wie beispielsweise

- Werte und / oder Klassen, für die im Eurocode Alternativen zugelassen werden, z.B. Teilsicherheitsbeiwerte, Klassen der Lasteinwirkungsdauer
- länderspezifische Angaben, z.B. Schneekarten
- Ergänzung fehlender oder unzureichend definierter Bemessungsregeln, z.B. Verstärkungen von Queranschlüssen, Ausklinkungen und Durchbrüchen

Die Inhalte der nationalen DIN 1052:2008-12, die bislang nicht im Eurocode geregelt sind, wurden im nationalen Anhang DIN EN 1995-1-1/NA aufgenommen. Festlegungen die nicht aufgenommen werden durften, wurden in DIN 1052-10 verlagert. Hierbei handelt es sich um ergänzende Anforderungen an Verbindungsmittel sowie um Festlegungen für die Ausführung und Überwachung von Klebungen bei Holztragwerken.

Der Eurocode enthält, anders als DIN 1052, keine Produktregelungen und auch keine Tabellen mit Materialkennwerten wie beispielsweise Festigkeits- oder Steifigkeitswerte. Waren die wesentlichen Materialkennwerte in DIN 1052:2008 anwenderfreundlich zusammengestellt, muss sich der Planer heute die erforderlichen Werte aus diversen Normen heraussuchen.

Tabelle 1 zeigt für die wesentlichen Holzprodukte eine Zusammenstellung der zu beachtenden Normen (Deckelnormen, Produktnormen, Anwendungsnormen sowie Normen mit Bemessungswerten).

Tabelle 1: Zusammenstellung von Produktnormen

Produkt	„Deckelnorm“	Anwendungs- norm	Produktnorm	Werte für Bemessung	
Vollholz	DIN EN 14081-1	DIN 20000-5	DIN EN 14081-1	DIN EN 338	
Brettschichtholz	DIN EN 14080	DIN 20000-3	DIN EN 14080	DIN EN 14080	
Balkenschichtholz	DIN EN 14080	DIN 20000-3	DIN EN 14080 Zulassungen	DIN EN 14080 Zulassungen	
Furnierschichtholz	DIN EN 13986	DIN 20000-1	DIN EN 14374 DIN EN 14279	Zulassungen	
Sperrholz			DIN EN 636	DIN EN 12369-2	
OSB-Platten			DIN EN 300	DIN EN 12369-1	
Spanplatten			DIN EN 312	DIN EN 12369-1	
Holzfaserverleimplatten - hart - mittelhart - MDF			DIN EN 622-2 DIN EN 622-3 DIN EN 666-5	EC5/NA EC5/NA DIN EN 12369-1	
Massivholzplatten			Zulassungen DIN EN 13353	Zulassungen DIN EN 12369-3	
zementgebundene Spanplatte			Zulassungen DIN EN 634-2	Zulassungen EC5/NA	
Gipsplatten			DIN EN 520	-	DIN 18180 EC5/NA
Gipsfaserverleimplatten			DIN EN 15283-2	-	DIN EN 15283-2 Zulassungen
Stiftförmige Verbindungsmittel	DIN EN 14592	DIN 20000-6	DIN EN 14592	EC5/NA	
Nicht stiftförmige Verbindungsmittel	DIN EN 14545	DIN 20000-6	DIN EN 14545	EC5/NA Zulassungen	
Nagelplattenbinder	DIN EN 14250	DIN 20000-4	DIN EN 14250 Zulassungen	EC5/NA Zulassungen	

Durfte nach DIN 1052 für Bauteile und Verbindungen, die offensichtlich ausreichend tragfähig und gebrauchstauglich sind, noch auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden, sind nach EC 5 i.d.R. alle tragenden Bauteile zu bemessen. Für tragende Bauteile, für die explizit andere anerkannte Regeln der Technik existieren – beispielsweise die „Vereinbarung über Dachlatten mit CE-Zeichen aus Nadelholz“ oder das Regelwerk „Handwerkliche Holztreppen“ – kann der rechnerische Nachweis entfallen.

Diese Schrift basiert auf den Regelungen der DIN EN 1995-1-1: 2010-12 [EC 5] und dem zugehörigen A2 Papier aus 2014-07 sowie DIN EN 1995-1-1/NA: 2013-08 [EC 5-NA].

2 Einwirkungen und Tragwiderstand

2.1 Allgemeines

Die Bemessung von Tragwerken und Tragwerksteilen im Holzbau wird durch EC 5 in Verbindung mit dem zugehörigen Nationalen Anhang EC 5-NA geregelt.

Die Nachweisführung erfolgt auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts nach DIN EN 1990: „Grundlagen der Tragwerksplanung“. Dabei handelt es sich um eine differenzierte Sicherheitsbetrachtung, bei der die Sicherheiten durch Beiwerte auf der Seite der Einwirkungen und des Materials getrennt betrachtet werden. Die Wahrscheinlichkeit des Auftretens aller Einwirkungen zur gleichen Zeit und mit voller Intensität wird durch Kombinationsbeiwerte berücksichtigt. Zudem werden weitere Faktoren zur Berücksichtigung der Nutzungsbedingungen (Belastungsdauer, Umgebungsklima) verwendet.

Sicherheitskonzept nach
DIN EN 1990

Bei der Nachweisführung wird zwischen dem Grenzzustand der Tragfähigkeit und dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterschieden. Der Nachweis der Tragfähigkeit von Holzbauteilen und mechanischen Verbindungen beruht auf der Gegenüberstellung der Beanspruchung und des Tragwiderstands. Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit werden die Verformungen eines Tragwerks mit den in EC 5 / EC 5-NA empfohlenen oder mit dem Bauherrn vereinbarten Grenzwerten verglichen.

Gebrauchstauglichkeit /
Tragfähigkeit

Abbildung 1 und Abbildung 2 zeigen den allgemeinen Ablauf einer Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

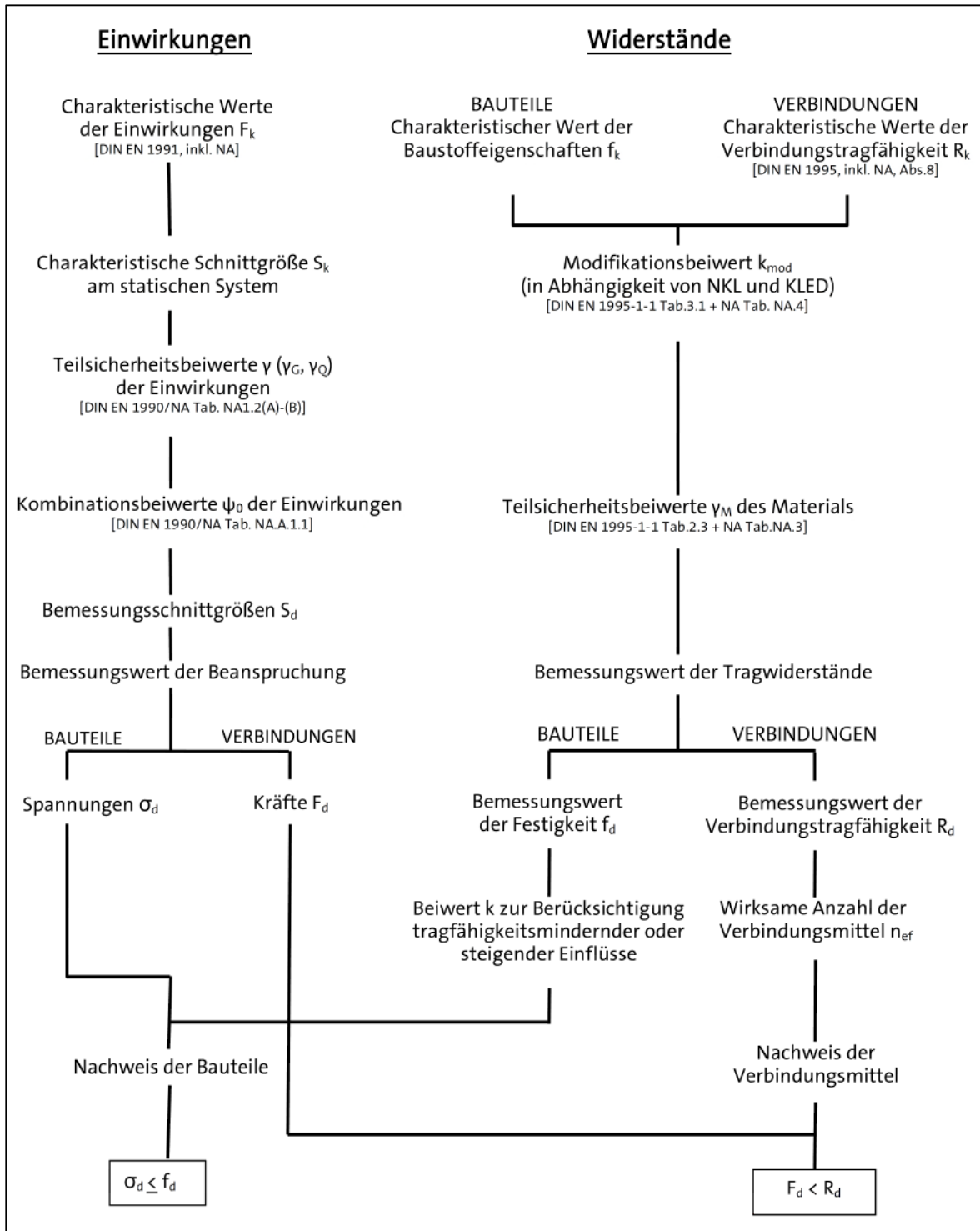


Abbildung 1: Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Bauteile und Verbindungen

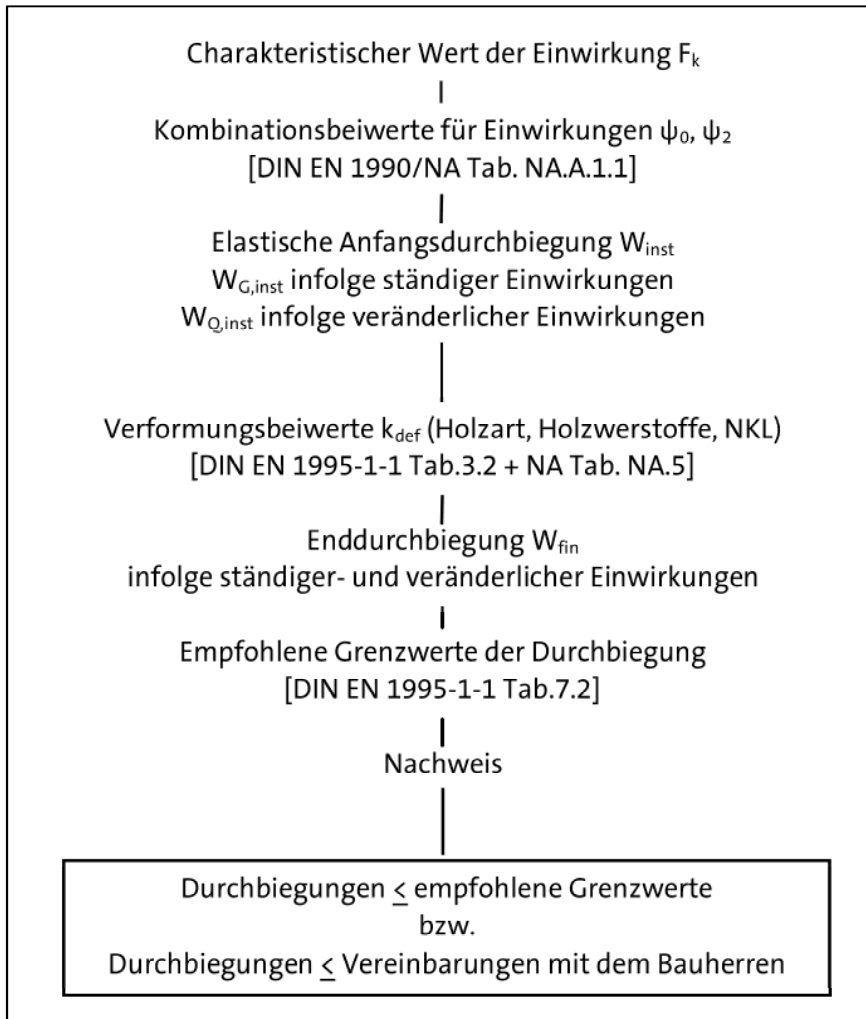


Abbildung 2: Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

2.2 Grenzzustände und Bemessungssituationen

Grenzzustände beschreiben Zustände, bei deren Überschreiten bestimmte Anforderungen an ein Tragwerk oder eines seiner Teile nicht mehr erfüllt werden.

Grenzzustände

Unterschieden werden:

1. der Grenzzustand der Tragfähigkeit (vgl. DIN EN 1990, Abschn. 3.3),
dessen Anforderungen die Sicherheit von Personen, des eigentlichen Tragwerks und der Einrichtungen des Tragwerks betreffen.
2. der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (vgl. DIN EN 1990, Abschn. 3.4),
dessen Anforderungen eine einwandfreie Funktion und Optik des Bauwerks und das Wohlbefinden von Personen betreffen.

Tabelle 2: Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit

Grenzzustände der Tragfähigkeit	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
<ul style="list-style-type: none"> • Verlust der Lagesicherheit • Versagen des Tragwerks durch Bruch • Verlust der Gebrauchstauglichkeit mit Schadensfolgen, die die Tragfähigkeit gefährden • Versagen des Tragwerks durch Materialermüdung 	<ul style="list-style-type: none"> • unzulässige Verformungen und Verschiebungen • unzulässige Schwingungen • Schäden, die die Funktionsfähigkeit, die Dauerhaftigkeit oder das Erscheinungsbild beeinflussen • Sichtbare Schäden durch Materialermüdung

Bemessungssituation

Für die Bemessung werden Situationen definiert, die alle Bedingungen berücksichtigen, die während der Bauausführung und Nutzung auftreten.

Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden durch die DIN EN 1990, Abschnitt 3.2 folgendermaßen eingeteilt:

- ständige Bemessungssituation
stellt den Zustand des Tragwerks unter den üblichen Nutzungsbedingungen dar
- vorübergehende Bemessungssituation
zeitlich begrenzter Zustand des Tragwerks (Bauzustand oder Instandsetzung)
- außergewöhnliche Bemessungssituation
berücksichtigt außergewöhnliche Beanspruchungen des Tragwerks durch Brand, Explosion oder Anprall
- Situation infolge von Erdbeben
bezieht sich auf seismische Einwirkungen

Grenzzustand Gebrauchstauglichkeit

Folgende Situationen für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden von der DIN EN 1990 im Abschnitt 6.5.3 beschrieben:

- charakteristische (seltene) Situation
Auswirkungen auf das Tragwerk haben bleibenden Charakter
- häufige Situation
die entstehenden Auswirkungen sind umkehrbar (nicht bleibend)
- quasi-ständige Situation
Auswirkungen mit Langzeitcharakter

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind bei Holzkonstruktionen die charakteristische und die quasi-ständige Situation relevant. Besteht die Gefahr, dass bei Überschreitung von Durchbiegungsgrenzwerten bleibende Schäden auftreten, muss vom Tragwerksplaner die charakteristische

Situation ausgewählt werden. Dadurch wird ebendies mit hoher Wahrscheinlichkeit verhindert. Zu beachten ist, dass die Schäden in erster Linie nicht am eigentlich zu bemessendem Bauteil auftreten, sondern durch zu starke Verformungen oder Lasteinleitungen an den angrenzenden Bauteilen (z. B. leichte Trennwände unter Decken, unterhalb eines Bauteils befindliche große Öffnungen mit Verglasungen oder direkt an einem Bauteil befestigte Installationen). Ist mit Schäden nicht zu rechnen genügt es, für die Bemessung die quasi-ständige Situation zu wählen. Die Anforderungen beschränken sich hierbei auf das Erscheinungsbild und die Benutzbarkeit.

2.3 Einwirkungen

Einwirkungen auf Gebäude führen zu Beanspruchungen der tragenden Bauteile. Die Norm unterscheidet zwei Arten:

- direkte Einwirkungen: äußere Lasten oder Kräfte, die auf das Tragwerk einwirken
- indirekte Einwirkungen: Zwängungen, z. B. infolge Setzungen, Temperatur- oder Feuchteänderungen

Zudem werden die Einwirkungen nach ihrer zeitlichen Veränderlichkeit unterteilt in

- ständige Einwirkungen (G) z. B. Eigengewicht,
- veränderliche Einwirkungen (Q) z. B. Schnee-, Wind-, Nutz- und Verkehrslasten,
- außergewöhnliche Einwirkungen (A) z. B. Erdbeben, Anprall, Explosion.

Bei den in der Normenreihe DIN EN 1991 (→ Tabelle 14) angegebenen Werten für Einwirkungen handelt es sich im Allgemeinen um charakteristische Werte. Diese Werte sind Quantilwerte aus statistischen Verteilungen. Je nach Art der Einwirkung wird der charakteristische Wert als oberer Wert, Mittelwert oder unterer Wert beschrieben. Für veränderliche Einwirkungen sind die charakteristischen Werte obere Werte (i.d.R. 98%-Quantile), d. h. in 98 % aller Fälle liegen die tatsächlich auftretenden Einwirkungen unterhalb der getroffenen Lastannahme.

DIN EN 1991
charakteristischer Wert
einer Einwirkung

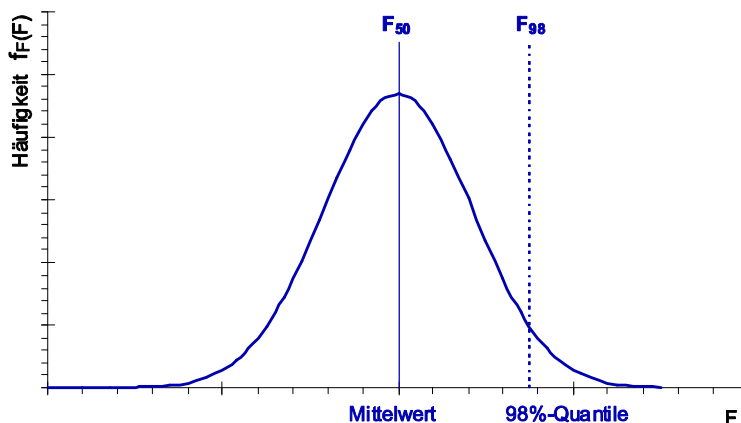


Abbildung 3: Verteilungsfunktion einer zeitlich veränderlichen Einwirkung F

Bemessungswert einer Einwirkung

Der Bemessungswert einer Einwirkung F_d – der Index d steht für „designed“ – ist ein Rechenwert, durch den sichergestellt wird, dass in jeder Bemessungssituation, das angestrebte Sicherheitsniveau erreicht wird. Dieser setzt sich zusammen aus dem charakteristischen Wert einer Einwirkung multipliziert mit dem jeweiligen Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 3.

Allgemein stellt sich dies wie folgt dar:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k$$

mit

F_k charakteristischer Wert der Einwirkung

γ_F Teilsicherheitsbeiwert der betrachteten Einwirkung (→ Tabelle 3)

Die Berechnung der Bemessungswerte für ständige (G_d) und veränderliche (Q_d) Einwirkungen erfolgt analog:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k$$

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k$$

mit

G_k charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung

Q_k charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung

γ_G Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkung (→ Tabelle 3)

γ_Q Teilsicherheitsbeiwert der veränderl. Einwirkung (→ Tabelle 3)

Für außergewöhnliche Einwirkungen und Erdbeben werden in den entsprechenden Normen in der Regel keine charakteristischen Werte, sondern festgelegte Bemessungswerte angegeben.

A_d Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung

A_{Ed} Bemessungswert einer Einwirkung infolge von Erdbeben

Tabelle 3 zeigt die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q für ständige bzw. veränderliche Einwirkungen in den üblichen Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Die Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigen sowohl ungünstige Abweichungen der Einwirkungen als auch ungenaue Modellannahmen und Unsicherheiten bei der Schnittgrößenermittlung.

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweiskriterium ständige und vorübergehende Bemessungssituation ^{b)}	Art der Auswirkung	ständige Einwirkung γ_G	veränderliche Einwirkung γ_Q
Verlust der Lagesicherheit	günstige	0,9	– ^{a)}
	ungünstige	1,1	1,5
Versagen des Tragwerks	günstige	1,0	– ^{a)}
	ungünstige	1,35	1,5
^{a)} Ein γ_Q für veränderliche Einwirkungen mit günstiger Auswirkung auf das Tragwerk wird von der Norm nicht angegeben. Diese Einwirkungen bleiben bei der Bemessung unberücksichtigt und γ_Q wird gleich Null gesetzt. ^{b)} Beim Nachweis auf Versagen des Tragwerks in der außergewöhnlichen Bemessungssituation ist $\gamma_G = \gamma_Q = \gamma_A = 1,0$			

Durch den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit soll gewährleistet werden, dass die auftretenden Verformungen und Schwingungen eines Bauwerks oder eines seiner Teile innerhalb empfohlener Grenzwerte (EC 5, Abschnitt 2.2.3) liegen. Da die Sicherheit von Personen die Anforderungen des Nachweises nicht betreffen, werden die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen gleich 1,0 gesetzt.

Veränderliche Einwirkungen belasten ein Tragwerk nur vorübergehend und selten mit extremer Intensität. Da es statistisch gesehen unwahrscheinlich ist, dass alle Einwirkungen zur gleichen Zeit mit ihrem vollen charakteristischen Wert auftreten, werden die Einwirkungen mit Kombinationsbeiwerten nach Tabelle 4 reduziert. So ist es z. B. höchst unwahrscheinlich, dass ein Dach durch einen Wind in Orkanstärke belastet wird und gleichzeitig eine Person (Personenlast) auf diesem Dach steht.

Das Produkt aus Kombinationsbeiwert und charakteristischem Wert wird als repräsentativer Wert bezeichnet und wie folgt definiert:

- $\psi_0 \cdot Q_k$ bezeichnet den Kombinationswert,
wobei ψ_0 so festgelegt wird, dass bei Verwendung in den Einwirkungskombinationen das durch das Sicherheitskonzept angestrebte Zuverlässigkeitsniveau erreicht wird.
- $\psi_1 \cdot Q_k$ bezeichnet den häufigsten Wert,
 ψ_1 wird in der Regel so definiert, dass die Überschreitungshäufigkeit von $\psi_1 \cdot Q_k$ auf 300 Mal im Jahr bzw. 5 % begrenzt ist.
- $\psi_2 \cdot Q_k$ bezeichnet den quasi-ständigen Wert,
wobei ψ_2 generell so definiert wird, dass $\psi_2 \cdot Q_k$ den zeitlichen Mittelwert bildet, der entsprechend mit einer Häufigkeit von 50% unter- bzw. überschritten wird.

Kombinationsbeiwerte

repräsentativer Wert

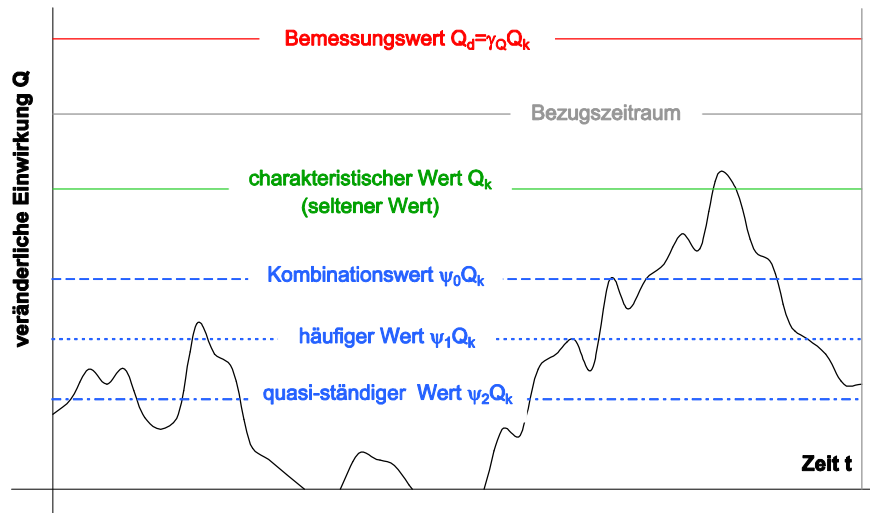


Abbildung 4: repräsentative Werte einer zeitlich veränderlichen Einwirkung

Tabelle 4: Kombinationsbeiwerte ψ für Einwirkungen

Einwirkung	Kombinationsbeiwert	
	ψ_0	ψ_2
Nutzlasten ^{a)}		
Kategorie A – Wohn- und Aufenthaltsräume	0,7	0,3
Kategorie B – Büroräume	0,7	0,3
Kategorie C – Versammlungsräume	0,7	0,6
Kategorie D – Verkaufsräume	0,7	0,6
Kategorie E – Lagerräume	1,0	0,8
Verkehrslasten		
Kategorie F – Fahrzeuglast ≤ 30 kN	0,7	0,6
Kategorie H – Dächer	0	0
Schnee- und Eislasten		
Orte bis 1000 m über NN	0,5	0
Orte über 1000 m über NN	0,7	0,2
Windlasten	0,6	0
Temperatureinwirkungen (nicht Brand)	0,6	0
Baugrundsetzungen	1,0	1,0
Sonstige Einwirkungen	0,8	0,5
a) Abminderungsbeiwerte für Nutzlasten in mehrgeschossigen Hochbauten siehe DIN EN 1991-1-1		

Einwirkungs-
kombinationen

Die maßgebende Beanspruchung E_d eines Tragwerks ergibt sich aus der Betrachtung verschiedener Lastfallkombinationen. Die Beanspruchung eines Bauteils infolge der Einwirkungen F_d sind beispielsweise Schnittgrößen, Spannungen, Dehnungen, Verformungen oder Schwingungen. Entsprechend ihrer Wahrscheinlichkeit werden die in Abschnitt 2.2 definierten

Bemessungssituationen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterschieden.

In Tabelle 5 sind die Kombinationsregeln zusammengestellt. Das Zeichen \oplus bedeutet „in Kombination mit“ und sagt aus, dass nur die Einwirkungen derart miteinander zu kombinieren sind, dass sich der für die Bemessung ungünstigste Wert ergibt. Kombinationsregeln

Tabelle 5: Kombinationsregeln der Einwirkungen zur Ermittlung des Bemessungswertes der Beanspruchung E_d (ohne Einwirkungen infolge Vorspannung und Erdbeben)

Bemessungssituation	ständige Einwirkungen	veränderliche Einwirkungen	
		Vorherrschende	Andere
Grenzzustand der Tragfähigkeit (DIN EN 1990, Abschnitt 6.4)			
ständige und vorübergehende (Grundregel)	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$	\oplus	$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$
außergewöhnliche	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} \oplus A_d$	\oplus	$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (DIN EN 1990, Abschnitt 6.5)			
charakteristische (seltene)	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	\oplus	$Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
quasi-ständige	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	\oplus	$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
\oplus „in Kombination mit“ $G_{k,j}$ charakteristischer Wert der unabhängigen ständigen Einwirkung $Q_{k,1}$ charakteristischer Wert der vorherrschenden, am ungünstigsten wirkenden, unabhängigen Einwirkung $Q_{k,i}$ charakteristischer Wert anderer unabhängiger Einwirkungen A_d Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung γ_G Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen γ_{GA} Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen in einer außergewöhnlichen Bemessungssituation γ_Q Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkungen ψ Kombinationsbeiwert			

Für ständige und veränderliche Einwirkungen infolge Nutz-, Schnee- und Windlast ergeben sich beispielsweise die in Tabelle 6 angegebenen Lastkombinationen. Dabei wird angenommen, dass sämtliche Einwirkungen in die gleiche Richtung wirken. Ist mehr als eine veränderliche Einwirkung vorhanden, wird jeweils eine voll (= führender Lastfall; in Tabelle 6 unterstrichen), die übrigen abgemindert angesetzt. Allgemein lässt sich hieraus die Lastkombination bestimmen, für die sich der größte Wert der Einwirkung ergibt. Dabei kommt im Holzbau erschwerend hinzu, dass der Bemessungswert der Festigkeit mit zunehmender Belastungsdauer abnimmt. Somit darf nicht automatisch gefolgert werden, dass der maximale Wert der Einwirkung auch die größte Beanspruchung des zu untersuchenden Bauteils darstellt. Auf diesen Effekt wird in Abschnitt 2.4.5 explizit eingegangen.

Lastkombinationen

Tabelle 6: Einwirkungskombinationen nach DIN EN 1990

Einwirkungs-kombinationen		Eigenlast g	Nutzlast p	Schneelast s	Windlast w
1	g	1,35			
2	$g+p$	1,35	1,5		
3	$g+p+s$	1,35	1,5	$1,5 \cdot \psi_0$	
4	$g+p+s$	1,35	$1,5 \cdot \psi_0$	1,5	
5	$g+p+w$	1,35	1,5		$1,5 \cdot \psi_0$
6	$g+p+w$	1,35	$1,5 \cdot \psi_0$		1,5
7	$g+p+s+w$	1,35	1,5	$1,5 \cdot \psi_0$	$1,5 \cdot \psi_0$
8	$g+p+w+s$	1,35	$1,5 \cdot \psi_0$	$1,5 \cdot \psi_0$	1,5
9	$g+p+w+s$	1,35	$1,5 \cdot \psi_0$	1,5	$1,5 \cdot \psi_0$

Beispiel: Kombination von Einwirkungen

Ständige Einwirkungen: Eigengewicht g_k

Veränderliche Einwirkungen: Schnee s_k ($\psi_0 = 0,5$)

Wind w_k ($\psi_0 = 0,7$)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$$

1) volle Schneelast; abgeminderte Windlast:

$$1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k + 1,5 \cdot 0,7 \cdot w_k$$

2) volle Windlast; abgeminderte Schneelast:

$$1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot w_k + 1,5 \cdot 0,5 \cdot s_k$$

2.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit

2.4.1 Charakteristische Werte der Baustoffeigenschaften

Der Bauteilwiderstand R entspricht der Beanspruchbarkeit eines Bauteils. Die in den Produktnormen angegebenen charakteristischen Werte der Baustoffeigenschaften X (z. B. Festigkeiten, Steifigkeiten → Tabelle 17) sind statistische Werte normierter Versuche. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist der charakteristische Wert so festgelegt, dass in 95 % aller Fälle die tatsächlich vorhandenen Bauteilwiderstände größer als die angenommenen sind (5 %-Quantile). D. h. von beispielsweise 100 Bauteilen weisen 5 Bauteile eine geringere Festigkeit auf.

Beispiel: Ermittlung der charakteristischen Zugfestigkeit

Abbildung 5 zeigt qualitativ die Auswertung von 70 Versuchen zur Ermittlung der Zugfestigkeit $X = f_t$ von Nadelholz C24. Für jeden Versuch wird die erreichte Bruchlast notiert und die Ergebnisse in einem sogenannten Häufigkeitsdiagramm dargestellt. Dabei wird der gesamte Ergebnisbereich in Klassenbreiten von 5 N/mm^2 aufgeteilt und über jeder Klasse die Anzahl der zugehörigen Versuche aufgetragen. Es zeigt sich, dass die Bruchlasten um einen Mittelwert von 50 N/mm^2 konzentriert auftreten und mit größerem Abstand zu diesem immer seltener werden. Diese an eine Glocke erinnernde Form wird als Normalverteilung bezeichnet. Aus diesen Daten lässt sich mit Hilfe des Mittelwertes und der Streuung eine Verteilungsfunktion berechnen. Diese statistische Aufbereitung entspricht im Wesentlichen einer Umrechnung der Stichprobe (70 Versuche) auf die Grundgesamtheit von Nadelholz C24 (unendlich viele Versuchswerte). Die 5 %-Quantile ergibt sich hier zu $f_{t,5\%} = f_{t,k} = 14 \text{ N/mm}^2$.

statistische Auswertung
von Versuchen

Viele naturwissenschaftliche- und ingenieurwissenschaftliche Vorgänge lassen sich durch eine Normalverteilung in sehr guter Näherung beschreiben.

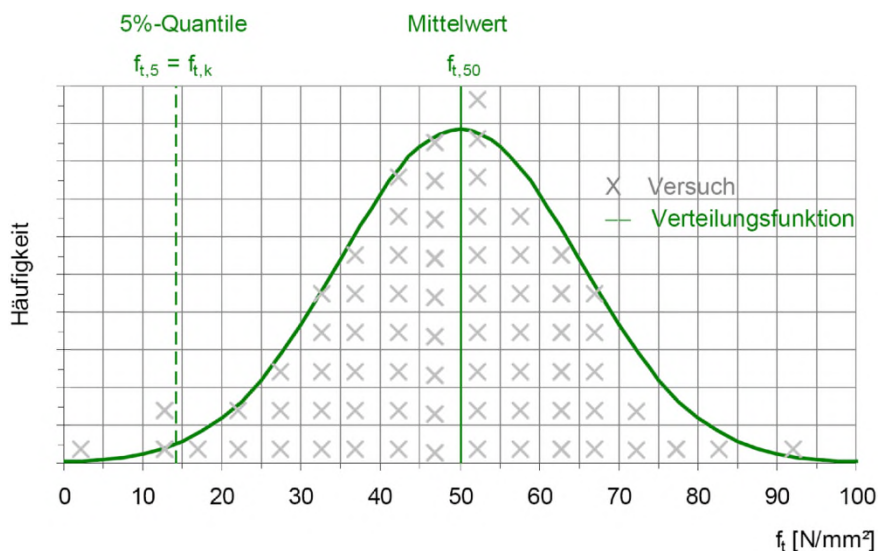


Abbildung 5: Verteilungsfunktion einer Baustoffeigenschaft X

2.4.2 Bemessungswert einer Baustoffeigenschaft

Im EC 5 wird der Tragwiderstand allgemein durch den Bemessungswert einer Baustoffeigenschaft X_d wie folgt beschrieben:

$$X_d = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot X_k$$

mit

X_k charakteristischer Wert der Baustoffeigenschaft

γ_M Teilsicherheitsbeiwert der Baustoffeigenschaft

k_{mod} Modifikationsbeiwert

Ungünstige Abweichungen von den charakteristischen Werten der Baustoffeigenschaften sowie Ungenauigkeiten bei den Versuchen werden durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M erfasst (Tabelle 7).

Tabelle 7: Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Festigkeitseigenschaften in der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation (Grenzzustand der Tragfähigkeit)

Baustoff	γ_M
Holz, Holzwerkstoffe und Gipswerkstoffe	1,3
Stahl in Verbindungen	
– auf Biegung beanspruchte stiftförmige Verbindungsmittel	1,3 (1,1) ¹⁾
– auf Zug oder Scheren beanspruchte Teile beim Nachweis gegen die Streckgrenze im Nettoquerschnitt	1,25
– Plattennachweis auf Tragfähigkeit für Nagelplatten	1,25

¹⁾ Beim vereinfachten Nachweis für stiftförmige Verbindungsmittel entsprechend DIN EN 1995-1-1/NA darf $\gamma_M = 1,1$ gewählt werden

Umgebungs-klima /
Belastungs-dauer

Die Baustoffeigenschaften des Holzes sind vom Umgebungs-klima und der Belastungs-dauer abhängig. Daher werden die Auswirkungen der Lastein-wirkungsdauer und der Holzfeuchte auf die Festigkeits- und Steifigkeits-werte durch den Modifikationsfaktor k_{mod} berücksichtigt. Dieser kann in Ab-hängigkeit von der Nutzungsklasse (→ 2.4.3) und der Klasse der Lasteinwir-kungsdauer (→ 2.4.4) Abschnitt 2.4.5, Tabelle 12 entnommen werden.

2.4.3 Nutzungsklasse (NKL)

Holz ist hygroskopisch, d.h. es kann Feuchtigkeit aufnehmen bzw. abgeben. Unterhalb des Fasersättigungsbereichs (sämtliche Holzfasern sind mit Was-ser gesättigt, eine weitere Aufnahme von Feuchtigkeit ist nicht möglich) stellt sich im Holz ein Feuchtegehalt ein, der mit dem jeweiligen Umge-bungs-klima im Gleichgewicht (Gleichgewichts- bzw. Ausgleichsfeuchte) steht.

Bezugsklima und defi-nierte Holzfeuchte bei Versuchen

Die in DIN EN 338 angegebenen Baustoffeigenschaften für Vollholz (Festig-keiten, Steifigkeiten, Rohdichte) wurden in Versuchen unter definiertem Klima (20 °C Raumtemperatur, 65 % relative Luftfeuchte) und mit einer Bezugsholzfeuchte von ca. 12% ermittelt. Erhöht sich die Holzfeuchte, neh-men diese Kennwerte ab (Abbildung 6). Durch die Einführung von drei Nut-zungsklassen wird dieser Umstand berücksichtigt..

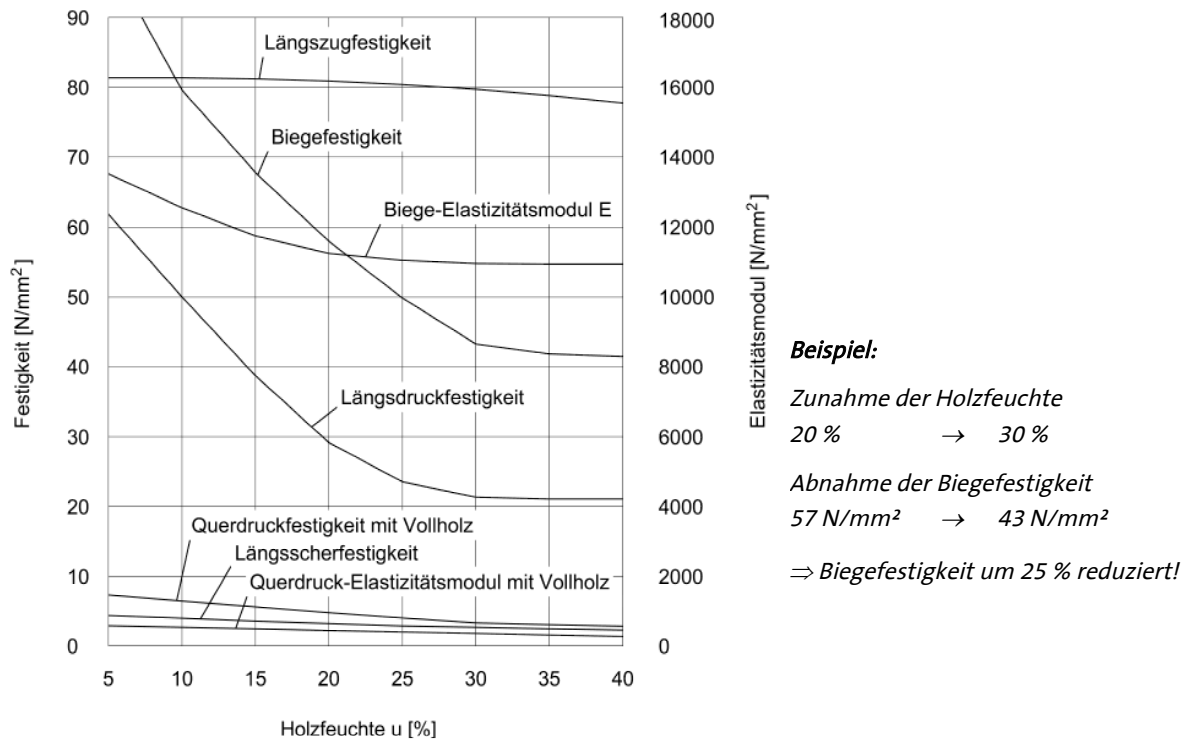


Abbildung 6: Auswirkungen der Holzfeuchte auf die mechanischen Werkstoffeigenschaften

Tabelle 8: Nutzungsklassen (NKL)

NKL	klimatische Bedingungen	Gleichgewichtsfeuchte	Beispiele / Einbausituation
1	Temperatur 20 °C rel. Luftfeuchte 65 % mit Ausnahme weniger Wochen im Jahr	5 bis 15 % ^{a)}	beheizte Innenbereiche
2	Temperatur 20 °C rel. Luftfeuchte 85 % mit Ausnahme weniger Wochen im Jahr	10 bis 20 % ^{b)}	überdachte, offene Tragwerke
3	Klimabedingungen, die zu höheren Holzfeuchten führen	12 bis 24 %	Holzbauteile, die frei der Witterung ausgesetzt sind

^{a)} In den meisten Nadelhölzern wird in der NKL 1 eine mittlere Gleichgewichtsfeuchte von 12 % nicht überschritten.
^{b)} In den meisten Nadelhölzern wird in der NKL 2 eine mittlere Gleichgewichtsfeuchte von 20 % nicht überschritten.
^{c)} NKL 3 schließt auch Bauwerke ein, in denen sich höhere Gleichgewichtsfeuchten einstellen können.

Für jedes tragende Bauteil ist eine Nutzungsklasse nach Tabelle 8 zu wählen. Die Einteilung anhand der Einbausituation stellt hierbei nur eine Empfehlung dar, die unter Beachtung des Umgebungsklimas geprüft werden sollte. So dürfen die tragenden Holzbauteile im Inneren von Schwimmhallen, obwohl sie sich in geschlossenen, beheizten Bereichen befinden, nicht in die Nutzungsklasse 1 eingeteilt werden, da sich aufgrund der hohen Luftfeuchtigkeit Ausgleichsfeuchten oberhalb von 12 % einstellen. Des Weiteren

muss sichergestellt werden, dass die entsprechenden klimatischen Bedingungen über die gesamte Nutzungsdauer eingehalten werden. Kann dies nicht gewährleistet werden, sollte das Bauteil in eine höhere Nutzungsklasse eingestuft werden. Dies muss auch dahingehend beachtet werden, da bestimmte Hölzer und Holzwerkstoffe nicht in allen Nutzungsklassen verwendet werden dürfen.

Tabelle 9: Verwendbarkeit von Holz und Holzwerkstoffen in den Nutzungsklassen

		NKL 1	NKL 2	NKL 3	Mindestdicke	
HOLZ	Vollholz				-	
	keilgezinktes Vollholz				-	
	Brettschichtholz				-	
	Balkenschichtholz				-	
	Brettsperrholz				-	
	Massivholzplatten	Kl. SWP/1				≥ 12 mm ≤ 80 mm
		Kl. SWP/2, Kl. SWP/3				
	Furnierschichtholz	Kl. LVL/1				10 mm
Kl. LVL/2						
Kl. LVL/3						
HOLZWERKSTOFF	Sperrholz	„Trocken“			6 mm	
		„Feucht“				
		„Außen“				
	OSB-Platten	OSB/2				8 mm ^{a)}
		OSB/3, OSB/4				
	kunstharzgebundene Spanplatten	P4, P6				8 mm ^{a)}
		P5, P7				
	Zementgebundene Spanplatten				8 mm	
	Faserplatten	MBH.LA2				6 mm
		HB.HLA2				4 mm
Gipsplatten	GKB, GKF				12,5 mm	
	GKBI, GKFI					
faserverstärkte Gipsplatten				10 mm		

^{a)} für ausschließlich aussteifende Bepankung von Holztafeln für Holzhäuser in Tafelbauart gilt die Mindestdicke 6 mm

Verwendung von trockenem Holz

Hölzer, die in der Nutzungsklasse 1 und 2 vorgesehen sind, sind zur Vermeidung von Schwindrissen und Maßänderungen mit einer Holzfeuchte von höchstens 20 % einzubauen. In der Nutzungsklasse 3 sollte die Holzfeuchte beim Einbau 25 % nicht überschreiten. Sofern gewährleistet werden kann, dass die Hölzer austrocknen können und die dadurch auftretenden Schwindverformungen für die Konstruktion unbedenklich sind, darf auch Holz verwendet werden, dessen Einbaufeuchte über der für die Nutzungsklasse im Gebrauchszustand zu erwartenden Ausgleichsfeuchte liegt.

Erfolgt die Trocknung nach Nutzungsbeginn durch eine Beheizung zu schnell, kann es infolge von Rissbildungen zu Schädigungen und Tragfähigkeitsverlusten kommen.

2.4.4 Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED)

Ebenfalls Einfluss auf die Elastizitäts- und Festigkeitskennwerte hat die Belastungsdauer einer Holzkonstruktion. So liegt die Festigkeit von Holz unter Dauerlast ca. 40 % unter der Kurzzeitfestigkeit. Einwirkungen müssen also hinsichtlich der Dauer ihres Auftretens genau untersucht werden. Die Norm legt hierzu fünf Klassen der Lasteinwirkungsdauer (KLED), jeweils mit einer entsprechenden akkumulierten Dauer für Einwirkungen fest (Tabelle 10). Betrachtet man die gesamte Nutzungsdauer eines Bauwerks, so beschreibt die akkumulierte Dauer die Summe aller Zeitspannen in denen eine Einwirkung ihren charakteristischen Wert erreicht oder überschreitet (s. Abbildung 7).

Belastungsdauer

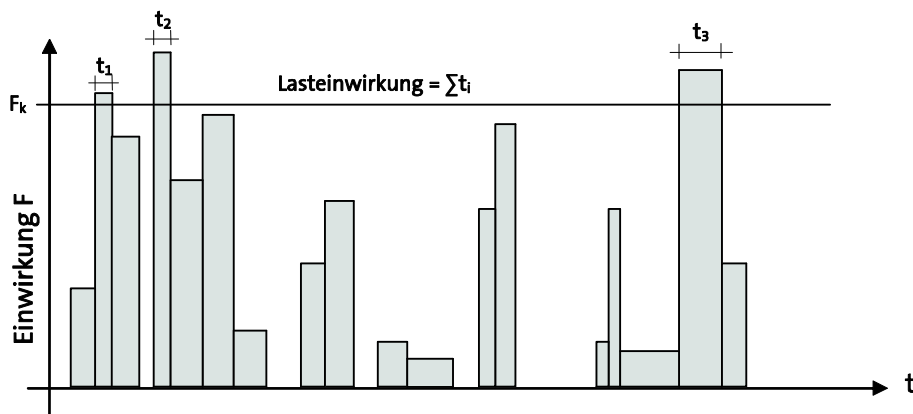


Abbildung 7: Klassen der Lasteinwirkungsdauer

EC 5 sowie EC 5-NA geben nur Empfehlungen zur Zuordnung von üblichen Einwirkungen in Klassen der Lasteinwirkungsdauer (Tabelle 11) an. Treten Einwirkungen auf, die dort nicht erfasst sind, sind diese vom Tragwerksplaner sinnvoll in eine KLED einzustufen.

Tabelle 10: Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED)

KLED	Dauer der charakteristischen Einwirkung	Beispiele für Einwirkungen
ständig	länger als 10 Jahre	Eigengewicht
lang	6 Monate bis 10 Jahre	Lagerstoffe
mittel	1 Woche bis 6 Monate	Verkehrslasten, Schnee NN > 1000 m
kurz	kürzer als eine Woche	Wind, Schnee NN ≤ 1000 m
sehr kurz	kürzer als eine Minute	Wind und außergewöhnliche Einwirkungen (z. B. Anpralllasten)

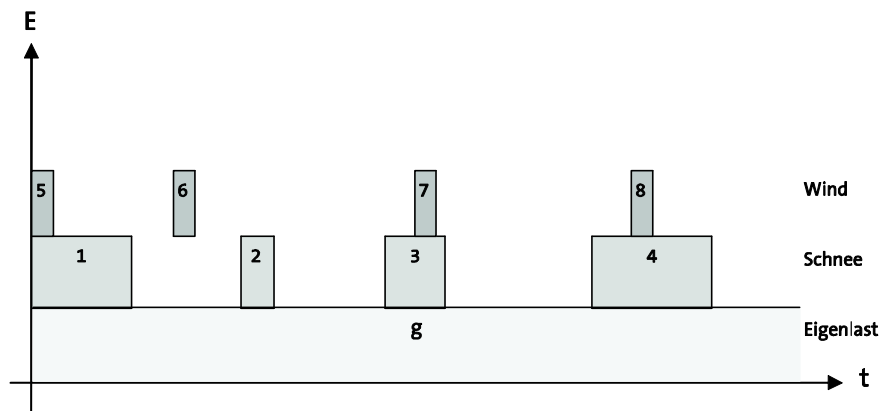
Gehen unterschiedliche Einwirkungen in eine Einwirkungskombination ein, so tritt der Bemessungswert der Beanspruchungen E_d mit seinem vollen Wert genau so lange auf, wie die Einwirkung mit der kürzesten

Belastungsdauer. Entsprechend ist bei Einwirkungskombinationen diejenige Einwirkung für die Ermittlung der Bemessungswerte der Festigkeiten maßgebend, die von kürzester Dauer ist.

akkumulierte Lasteinwirkungsdauer

Abbildung 8a) zeigt exemplarisch die über die Nutzungsdauer eines Bauwerkes auftretenden Einwirkungen auf einen Sparren. Während die Eigenlasten g über die gesamte Nutzungsdauer wirken, variieren der Zeitpunkt und die Dauer der auftretenden Schnee- und Windlasten. In Abbildung 8b) sind die akkumulierten Dauern für die einzelnen Einwirkungen dargestellt. Hier wird offensichtlich, dass die Kombination der Eigen-, Schnee- und Windlast das Bauteil nur kurzzeitig beanspruchen (KLED der Einwirkungskombination = kurz).

a) Einwirkungen über die Nutzungsdauer



b) Akkumulierte Lasteinwirkungsdauer

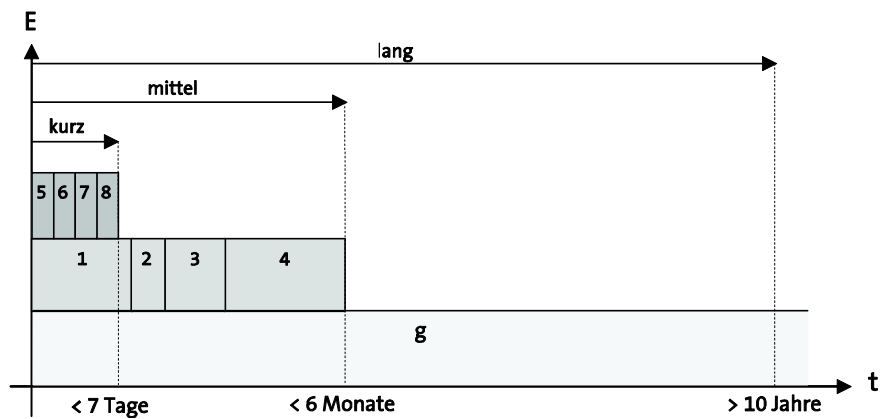


Abbildung 8: Einwirkungen auf ein Bauteil

Tabelle 11: Zuordnung von Einwirkungen in Klassen der Lasteinwirkungsdauer (KLED)

Einwirkung		KLED
Wichten- und Flächenlasten nach DIN EN 1991-1-1		ständig
Lotrechte Nutzlasten für Decken, Treppen und Balkone nach DIN EN 1991-1-1		
A	Spitzböden, Wohn- und Aufenthaltsräume	mittel
B	Büroflächen, Arbeitsflächen, Flure	mittel
C	Räume, Versammlungsräume und Flächen, die der Ansammlung von Personen dienen können (mit Ausnahme von unter A, B, D und E festgelegten Kategorien)	kurz
D	Verkaufsräume	mittel
E	Fabriken und Werkstätten, Ställe, Lagerräume und Zugänge, Flächen mit erheblichen Menschenansammlungen	lang
F	Verkehrs- und Parkflächen für leichte Fahrzeuge (Gesamtlast ≤ 25 kN), Zufahrtsrampen zu diesen Flächen	mittel kurz
G	Flächen für den Betrieb mit Gegengewichtsstaplern	mittel
H	nicht begehbare Dächer, außer für übliche Erhaltungsmaßnahmen, Reparaturen	kurz
K	Hubschrauber Regellasten	kurz
T	Treppen und Treppenpodeste	kurz
Z	Zugänge, Balkone und Ähnliches	kurz
Horizontale Nutzlasten nach DIN EN 1991-1-1		
Horizontale Nutzlasten infolge von Personen auf Brüstungen, Geländern und anderen Konstruktionen, die als Absperrung dienen		kurz
Horizontallasten zur Erzielung einer ausreichenden Längs- und Quersteifigkeit		a)
Horizontallasten für Hubschrauberlandeplätze auf Dachdecken		
– für horizontale Nutzlasten		kurz
– für den Überrollschutz		sehr kurz
Windlasten nach DIN EN 1991-1-4		kurz / sehr kurz ^{b)}
Schneelast und Eislast nach DIN EN 1991-1-3		
Geländehöhe des Bauwerkstandortes über NN ≤ 1000 m		kurz
Geländehöhe des Bauwerkstandortes über NN > 1000 m		mittel
Anpralllasten nach DIN EN 1991-1-7		sehr kurz
Horizontallasten aus Kran- und Maschinenbetrieb nach DIN EN 1991-3		kurz
a) entsprechend den zugehörigen Lasten		
b) bei Windlasten darf für k_{mod} das Mittel aus kurz und sehr kurz verwendet werden		

2.4.5 Modifikationsbeiwert k_{mod}

Die Versuche zur Ermittlung der charakteristischen Eigenschaften (z. B. Festigkeiten) werden bei einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchte von 65 % (Bezugsklima) bei einer Belastungsdauer von

Abminderung der Baustoffeigenschaft

300 Sekunden durchgeführt. Dies entspricht den klimatischen Bedingungen der Nutzungsklasse 1 und einer Lasteinwirkungsdauer die zwischen den Klassen „kurz“ und „sehr kurz“ liegt. Da die Festigkeit von Holz mit zunehmendem Feuchtegehalt und steigender Belastungsdauer abnimmt, müssen für die Nutzungsklassen 2 und 3 sowie längeren Lasteinwirkungsauern die charakteristischen Werte durch k_{mod} -Werte ($k_{mod} \leq 1,0$) entsprechend abgemindert werden. Nur für den Fall, dass die Lasteinwirkungsdauer „sehr kurz“ (Belastungsdauer kürzer als im Labor; beispielsweise Fahrzeuganprall) ist, können für Holz und Holzwerkstoffe in der NKL 1 und 2 die Festigkeiten leicht ($k_{mod} = 1,1$) erhöht werden. Dieses kurzzeitige Überschreiten der Festigkeit wird durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M auf der Materialseite ausreichend erfasst.

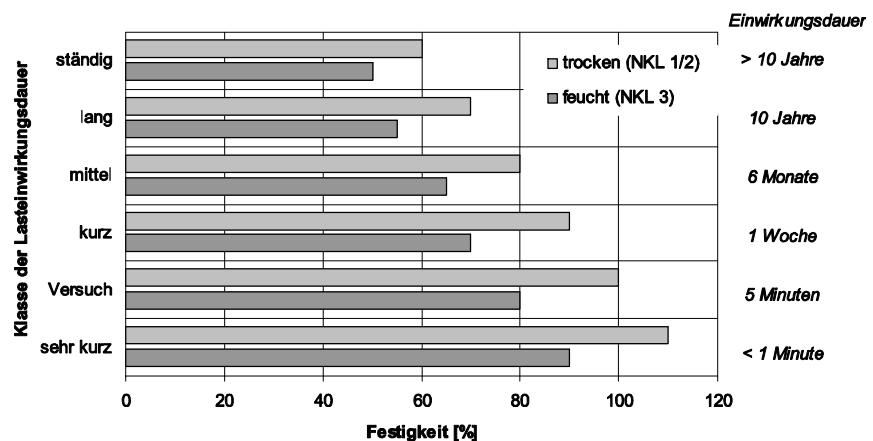


Abbildung 9: Festigkeiten NH C24 in Abhängigkeit von der Lasteinwirkungsdauer und den Umgebungsbedingungen

Besteht eine Lastkombination aus Einwirkungen, die zu unterschiedlichen KLED gehören, so darf der Nachweis mit dem k_{mod} -Wert, der zur Einwirkung mit der kürzesten Dauer gehört geführt werden. Da der Bemessungswert der Festigkeit mit zunehmender Belastungsdauer abnimmt, darf nicht automatisch gefolgert werden, dass der maximale Wert der Einwirkung auch die größte Beanspruchung des zu untersuchenden Bauteils darstellt. Daher kann beispielsweise bei begrünten Flachdächern mit hoher ständiger Last und geringer Schneelast die alleinige Bemessung für die ständige Last maßgebend werden, obwohl sich für die Überlagerung beider Lasten eine höhere Beanspruchung ergibt.

Tabelle 12: Rechenwerte für die Modifikationsbeiwerte k_{mod}

Baustoffe		NKL	Klasse der Lasteinwirkungsdauer KLED				
			ständig	lang	mittel	kurz	sehr kurz
- Vollholz ¹⁾ - Brettschichtholz ²⁾ - Furnierschichtholz (LVL) ³⁾ - Balkenschichtholz ⁴⁾ - Brettspertholz ⁴⁾ - Massivholzplatten ⁴⁾ - Sperrholz ⁵⁾		1 + 2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,9
- kunstharz-/zementgeb. Spanplatten - OSB-Platten - Holzfaserplatten (hart)	Typ P4 ⁶⁾ , Typ P5 ZSP	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/2 ⁶⁾ HB.LA ⁶⁾ HB.HLA1 o. 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	Typ P6 ⁶⁾ , Typ P7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	OSB/3, OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
- Gipsplatten (GKB ⁶⁾ , GKF ⁶⁾ , GKBI, GKFI) - Gipsfaserplatten - Holzfaserplatten (mittelhart u. MDF)	MBH.LA1 o. 2 ⁶⁾ MBH.HLS1 o. 2 ⁷⁾	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MDF.LA ⁶⁾ MDF.HLS	2	0,15	0,30	0,45	0,60 (0,45) ⁸⁾	0,80
<p>Hinweis: Bei Verbindungen aus Holzbauteilen mit unterschiedlichem zeitabhängigem Verhalten ist die Berechnung des Bemessungswertes der Tragfähigkeit mit folgendem Modifikationsbeiwert k_{mod} durchzuführen:</p> $k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} \cdot k_{mod,2}}$ <p>Mit $k_{mod,1}$ und $k_{mod,2}$ als Modifikationsbeiwerte für die beiden Holzbauteile</p>							
1)	keilgezinktes Vollholz nur zulässig in NKL 1 und 2						
2)	max. Lamellendicke in NKL 3: 35 mm						
3)	Klasse „LVL1“ nur in NKL 1; Klasse „LVL2“ nur in NKL 1 und 2; Klasse „LVL3“ in allen NKL						
4)	Nur zulässig in NKL 1 und 2						
5)	Klasse „trocken“ nur in NKL 1; „feucht“ in NKL 1 und 2; „außen“ in allen NKL						
6)	nur zulässig in NKL 1						
7)	in NKL 2 nur zulässig für und sehr kurze Einwirkungen						
8)	gilt für Holzfaserplatten (mittelhart und MDF) bei KLED kurz						

Beispiel: Flachdach

Balken NH C24, Nutzungsklasse 2

Ständige Einwirkungen:

Eigengewicht $G_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$ KLED ständig

Veränderliche Einwirkungen:

Schnee $Q_k = s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$ KLED kurz

bemessungsrelevante Beanspruchung

Für einfache Tragwerke mit gleichartigen Einwirkungen (z. B. nur Streckenlasten) ist zur Abschätzung der bemessungsrelevanten Beanspruchung ein Vergleich der Einwirkungskombinationen unter Betrachtung des zugehörigen Modifikationsbeiwertes sinnvoll. In allen anderen Fällen sind zunächst die Schnittgrößen bzw. Spannungen infolge Eigen-, Nutz-, Wind- und Schneelasten einzeln zu ermitteln und anschließend zu überlagern.

LK 1: nur Eigengewicht: KLED ständig

$$E_d = 1,35 \cdot G_k = 1,35 \cdot 3,5 = 4,7 \text{ kN/m}^2 \quad k_{mod} = 0,6$$

LK 2: Eigengewicht und Schnee: KLED kurz

$$E_d = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot s_k = 1,35 \cdot 3,5 + 1,5 \cdot 0,7 = 5,8 \text{ kN/m}^2 \quad k_{mod} = 0,9$$

Vergleichswert E_d/k_{mod} :

$$\text{LK 1} \rightarrow \frac{4,7}{0,6} = 7,8 \quad \rightarrow \text{maßgebend!}$$

$$\text{LK 2} \rightarrow \frac{5,8}{0,9} = 6,4$$

Bei der Kombination ständiger mit kurzzeitig wirkenden veränderlichen Lasten ist die LK 1 bemessungsrelevant solange folgende Abgrenzung gilt:

$$\frac{E_{d,\text{ständig}}}{k_{mod,\text{ständig}}} \geq \frac{E_{d,\text{ständig+veränderlich}}}{k_{mod,\text{kurz}}}$$

$$\frac{1,35 \cdot G_k}{0,6} \geq \frac{1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k}{0,9} \quad \rightarrow \quad Q_k \leq 0,45 \cdot G_k$$

2.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Verformungen / Schwingungen

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit definiert den Zustand, bei dessen Überschreitung Verformungen die Funktion und Optik des Bauwerkes oder Schwingungen das Wohlbefinden der Nutzer beeinträchtigen. Da beim Überschreiten des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit im Gegensatz zur Tragfähigkeit die Sicherheit von Menschen nicht gefährdet ist, werden diese Nachweise mit den charakteristischen Werten für die Einwirkungen und den Mittelwerten für die Steifigkeitskennwerte geführt (d. h. $\gamma_G = \gamma_Q = \gamma_M = 1$).

Kriechen

Holz und besonders Holzwerkstoffe weisen unter ständig wirkenden Belastungen ein ausgeprägtes plastisches Verformungsverhalten auf. Bei einem Bauteil, das durch Aufbringen einer Last beansprucht wird, stellen sich unmittelbar elastische Anfangsverformungen ein. Besteht die Belastung

dauerhaft und unverändert, vergrößern sich diese Verformungen durch zusätzliche plastische Anteile bis zur Endverformung. Dieses als Kriechen bezeichnete Verhalten wird bei Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durch den Verformungsbeiwert k_{def} nach Tabelle 13 berücksichtigt.

Tabelle 13: Rechenwerte für den Verformungsbeiwert k_{def}

Baustoff		NKL		
		1	2	3
- Vollholz ¹⁾ - Brettschichtholz ²⁾ - Furnierschichtholz LVL (Furniere faserparallel) - Balkenschichtholz ³⁾ - Brettsperrholz ³⁾ - Massivholzplatten ³⁾		0,60	0,80	2,00
- Sperrholz ⁴⁾ - Furnierschichtholz LVL (mit Querfurnieren)		0,80	1,00	2,50
- Spanplatten (kunstharzgebunden und zementgebunden) - OSB-Platten - Holzfaserplatten (hart und MDF)	Typ P4 ⁵⁾ , Typ P5 ZSP OSB/2 ⁵⁾ HB.LA ⁵⁾ HB.HLA1 o. 2 MDF.LA ⁵⁾ MDF.HLS	2,25	3,00	–
	Typ P6 ⁵⁾ , Typ P7 OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	–
- Holzfaserplatten	MBH.LA1 o. 2 ⁵⁾ MBH.HLS1 o. 2	3,00	4,00	–
- Gipsplatten	GKB ⁵⁾ , GKF ⁵⁾	3,00	4,00	–
- Gipsfaserplatten	GKBI, GKFI			
Bei Verbindungen von zwei holzartigen Baustoffen unterschiedlichen zeitabhängigen Verhaltens sollte die Berechnung der Endverformung mit folgendem k_{def} geführt werden:				
$k_{def} = 2 \cdot \sqrt{k_{def,1} \cdot k_{def,2}}$				
1) keilgezinktes Vollholz nur zulässig in NKL 1 und 2 2) max. Lamellendicke in NKL 3: 35 mm 3) Nur zulässig in NKL 1 und 2 4) Klasse „trocken“ nur in NKL 1; „feucht“ in NKL 1 und 2; „außen“ in allen NKL 5) Nur zulässig in NKL 1				

Versagenswahrscheinlichkeit

2.6 Beanspruchbarkeit

Stellt man die Häufigkeitskurve der Beanspruchung eines Bauteils derjenigen des Bauteilwiderstandes gegenüber, so erhält man Aussagen über die Versagenswahrscheinlichkeit. Versagen eines Tragwerkes tritt genau dann ein, wenn eine Beanspruchung E die Beanspruchbarkeit R des Bauteils erreicht. Um ein ausreichendes Sicherheitsniveau zu erreichen, werden somit im semiprobabilistischen Sicherheitskonzept die charakteristischen Werte E_k bzw. R_k mit den Teilsicherheitsfaktoren γ_F für Lasten bzw. γ_M für das Material modifiziert.

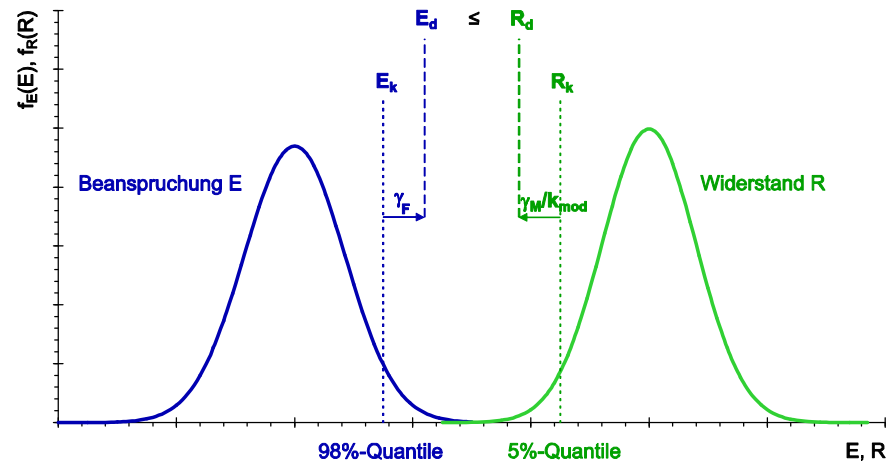


Abbildung 10: statistische Gegenüberstellung der Einwirkung E und des Bauteilwiderstandes R

3 Lastannahmen

3.1 Allgemeines

Zur Bestimmung der Beanspruchung eines Tragwerks gibt die Normenreihe DIN EN 1991 einschließlich der zugehörigen Nationalen Anhänge (Tabelle 14) Werte für die Einwirkungen F an.

Für die Ermittlung der Einwirkungen auf einfache Holzbauwerke sind in der Regel nur die Teile -1-1, -1-3 und -1-4 der DIN EN 1991 von Bedeutung. Bei den in den Normen aufgeführten Lasten handelt es sich um die charakteristischen Werte.

DIN EN 1991

Tabelle 14: Normen zu Einwirkungen auf Tragwerke

DIN EN 1991	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke
-1-1	Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
-1-2	Brandeinwirkungen auf Tragwerke
-1-3	Schneelasten
-1-3/NA 1	Nationaler Anhang - Schneelasten
-1-4	Windlasten
-1-5	Temperatureinwirkungen
-1-6	Einwirkungen während der Bauausführung
-1-7	Außergewöhnliche Einwirkungen
-2	Verkehrslasten auf Brücken
-3	Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen
-4	Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter
-4/NA	Nationaler Anhang – Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter

3.2 Eigenlasten

Das Eigengewicht einer Konstruktion ist gleichbleibend und ständig vorhanden. Eigenlasten werden in DIN EN 1991-1-1 sowie dem zugehörigen nationalen Anhang geregelt. Im Allgemeinen sind hier die charakteristischen Werte von Wichten und Flächenlasten zur Bestimmung der Eigenlasten tabelliert.

3.3 Nutzlasten

In Abhängigkeit von der Nutzung des Gebäudes werden die Bauteile neben den Eigenlasten auch durch die im Gebrauch auftretenden veränderlichen Lasten beansprucht. Diese resultieren beispielsweise durch den Benutzer, Mobiliar oder Lagerstoffe und sind entsprechend der Nutzungsbedingungen in DIN EN 1991-1-1 sowie dem zugehörigen Nationalen Anhang definiert.

3.4 Windlasten

Winddruck / Windsog

Die Windlast ergibt sich aus der Druckverteilung um ein Bauwerk, welches einer Windströmung ausgesetzt ist. Sie wirkt rechtwinklig zur Angriffsfläche und setzt sich aus Druck- und Sogwirkung zusammen. Beispielsweise entsteht an den frontal angeströmten Flächen eines Bauwerkes ein Überdruck. Im Bereich der Dach- und Seitenflächen löst sich die Luftströmung an den Gebäudekanten ab und bewirkt dort Windsog. Hier sind die Bauteile sorgfältig gegen Abheben zu sichern.

Einflussfaktoren

In der Norm wird die Windlast in Rechenwerte überführt. Die wesentlichen Einflussfaktoren sind

- der Gebäudestandort

Das Windklima wird im Nationalen Anhang zur DIN EN 1991-1-4 durch eine Windzonenkarte erfasst, welche die Windgeschwindigkeiten für verschiedene geographische Regionen angibt. Zusätzlich wird eine Einteilung in vier Geländekategorien (glattes flaches Land, Gelände mit Hecken, Vorstädte, Stadtgebiete) vorgenommen, die die Topographie und Beschaffenheit des umliegenden Geländes berücksichtigt.

- die Gebäudegeometrie

Durch die Bodenrauigkeit und die damit verbundenen Reibungsverluste nehmen die Windgeschwindigkeiten und der Staudruck zum Boden hin ab. In der Norm wird die Windlast in Abhängigkeit von der Gebäudehöhe bereichsweise konstant idealisiert. Außerdem beeinflusst die Bauwerksform (allseitig geschlossener Baukörper, teilweise offener Baukörper, frei stehende Überdachungen) die anzusetzende Windlast.

vereinfachte Windlast

In DIN EN 1991-1-4 wird für Bauwerke bis zu einer Höhe von 25 m über Grund ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Windlast angegeben, so dass im Holzbau i.d.R. der Ansatz einer über die gesamte Gebäudehöhe konstanten Windlast ausreichend ist.

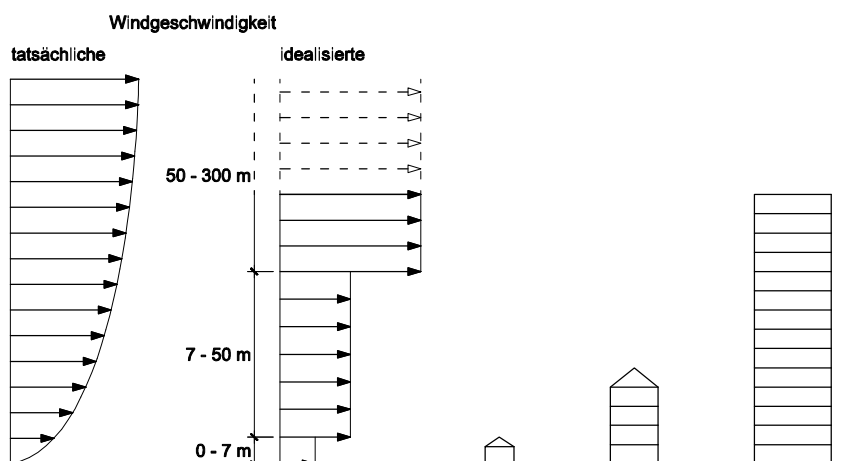


Abbildung 11: Tatsächliche Windgeschwindigkeit und idealisierte Windgeschwindigkeit nach DIN EN 1991-1-4

3.5 Schneelasten

Die Schneelast gehört zu den klimatisch bedingten veränderlichen Einwirkungen und wird in der Regel als gleichmäßig lotrecht wirkende Last idealisiert.

Die wesentlichen Einflussfaktoren sind

- der Gebäudestandort

Aufgrund langjähriger Beobachtungen der winterlichen Schneehöhen erfolgt im Nationalen Anhang zur DIN EN 1991-1-3 die Einteilung des Bundesgebietes in drei Schneelastzonen. Da die Schneehöhe überproportional zur Höhenlage zunimmt, wird zusätzlich die topographische Geländehöhe über NN berücksichtigt.

- die Bauwerksform

Die Dachneigung ist ein zusätzlicher Parameter und wird durch Formbeiwerte berücksichtigt. Dieser erfasst beispielsweise, dass im Gegensatz zu Dächern mit $DN < 30^\circ$ bei steilen Dächern ($DN > 60^\circ$) der Schnee teilweise bzw. vollständig abrutscht. Der Formbeiwert beschreibt das Verhältnis zwischen der gefallenen und der auf dem Dach lieengebliebenen Schneemenge. Eine Abminderung nach der Dachneigung ist nicht zulässig, wenn der Schnee beispielsweise durch Schneefanggitter oder Aufkantungen an der Traufe am Abrutschen vom Dach gehindert wird.

Einflussfaktoren

3.6 Lastrichtung und Lasttransformation bei geneigten Dächern

Bei geneigten Dächern ist zu beachten, dass die Eigen-, Schnee- und Windlasten unterschiedliche Wirkungsrichtungen haben und auch auf jeweils verschiedene Flächen bezogen werden.

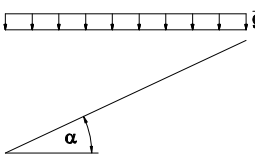
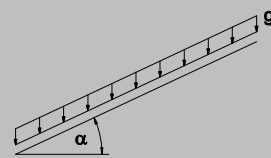
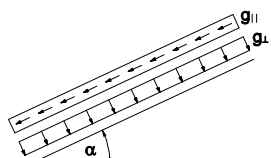
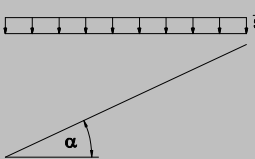
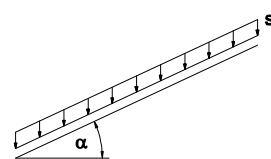
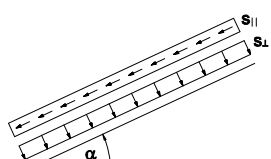
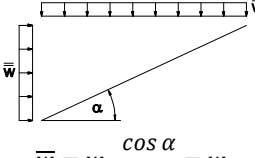
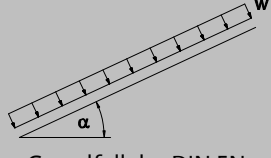
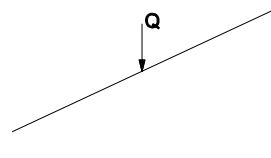
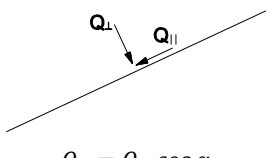
Wirkungsrichtung

Tabelle 15: Wirkungsrichtung und Bezugsfläche von Einwirkungen bei geneigten Dächern

Lastart	Einheit	Wirkungsrichtung	Bezogen auf
Eigenlast g	kN/m ²	Vertikal	Dachfläche
Schneelast s	kN/m ²	Vertikal	Grundrissfläche
Windlast w	kN/m ²	Rechtwinklig zur Dachfläche	Dachfläche

Um die vorhandenen Einwirkungen miteinander kombinieren zu können, müssen die Wirkungsrichtung und die Lage der Bezugsfläche beachtet werden.

Tabelle 16: Umrechnung der Wirkungsrichtung und Bezugsfläche von Einwirkungen bei geneigten Dächern

Wirkungsrichtung und Bezugsfläche			
	Vertikal Grundfläche	Vertikal Dachfläche	Rechtwinklig Dachfläche
Eigengewicht g	 $\bar{g} = \frac{g}{\cos \alpha}$	 <p>Grundfall der DIN EN</p>	 $g_{\perp} = g \cdot \cos \alpha$ $g_{\parallel} = g \cdot \sin \alpha$
Schnee s	 <p>Grundfall der DIN EN</p>	 $s = \bar{s} \cdot \cos \alpha$	 $s_{\perp} = \bar{s} \cdot \cos^2 \alpha$ $s_{\parallel} = \bar{s} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$
Wind w	 $\bar{w} = w \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos \alpha} = w$ $\bar{w} = w \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha} = w$		 <p>Grundfall der DIN EN</p>
Personenlast Q			 $Q_{\perp} = Q \cdot \cos \alpha$ $Q_{\parallel} = Q \cdot \sin \alpha$

4 Bemessung von Tragsystemen

4.1 Allgemeines

In Holzkonstruktionen müssen die von außen wirkenden Lasten sowohl durch die Bauteile als auch von den Verbindungen an den Knotenpunkten sicher abgetragen werden. Je nach Art der Konstruktion entstehen unterschiedliche Beanspruchungen wie beispielsweise Druck, Zug, Biegung, Schub oder Abscheren. Dabei werden Spannungen hervorgerufen, für die sowohl die Hölzer als auch die Verbindungen die erforderliche Festigkeit aufweisen müssen.

Beanspruchung von Bauteilen

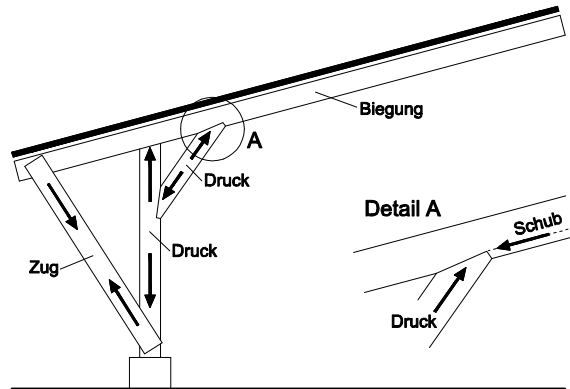


Abbildung 12: Beanspruchungen an einer Überdachung

Holz ist ein gewachsener, inhomogener Werkstoff, der insbesondere durch Anisotropie, Hygroskopizität und Porosität charakterisiert wird. Der anatomische Aufbau aus einer Vielzahl langgestreckter, fest miteinander verbundener und überwiegend stammorientierter Fasern, führt zu unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften in der Längsrichtung und den Querschnittsrichtungen des Stammes. In diesen natürlichen Achsen unterscheiden sich daher nicht nur die Materialsteifigkeiten sondern auch die Bruchfestigkeiten und Versagensmechanismen infolge Zug, Druck und Schub- bzw. Abscherbeanspruchungen.

natürlicher Werkstoff Holz

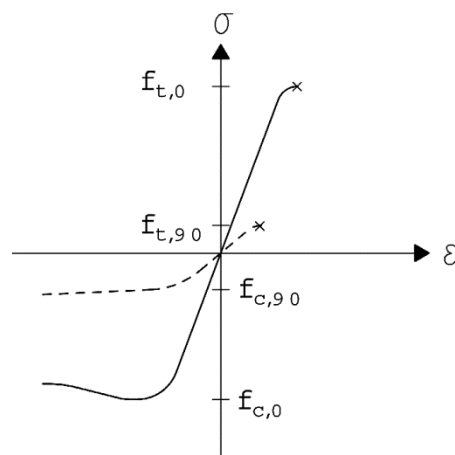


Abbildung 13: Spannungs-Dehnungs-Linie von fehlerfreiem Holz unter Zug (t) – und Druckbeanspruchung (c) parallel (0) und senkrecht (90) zur Faser bei konstanter Dehnungszunahme

Versagensmechanismen Grundsätzlich ist festzustellen, dass Holz infolge von Zug- und Schubbeanspruchungen spröde, d. h. mit einem schlagartigen Bruch versagt, während bei Druckbeanspruchungen ein ausgesprochen duktileres Verhalten (plastische Verformungen) beobachtet werden kann.

Kraft-Faser-Winkel Die Festigkeiten und der E-Modul nehmen mit zunehmendem Kraft-Faser-Winkel α stark ab. Aus diesem Grund muss die Abweichung der Beanspruchungsrichtung vom Faserverlauf bei der Bemessung von Holzbauteilen zwingend berücksichtigt werden.

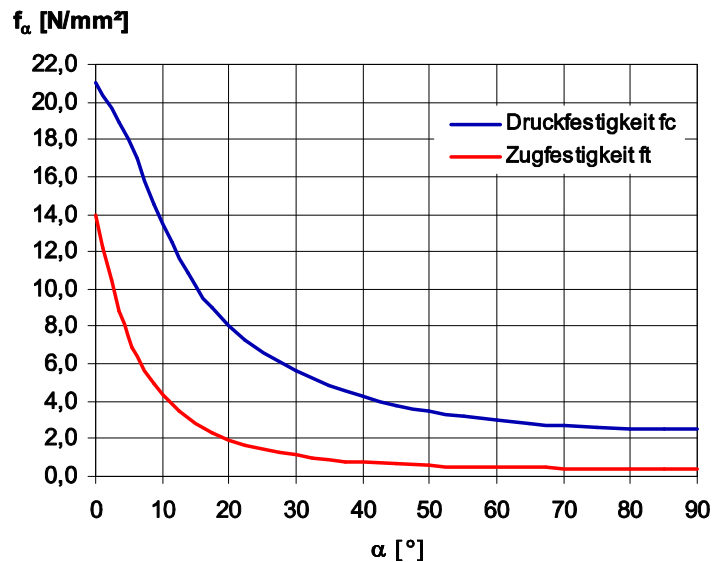


Abbildung 14: Abhängigkeit der Druck- und Zugfestigkeiten vom Kraft-Faser-Winkel (Festigkeitsklasse C24)

Tabelle 17 zeigt die charakteristischen Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte von Nadelholz und Brettschichtholz für die unterschiedlichen Beanspruchungen.

Tabelle 17: Charakteristische Materialkennwerte von Nadelholz und Brettschichtholz

		Nadelholz [DIN EN 338]		Brettschichtholz [DIN EN 14080]								
Festigkeitsklassen		C24	C30	GL24		GL28	GL30					
				h	c	c	c					
Festigkeitskennwerte [N/mm²]												
Biegung		f _{m,k}	24 ²⁾	30 ²⁾	24 ³⁾⁴⁾		28 ³⁾⁴⁾	30 ³⁾⁴⁾				
Zug	parallel	f _{t,0,k}	14,5 ²⁾	19 ²⁾	19,2	17	19,5	19,5				
	rechtwinklig	f _{t,90,k}	0,4		0,5							
Druck	parallel	f _{c,0,k}	21	24	24	21,5	24	24,5				
	rechtwinklig	f _{c,90,k}	2,5	2,7	2,5							
Schub und Torsion		f _{v,k}	4 ¹⁾		3,5							
Rollschub		f _{R,k}	0,8		1,2							
Steifigkeitskennwerte [N/mm²]												
Elastizitätsmodul	parallel	E _{0,mean}	11000	12000	11500	11000	12500	13000				
		E _{0,05}	7400	8000	9600	9100	10400	10800				
	rechtwinklig	E _{90,mean}	370	400	300							
Schubmodul		G _{mean}	690	750	650							
		G _{0,05}	460	500	540							
Rohdichtekennwerte [kg/m³]												
Rohdichte		ρ _k	350	380	385	365	390	390				
Anmerkungen für Nadelholz												
Die tabellierten Eigenschaften gelten für Holz mit einem bei 20°C und 65% rel. Luftfeuchte üblichen Luftfeuchtegehalt.												
¹⁾ Die Schubfestigkeit von Nadelschnittholz darf in Bereichen, die mind. 1,5 m vom Hirnholzende entfernt liegen, um 30% erhöht werden.												
²⁾ Für Bauteile aus Vollholz (ρ ≤ 700 kg/m ³) mit Rechteckquerschnitten und Querschnittshöhen bei Biegung oder der größten Querschnittsabmessung bei Zug, die weniger als 150 mm betragen, dürfen die charakteristischen Werte für f _{m,k} und f _{t,0,k} mit dem Beiwert k _h erhöht werden.												
$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{2} \right)^{0,2} ; 1,3 \right\}$		h	40	60	80	100	120	140	≥150			
		k _h	1,30	1,20	1,13	1,08	1,05	1,01	1,00			
Anmerkungen für Brettschichtholz												
Bei den tabellierten BSH-Klassen handelt es sich um die gängigen Klassen, die mit visuell sortierten Brettern erreichbar sind. Für GL28h und GL30h sind maschinell sortierte Bretter erforderlich. Nachfrage bzgl. Lieferbarkeit beim Hersteller erforderlich.												
³⁾ Für Bauteile aus Brettschichtholz mit Rechteckquerschnitten und Querschnittshöhen bei Biegung oder Querschnittsbreite bei Zug, die weniger als 600 mm betragen, dürfen die charakteristischen Werte für f _{m,k} und f _{t,0,k} mit dem Beiwert k _h erhöht werden.												
$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{2} \right)^{0,1} ; 1,1 \right\}$		h	≤ 240	280	320	360	400	440	480	520	560	≥ 600
		k _h	1,10	1,08	1,06	1,05	1,04	1,03	1,02	1,01	1,01	1,00
⁴⁾ Bei Hochkant-Biegebeanspruchung der Lamellen von homogenem Brettschichtholz aus mindestens vier nebeneinander liegenden Lamellen darf die charakteristische Biegefestigkeit mit dem Faktor 1,2 erhöht werden.												

4.2 Nachweise nach EC 5 + EC 5-NA

4.2.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

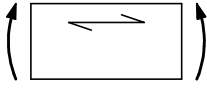
Die Bemessung der Holzbauteile erfolgt nach DIN EN 1995-1-1 und DIN EN 1995-1-1/NA (im Folgenden als EC 5 + EC 5-NA bezeichnet). Entsprechend dem zugrunde liegenden Sicherheitskonzept (→ Abschnitt 2) erfolgen die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch den Vergleich der Spannungen, die sich infolge der Bemessungsschnittgrößen S_d und den Querschnittswerten QW einstellen mit dem Bemessungswert der Baustofffestigkeit f_d . Der Ausnutzungsgrad wird wie folgt ermittelt:

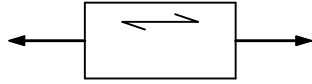
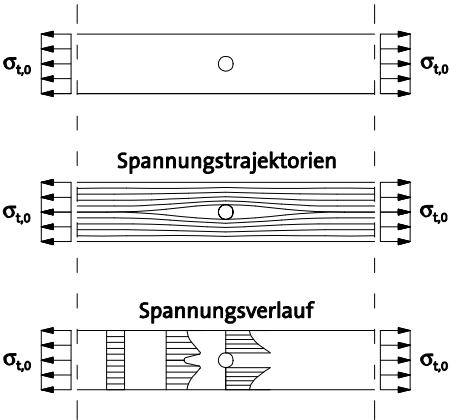
$$\frac{S_d}{R_d} = \frac{S_d}{f_d \cdot QW} = \frac{\sigma_d}{f_d} \leq 1,0$$

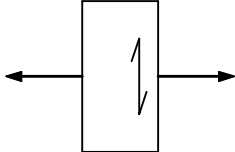
Traglastmindernde Auswirkungen des Stabverhaltens wie beispielsweise Knicken oder Kippen werden durch entsprechende Abminderungsfaktoren berücksichtigt.

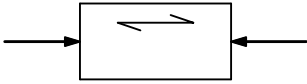
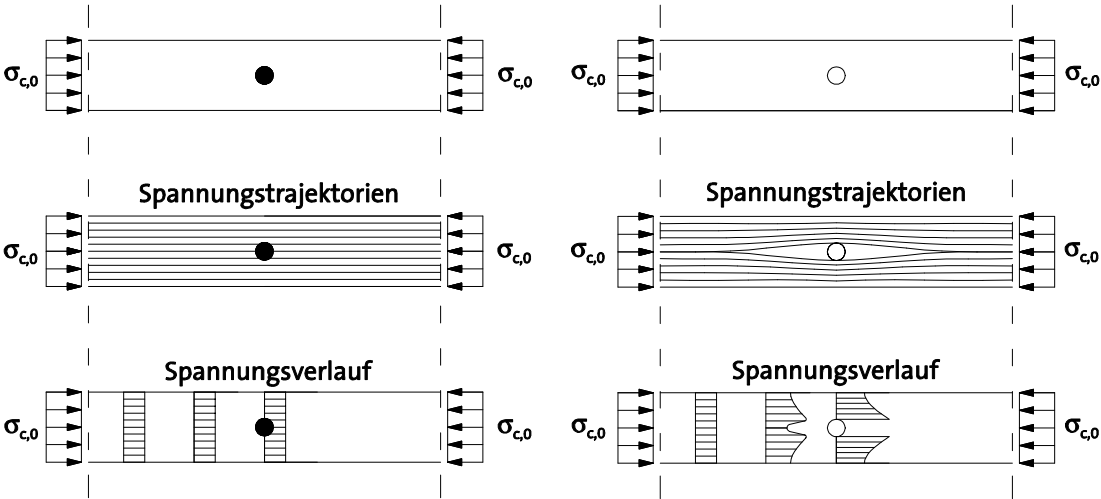
Im Folgenden werden die Grundgleichungen einschließlich wichtiger Hinweise für die wesentlichen Bemessungsfälle angegeben.

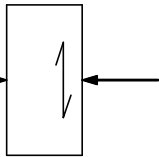
Querschnittsnachweise

Biegung (Rechteckquerschnitt)	$\frac{\sigma_{m,d}}{k_h \cdot f_{m,d}} \leq 1,0$	
$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_n}$	\leq	$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$
$\sigma_{m,d}$ Bemessungswert der Biegespannung	k_h Beiwert für Bauteilabmessung (Tabelle 17)	
M_d Bemessungswert des Biegemomentes	$f_{m,d}$ Bemessungswert Biegefestigkeit	
W_n Netto-Widerstandsmoment (vgl. Querschnittschwächungen Zug bzw. Druck)	$f_{m,k}$ charakteristischer Wert Biegefestigkeit	
	k_{mod} Modifikationsfaktor (Tabelle 11)	
	$\gamma_M = 1,3$; Teilsicherheitsbeiwert für Holz	
Ein vorzeitiges Versagen infolge → Kippen ist durch konstruktive Maßnahmen auszuschließen!		
<i>Beispiele: Deckenbalken; BS-Holz-Binder; Pfetten; Unterzüge; Stürze (→ 4.3)</i>		

Zug parallel zur Faser	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{k_h \cdot f_{t,d}} \leq 1,0$	
$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_N} \leq f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}$		
$\sigma_{t,0,d}$ Bemessungswert der Zugspannung parallel zur Faser N_d Bemessungswert der Längszugkraft A_N Nettoquerschnittsfläche	k_h Beiwert für Bauteilabmessung (Tabelle 17) $f_{t,0,d}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit parallel zur Faser $f_{t,0,k}$ charakteristischer Wert der Zugfestigkeit parallel zur Faser k_{mod} Modifikationsfaktor (Tabelle 11) $\gamma_M = 1,3$; Teilsicherheitsbeiwert für Holz	
	Querschnittsschwächungen infolge Ausklinkungen oder Fehlfächen im Anschlussbereich durch die Verbindungsmittel sind in der Zug- oder Biegezugzone immer zu berücksichtigen! Zum Lastabtrag kann somit lediglich der Restquerschnitt (Nettoquerschnitt) herangezogen werden, so dass die Zugbeanspruchungen mit größer werdenden Aussparungen zunehmen.	Abbildung 15: Zugspannungsverlauf bei Querschnittsschwächungen
Beispiele: Zugstäbe; Fachwerkstäbe (→ 4.4)		

Zug rechtwinklig zur Faser	Nur für Sonderfälle geregelt!	
Da die Zugfestigkeit unter einem Winkel zur Faserrichtung stark abnimmt, sind Querzugbeanspruchungen im Holzbau mit besonderer Aufmerksamkeit zu betrachten. Es sei an dieser Stelle eindringlich darauf hingewiesen, dass Holz senkrecht zur Faserrichtung fast keine ansetzbare Zugfestigkeit besitzt! Generell sollten Holzkonstruktionen so geplant werden, dass Querzugbeanspruchungen vermieden werden. EC 5 sowie im EC 5-NA werden daher nur bestimmte Detaillösungen geregelt.		
Planmäßige Querzugspannungen entstehen im Bereich von Ausklinkungen (→ 4.6.2), Durchbrüchen (→ 4.6.3), Queranschlüssen (→ 4.7) sowie gekrümmten Trägern (→ 4.3.3). Beim Auftreten von Querzugspannungen sind am betroffenen Bauteil je nach Art und Auslastung zusätzliche Verstärkungsmaßnahmen vorzusehen.		
Neben planmäßigem Querzug sind bei der Planung klimabedingter Querzug und insbesondere bei Anschlüssen Zwängungsbehinderungen zu berücksichtigen.		
Beispiele: Ausklinkungen (→ 4.6.2), Durchbrüche (→ 4.6.3), gekrümmte Träger (→ 4.3.3), Queranschlüsse (→ 4.7)		

Druck parallel zur Faser	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1,0$	
$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_N}$	\leq	$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M}$
$\sigma_{c,0,d}$ Bemessungswert der Druckspannung parallel zur Faser		$f_{c,0,d}$ Bemessungswert der Druckfestigkeit parallel zur Faser
N_d Bemessungswert der Längsdruckkraft		$f_{c,0,k}$ charakteristischer Wert Druckfestigkeit parallel zur Faser
A_N Nettoquerschnittsfläche		k_{mod} Modifikationsfaktor (Tabelle 11)
		$\gamma_M = 1,3$; Teilsicherheitsbeiwert für Holz
<p>Bei der Ermittlung der Spannungen ist zu beachten, dass der Querschnitt durch Ausklinkungen oder im Anschlussbereich durch Bohrungen, Schrauben oder Dübel geschwächt sein kann. Sofern diese Fehlflächen nicht dauerhaft mit einem Material ausgefüllt sind, dessen Festigkeit und Steifigkeit mindestens den Werten des Holzquerschnittes entspricht, sind diese im Druck- oder Biegedruckbereich zu berücksichtigen.</p>		
		
Druckbeanspruchung bei „satter“ und mindestens gleichwertiger Füllung		Druckbeanspruchung ohne gleichwertige Füllung
Abbildung 16: Druckspannungsverlauf bei Querschnittsschwächungen		
Ein vorzeitiges Versagen infolge → Knicken ist durch konstruktive Maßnahmen auszuschließen!		
Beispiele: nicht knickgefährdete Stützen; Fachwerkstäbe (→ 4.4)		

Druck rechtwinklig zur Faser	$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1,0$	
------------------------------	--	---

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

$\sigma_{c,90,d}$	Bemessungswert der Druckspannung rechtwinklig zur Faser	$k_{c,90}$	Querdruckbeiwert
$F_{c,90,d}$	Bemessungswert der Querdruckkraft	$f_{c,90,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser
A_{ef}	wirksame Querdruckfläche	$f_{c,90,k}$	charakteristischer Wert Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser
		k_{mod}	Modifikationsfaktor (Tabelle 11)
		γ_M	= 1,3; Teilsicherheitsbeiwert für Holz

Die maximale Querdruckbeanspruchung ist nicht im Hinblick auf eine Querdruckfestigkeit festgelegt, sondern durch die Eindrückungen im Gebrauchszustand. Dabei haben neuere Forschungsergebnisse gezeigt, dass sich Teilflächenbelastungen aufgrund möglicher Spannungsumlagerungen auf benachbarte Bereiche im Vergleich zur vollflächigen Beanspruchung günstig auf das Tragverhalten auswirken. Durch diese Entlastung können hier höhere Querdruckspannungen aufgenommen werden.

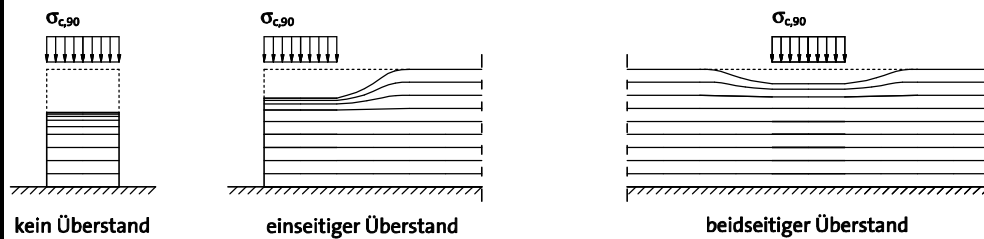
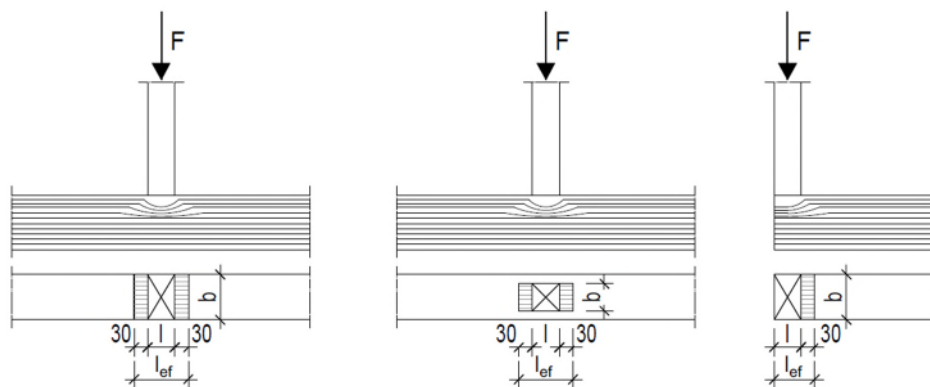


Abbildung 17: Verformungsverhalten von Holz unter Querdruckbeanspruchung

Daher darf rechnerisch die tatsächliche Aufstandslänge auf jeder Seite um bis zu 30 mm erhöht werden.



Durch dieses konstante Maß wird neben der günstig wirkenden Teilflächenbeanspruchung gleichzeitig der positive Einfluss kurzer Druckflächen auf die Tragfähigkeit rechtwinklig zur Faser berücksichtigt. Je kürzer die vorhandene Aufstandsfläche ist, desto deutlicher wirkt sich die Erhöhung der tatsächlichen Druckfläche auf die Querdruckfläche aus. Dieser Zusammenhang wird in Abbildung 18 verdeutlicht. Es ist offensichtlich, dass die prozentuale Erhöhung der Querdruckflächen mit zunehmender Aufstandslänge abnimmt und somit bei großen Teilflächenbelastungen von untergeordneter Bedeutung ist.

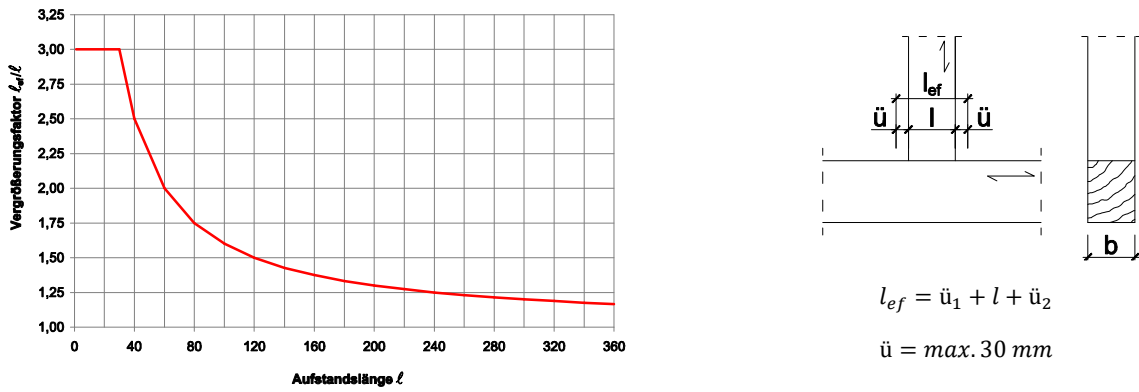


Abbildung 18: Vergrößerungsfaktor der wirksamen Aufstandslänge

Die Tragfähigkeit von Holz infolge Querdruckbeanspruchungen wird zusätzlich durch den Abstand und die Art der Teilflächenbelastungen zueinander beeinflusst. So ist zwischen direkter und indirekter Auflagerung zu unterscheiden. Eine direkte Lagerung liegt beispielsweise bei einem Biegebalken, der unmittelbar auf einer Mauer aufgelagert ist vor. Ist der Balken als Schwelle auf einer Unterkonstruktion eingebaut und steht auf diesem Balken ein Pfosten auf bzw. verläuft darüber ein Deckenbalken, so liegt eine indirekte Auflagerung bzw. Schwellendruck vor. Bei Auflager- und Schwellendruck stellen sich unterschiedliche Querspannungsverteilungen ein. Dabei wirkt sich die Lastausbreitung bei Auflagerdruck gegenüber Schwellendruck günstig auf die Tragfähigkeit aus (⇒ Erhöhungsfaktor $k_{c,90}$).

$k_{c,90}$	Auflagerdruck		Schwellendruck	
	$l_1 < 2h$	$l_1 \geq 2h$	$l_1 < 2h$	$l_1 \geq 2h$
Nadelholz	1,0	1,50	1,0	1,25
Brettschichtholz	1,0	1,75	1,0	1,50

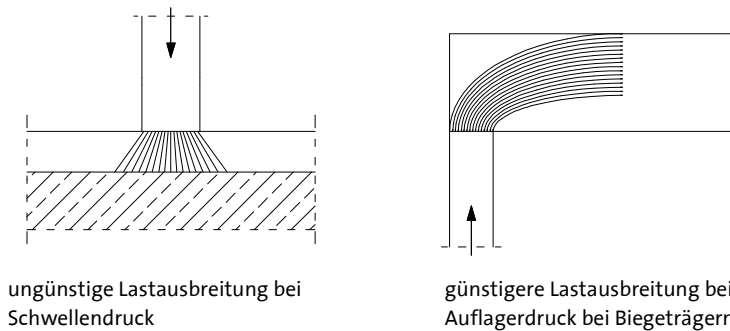


Abbildung 19: Lastausbreitung

Beispiele:

Auflagerpressung (Deckenbalken auf Mauerwerk); Trägerauflager (→ 5.5.2); Schwellenpressung (Pfosten auf Schwelle) (→ 5.5.2); Kontaktanschluss (→ 5.5.2)

Schub (Rechteckquerschnitt)	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1,0$	
$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{A_{ef}} = 1,5 \cdot \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{V_d}{k_{cr} \cdot b \cdot h}$	≤	$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M}$
τ_d Bemessungswert der Schubspannung V_d Bemessungswert der Querkraft A_{ef} wirksame Querschnittsfläche b_{ef} wirksame Bauteilbreite k_{cr} Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Rissen	$f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit $f_{v,k}$ charakteristischer Wert Schubfestigkeit k_{mod} Modifikationsfaktor (Tabelle 11) $\gamma_M = 1,3$; Teilsicherheitsbeiwert für Holz	
Biegeträger (Längsschubspannungen)	Krafteinleitung durch einen Versatz	Abscheren rechtwinklig zur Faser

Abbildung 20: Schub aus Querkraft bzw. Abscheren

Die in Tabelle 17 aufgeführten Schubfestigkeiten für Nadelholz nach DIN EN 338 bzw. für Brettschichtholz nach DIN EN 14080 wurden an ungerissenen Querschnitten ermittelt. Der k_{cr} -Faktor berücksichtigt die reduzierte Tragfähigkeit der Bauteile nach längerer Standdauer z.B. infolge Rissbildung.

wirksame Bauteilbreite: $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$

Nach EC5-NA gilt:

für Vollholz und Balkenschichtholz aus Nadelholz: $k_{cr} = \frac{2}{f_{v,k}}$ mit $f_{v,k}$ in N/mm²

für Brettschichtholz: $k_{cr} = \frac{2,5}{f_{v,k}}$ mit $f_{v,k}$ in N/mm²

Beispiele:
 Schub am Auflager; Lasteinleitung; Ausklinkungen (→ 4.6.2); Durchbrüche (→ 4.6.3)

Spannungskombinationen

Zusammenwirken mehrerer Beanspruchungen

Für einachsige Beanspruchung sind die Versagensgrenzen damit eindeutig festgelegt. Häufig treten an einem Querschnitt mehrere Beanspruchungen gleichzeitig auf, so dass das Tragvermögen durch das Zusammenwirken von Längs-, Quer-, und Schubbeanspruchungen bestimmt wird. Dabei können einige Spannungskombinationen eine starke Abminderung der Tragfähigkeit bewirken, andere hingegen wirken traglaststeigernd.

Spannungskombinationen

Besonders ungünstig ist es beispielsweise, wenn sich den Schubspannungen noch Querkzugspannungen überlagern. Bei gleichzeitigem Querdruck werden hingegen in der Scherfuge Reibungskräfte aktiviert, so dass die übertragbaren Schubkräfte wesentlich größer sind. In Abbildung 21 sind diese Effekte anhand der Ausführungen eines Gerbergelenks gegenübergestellt.

Im ungünstigsten Fall liegt eine Aufsummierung der maximalen Spannungsanteile vor. Dieser Ansatz ist allerdings in vielen Fällen sehr konservativ. Im Hinblick auf eine wirtschaftliche Bemessung werden in EC 5 daher bei der Nachweisführung positive Beeinflussungen auf das Tragverhalten berücksichtigt.

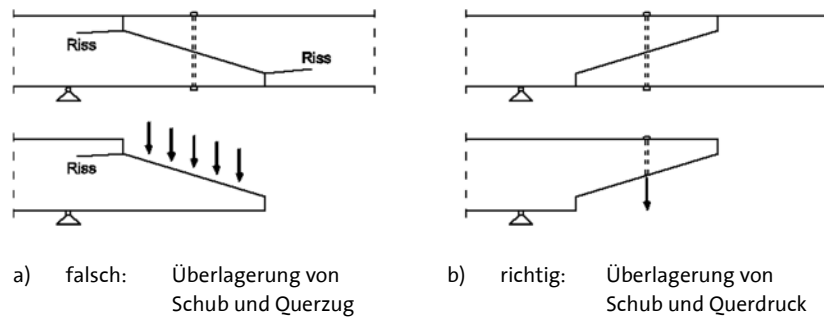


Abbildung 21: Ausführung eines Gerbergelenks

Dabei treten insbesondere folgende Spannungskombinationen auf:

- Doppelbiegung
- (Doppel-)Biegung und Längszug
- (Doppel-)Biegung und Längsdruck
- Schub infolge Querkraft und Torsion
- Schub und Querdruck in auflagernahen Bereichen
- Druck unter einem Winkel

Stabilitätsnachweise (→ 4.5; → 4.3.3)

Jedes Bauteil weist unvermeidbare geometrische und strukturelle Imperfektionen (Vorkrümmungen, Vorverdrehungen oder unplanmäßige Exzentrizitäten) auf, die dazu führen können, dass druckbeanspruchte Bauteile wie beispielsweise Druckstützen, Obergurte von Einfeldfachwerkträgern oder Druckzonen von BS-Bindern versagen, bevor die eigentliche Querschnittstragfähigkeit erreicht wird. Verursacht wird dieses vorzeitige Versagen durch zusätzliche Biegebeanspruchungen infolge der unplanmäßigen Exzentrizitäten. Bei den Stabilitätsnachweisen sind somit die rechnerischen Spannungen infolge äußerer Lasten mit den Spannungen infolge der Vorverformungen zu überlagern. Dieses Verfahren wird bei der Berechnung nach der Theorie II. Ordnung angewendet. Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt unter Berücksichtigung von geometrischen Ersatzimperfektionen, die in EC 5 durch die Angabe von Vorkrümmung und Verdrehung geregelt sind.

Stabilitätsversagen

Für die Holzbaupraxis empfiehlt es sich, die Nachweise nach dem so genannten Ersatzstabverfahren zu führen. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt am unverformten System nach Theorie I. Ordnung und die zusätzlichen Beanspruchungen werden hier durch geometrieabhängige Beiwerte (Knickbeiwert k_c bzw. Kippbeiwert k_{crit}) berücksichtigt, mit denen die Druck- bzw. Biegefestigkeiten abgemindert werden.

Ersatzstabverfahren

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

Knicken

$$\text{Kippen: } \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot k_h \cdot f_{m,d}} \leq 1,0$$

Kippen

Bei druck- und biegebeanspruchten Bauteilen ist eine Überlagerung dieser Effekte möglich. Man spricht dann auch vom Biegeknicken (Knicken + Biegung) und Biegedrillknicken (Knicken + Kippen). Zugbeanspruchungen entlasten die Druckzone und vermindern somit das Risiko eines Stabilitätsversagens infolge des Biegeeinflusses.

Biegeknicken
Biegedrillknicken**4.2.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit**

Verformungen eines Bauwerks und seiner Bauteile sind naturgemäß unvermeidbar. Allerdings müssen diese so begrenzt werden, dass unter Gebrauchslast das Erscheinungsbild und die Funktion des Bauteils selbst oder angrenzender Bauteile nicht beeinträchtigt werden.

Im EC 5 werden keine konkreten Grenzwerte der Durchbiegung von Biegestäben definiert, sondern es werden lediglich Spannen für die Grenzwerte empfohlen. Im Nationalen Anhang werden die empfohlenen Grenzwerte weniger Fälle konkretisiert, von denen allerdings ausdrücklich abgewichen werden darf. Zur Begrenzung des Schwingungsverhaltens enthält EC 5 verbindliche Regelungen, die allerdings im Nationalen Anhang relativiert werden:

„Das Schwingungsverhalten von Decken sollte, ebenso wie die Begrenzung von Durchbiegungen, immer im Hinblick auf die vorgesehene Nutzung

beurteilt werden und die Anforderungen, gegebenenfalls in Abstimmung mit dem Bauherrn, entsprechend festgelegt werden.“

Die zu vereinbarenden Grenzwerte der Verformungen und Schwingungen hängen von der Nutzung des Tragwerks und den daraus resultierenden Anforderungen ab.

Qualitätsklassen

Die Planer sind also gefordert, innerhalb der Vorgaben des EC 5 samt NA, bauteilspezifisch unter Berücksichtigung der erforderlichen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit Verformungsgrenzwerte im Rahmen der Bemessung in Abstimmung mit dem Bauherrn zu wählen und festzulegen. Um dabei die Qualitätsanforderungen des Bauherrn abzubilden empfiehlt Holzbau Deutschland ein vierstufiges Klassensystem. In der *Holzbau Deutschland Information für Planer „Qualitätsklassen für zulässige Verformungen im Holzbau“* werden die 4 Qualitätsklassen für Dach- und Deckenbauteilen mit konkreten Verformungs- und Schwingungsgrenzwerten belegt.

Folgende Nachweise sind zu berücksichtigen:

- Vermeidung von Schäden an angrenzenden Bauteilen
Begrenzung der Durchbiegung eines Bauteils zur Vermeidung von Schäden an angrenzenden Bauteilen wie z.B. untergehängte Schalungen / Bekleidungen; aufliegende Elemente wie Fußböden / Fliesen oder Dacheindeckungen; aufliegende Wände; untergebaute Bauteile wie Wände / Verglasungen.
- Vermeidung einer Beeinträchtigung des optischen Erscheinungsbildes
Begrenzung der Bauteilverformung, um ein angemessenes Erscheinungsbild und die Benutzbarkeit sicherzustellen. Welche Größe von Verformungen das Erscheinungsbild nachhaltig ungünstig beeinflusst, hängt letztendlich erheblich vom subjektiven Empfinden des Nutzers ab.
- Vermeidung von Schwingungen:
Schwingungen eines Bauwerkes oder Bauteils können Unbehagen bei den Nutzern verursachen und sind daher in einigen Fällen – insbesondere bei Deckenbalken – zu begrenzen.

Bauteilverformung unter Gebrauchslast

Verformungsanteile

Die Größe der Verformung unter Gebrauchslast hängt im Holzbau von einer Vielzahl von Faktoren ab. Neben der Bauteilgeometrie und der Belastung wird die Verformung von den Materialeigenschaften, insbesondere dem Kriechverhalten beeinflusst. Die rechnerische Endverformung eines Bauteils ergibt sich aus Anteilen der sofortigen elastischen Verformung unter ständigen Lasten G (Eigenlasten) und veränderlichen Lasten Q (z.B. Nutz-, Schnee-, Windlasten) sowie zusätzlichen Kriechverformungen (plastische Verformungen). Die Größe dieser Kriechverformungen hängt materialabhängig von der Belastungshöhe, der Belastungsdauer und der Holzfeuchte ab.

Die Verformungsanteile sind in Tabelle 18 entsprechend ihres zeitlichen Auftretens über die Nutzungsdauer am Beispiel eines Deckenträgers unter Gleichstreckenlasten dargestellt.

Tabelle 18: Durchbiegungsanteile am Beispiel eines Einfeldträgers mit Gleichstreckenlast

	Einbauzustand / Fertigstellung der Decke 	$w_{G,inst}$ elastische Verformung infolge ständiger Lasten G (Eigenlasten)
	Nutzungsbeginn 	+ $w_{Q,inst}$ elastische Verformung infolge veränderlicher Lasten Q (Nutzlasten)
	Endzustand nach einigen Jahren 	+ $w_{G,creep}$ Kriechverformung infolge ständiger Lasten G (Eigenlasten) + $w_{Q,creep}$ Kriechverformung infolge veränderlicher Lasten Q (Nutzlasten) = w_{fin} Endverformung

Überhöhungen sind grundsätzlich möglich, um einen Teil der Durchbiegung zu kompensieren. Dach- und Deckenbauteile werden normalerweise nicht überhöht ausgeführt.

- Vermeidung einer Beeinträchtigung des optischen Erscheinungsbildes
→ quasi-ständige Bemessungssituation

optisches Erscheinungsbild

Beim Nachweis zur Vermeidung einer optischen Beeinträchtigung sind die elastischen Verformungsanteile w_{inst} für die quasi-ständige Bemessungssituation zu berechnen.

Die Verformungsanteile w_{creep} infolge Kriechverformungen sind für die quasi-ständige Bemessungssituation zu berechnen.

$$w_{fin} = \sum w_{inst,qs} + \sum w_{creep} \leq w_{fin,grenz}$$

$$w_{fin} = (w_{G,inst} + \psi_{2,i} \cdot w_{Q,i,inst}) \cdot (1 + k_{def}) \leq w_{fin,grenz}$$

Tabelle 19: Vorschläge für Grenzwerte der rechnerische Enddurchbiegung w_{fin} *

Bauteil	Empfohlener Grenzwert **	
	DIN EN 1995-1-1	Nationaler Anhang
trägerartige Dachbauteile	$l/300 \rightarrow l/150$	$l/150$
Deckenbauteile einschl. zugehöriger Unterzüge sowie sonstige waagerechter Träger außer Dachbauteile <i>ohne Anforderungen an das Schwingungsverhalten</i>	$l/300 \rightarrow l/150$	$l/200$
Deckenbauteile einschl. zugehöriger Unterzüge sowie sonstige waagerechter Träger außer Dachbauteile <i>mit Anforderungen an das Schwingungsverhalten</i>	$l/300 \rightarrow l/150$	$l/200$
	Zusätzlich Anforderungen s.u. „Schwingungen“	
* w_{fin} berechnet sich aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination		
** weiterführende Informationen → <i>Holzbau Deutschland Information für Planer „Qualitätsklassen für zulässige Verformungen im Holzbau“</i>		

Schäden an angrenzenden Bauteilen

- Vermeidung von Schäden an angrenzenden Bauteilen → charakteristische Bemessungssituation

Beim Nachweis zur Vermeidung von Schäden an angrenzenden Bauteilen sind die elastischen Verformungsanteile w_{inst} für die charakteristische Bemessungssituation zu berechnen.

Die Verformungsanteile w_{creep} infolge Kriechverformungen sind für die quasi-ständige Bemessungssituation zu berechnen.

$$w_{fin} = \sum w_{inst,char} + \sum w_{creep} \leq w_{fin,grenz}$$

$$w_{fin} = w_{G,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{Q,1,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + w_{Q,i,inst} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \leq w_{fin,grenz}$$

Der Grenzwert $w_{fin,grenz}$ ist mit den betroffenen Gewerken abzustimmen.

Schwingungen

Schwingungsnachweise

Für Holzbauteile mit vorwiegend ruhender Belastung darf ein Schwingungsnachweis entfallen. Bei Decken unter bewohnten Räumen führen Gehbewegungen zu Schwingungen, die sowohl die Gebrauchstauglichkeit als auch das Wohlbefinden der Bewohner beeinträchtigen können, so dass diese Schwingungen zu begrenzen sind.

Das Schwingungsverhalten ist unter anderem von der Längs- und Querbiegesteifigkeit der Decke, der Biegesteifigkeit des Estrichs, der Bauweise der Decke und deren Gewicht abhängig.

Der EC 5 sieht hier drei Nachweise vor:

1. Einhaltung der Eigenfrequenz

- Decken zwischen fremden Nutzungseinheiten: $f \geq 8 \text{ Hz}$
- Decken innerhalb einer Nutzungseinheit:
keine Angabe im EC 5; Empfehlung $f \geq 5,6 \text{ Hz}^*$

* Siehe *Holzbau Deutschland Information für Planer „Qualitätsklassen für zulässige Verformungen im Holzbau“*

2. Beschränkung der Durchbiegung infolge einer konzentrierten Einzellast (1 kN):

- Decken zwischen fremden Nutzungseinheiten: $w_{1\text{kN}} \leq 0,5 \text{ mm}^*$
- Decken innerhalb einer Nutzungseinheit:
keine Angabe im EC 5; Empfehlung: $w_{1\text{kN}} \leq 1,0 \text{ mm}^*$

* Grenzwert $w_{1\text{kN}}$ kann in Absprache mit dem Nutzer erhöht werden, Z.B. Faktor 1,5

3. Einhaltung einer definierten Schwinggeschwindigkeit

Dieser Nachweis wird i.d.R. nicht maßgebend.

Bei allen Nachweisen müssen nur die ständigen Einwirkungen berücksichtigt werden.

4.3 Biegeträger

4.3.1 Allgemeines

Biegeträger können als Balken auf zwei Stützen, Mehrfeldträger oder Kragträger ausgeführt werden.

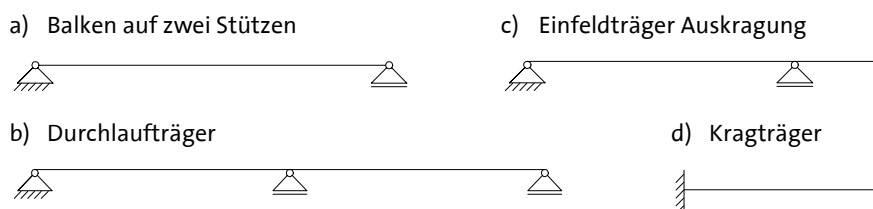


Abbildung 22: statische Systeme für Biegeträger

Das einfachste statische System ist der Einfeldträger mit statisch bestimmter Auflagerung. Unter den äußeren Belastungen wird für die Durchführung der Bemessung die maximale Querkraft V und das maximale Biegemoment M ermittelt. In der Praxis liegt meistens eine gleichmäßige Streckenlast q vor. Mit der Stützweite l ergeben sich somit

das Maximale Moment
$$\max M = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

die maximale Querkraft
$$\max V = \frac{q \cdot l}{2}$$

Mit diesen Standardformeln kann der größte Teil der Einfeldträger nachgerechnet bzw. abgeschätzt werden. Bei Lasten, die von einer

Einfeldträger

Biegedruck
Biegezug

Gleichstreckenlast abweichen oder bei anderen Lagerungen empfiehlt sich die Anwendung von entsprechenden Formelwerken in der Literatur.

Als Holzträger berechnet werden beispielsweise Mittel- und Firstpfetten, Abfangeträger oder Holzbalkendecken. Der Träger wird durch Belastung senkrecht zu seiner Längsrichtung auf Biegung beansprucht. Im oberen Bereich wird der Balken zusammengedrückt, so dass hier Biegedruck entsteht, während der Träger im unteren Bereich gedehnt und Biegezug hervorgerufen wird. Entsprechend der Beanspruchung werden diese Bereiche als Druck- bzw. Zugzone bezeichnet. In der Mittelachse (Längsachse) heben sich die Druck- und Zugspannungen auf. Hier liegt die sogenannte neutrale Zone bzw. Spannungsnulllinie. In Feldmitte sind die Biegezug- und Biegedruckspannungen am größten.

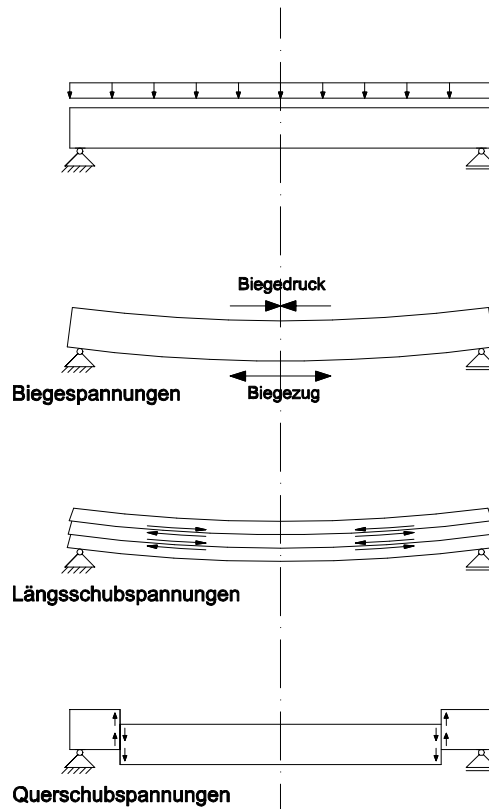


Abbildung 23: Spannungen in einem Biegeträger

Längsschub
Querschub

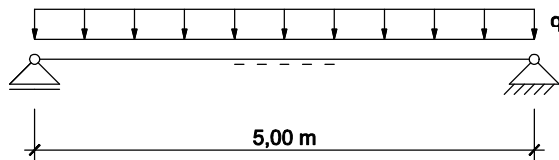
Durch die Biegung entstehen längs- und querwirkende Kräfte. Diese werden als Schubkräfte bezeichnet und haben an den Auflagern ihre Maximalwerte. Da die Schubfestigkeit in Faserrichtung des Holzes deutlich geringer ist als rechtwinklig zu dieser, wird der Bruch durch ein Schubversagen längs der Faser ausgelöst. Das Durchtrennen der Fasern infolge Schub rechtwinklig zur Faser ist nicht maßgebend.

Bei reinen Biegeträgern ist der Schubspannungsnachweis selten bemessungsrelevant. Kritische Nachweisstellen finden sich beispielsweise im Bereich ausgeklinkter Trägersauflager (→ 4.6.2) oder bei Durchbrüchen (→ 4.6.3).

Bei der Biegespannung hat neben der Querschnittsform auch das Verhältnis von Breite zu Höhe gravierenden Einfluss. Träger mit hochkant stehenden Querschnitten tragen Biegebelastungen deutlich besser und sind biegefestere als liegende Querschnitte.

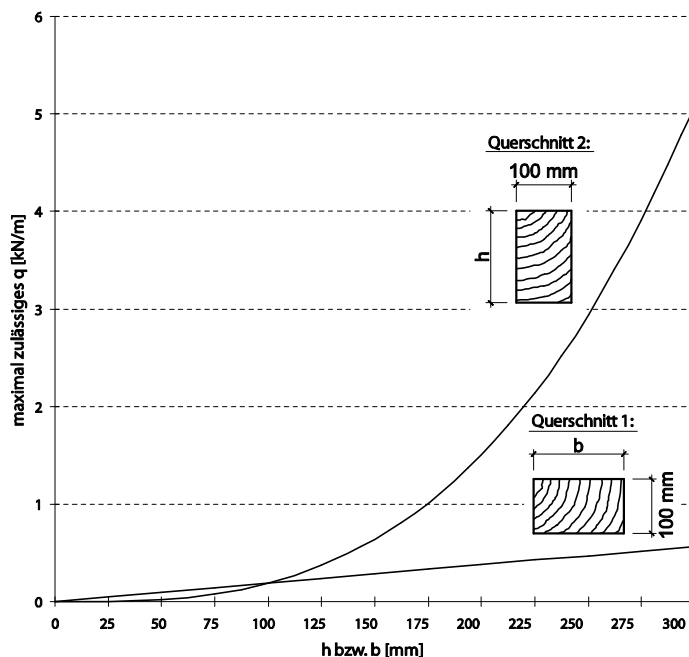
Beispiel: Einfluss der Trägerhöhe auf die Durchbiegung

Ein Holzbalken auf 2 Stützen mit einer Stützweite von 5,00 m wird mit einer Streckenlast q belastet.



Der Balken besteht aus Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 ($E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$).

Das folgende Diagramm zeigt, in Abhängigkeit von dem gewählten Querschnitt, die Belastung q , bei der die von der Norm empfohlene Durchbiegung von $l/300$ erreicht wird. Verglichen wird der Querschnitt 1, mit einer konstanten Höhe h von 100 mm und einer variablen Breite b , mit dem Querschnitt 2, der genau umgekehrt, eine variable Höhe h und eine konstante Breite b von 100 mm aufweist.



Bei einem biegebeanspruchten Bauteil steigt die Belastbarkeit mit zunehmender Querschnittshöhe überproportional an, während sich eine Erhöhung der Trägerbreite nur linear auswirkt.

Ursache hierfür ist der Einfluss der Trägerhöhe in 2. Potenz auf das Widerstandsmoment W bzw. in 3. Potenz auf das Flächenträgheitsmoment I .

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad \text{bzw.} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

4.3.2 Balken aus Vollholzprodukten

Neben der Ausführung der Biegebalken aus genormtem Bauschnittholz stehen heutzutage moderne tragende Vollholzprodukte wie keilgezinktes Vollholz nach DIN EN 15497 oder nicht keilgezinktes Vollholz nach DIN EN 14081-1 und Balkenschichtholz nach DIN EN 14080 zur Verfügung.

Hier sind beispielsweise Konstruktionsvollholz KVH[®] bzw. MH[®] sowie DUO-/TRIO-Balken[®] zu nennen. Bei diesen Produkten sind die Eigenschaften u.a. hinsichtlich der Festigkeit, Holzfeuchte, Maßhaltigkeit, Formstabilität und Oberflächenbeschaffenheit in einer Vereinbarung zwischen der Überwachungsgemeinschaft KVH[®] bzw. der Herstellergemeinschaft MH[®]-Massivholz und Holzbau Deutschland – Bund Deutscher Zimmermeister im ZDB festgelegt. Dabei gehen die Anforderungen über die in den o.g. Normen hinaus.

Balkenschichtholz

DUO-/TRIO-Balken[®] werden aus zwei bzw. drei faserparallel miteinander verklebten Vollhölzern gleicher Querschnittsmaße hergestellt. DUO-/TRIO-Balken[®] werden entweder nach der europäischen Norm DIN EN 14080 oder der allgemeinen bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-440 hergestellt. Die Bemessung erfolgt als Vollholzbalken, wobei die Sortierklasse des schlechtesten Einzelholzes maßgebend ist.

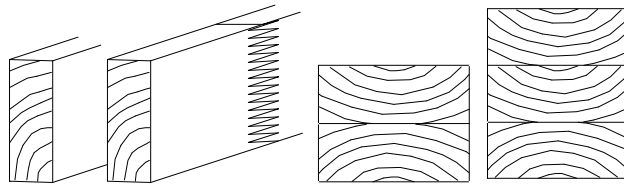


Abbildung 24: KVH[®], DUO-Balken[®], TRIO-Balken[®]

4.3.3 Brettchichtholzträger

Brettchichtholz

Brettchichtholz (abgekürzt BS-Holz oder BSH) wird industriell gefertigt und besteht aus einzelnen gehobelten Brettern (Lamellen), die unter Druck verklebt werden. Der Herstellungsprozess bedingt aufgrund der Festigkeitssortierung des Grundmaterials und der Homogenisierung durch den schichtweisen Aufbau einen Vergütungseffekt, so dass gegenüber Vollholz höhere Tragfähigkeiten erreicht werden können.

Durch das Verbinden der Lamellen in Längsrichtung mittels Keilzinkung können sehr lange Träger hergestellt werden und durch das flachseitige Verkleben sind sehr hohe Querschnitte möglich. Trägerhöhen bis zu 2 m und Querschnittsbreiten bis 220 mm können heute problemlos in einem Arbeitsgang produziert werden. Normalerweise werden Träger bis zu einem Verhältnis von $b/h = 1/10$ eingesetzt.

Binderarten

Prinzipiell sind beliebige Formgebungen möglich. Neben einfachen, geraden Bauteilen werden Brettchichtholzträger mit veränderlicher Trägerhöhe mit oder ohne Krümmung ausgeführt. Übliche Trägerformen sind Pultdachträger, Satteldachträger mit geradem oder gekrümmtem Untergurt sowie gekrümmte Träger konstanter Höhe. Das statische System ist häufig der Einfeldträger. Der Binderabstand beträgt in der Regel 5–8 m.

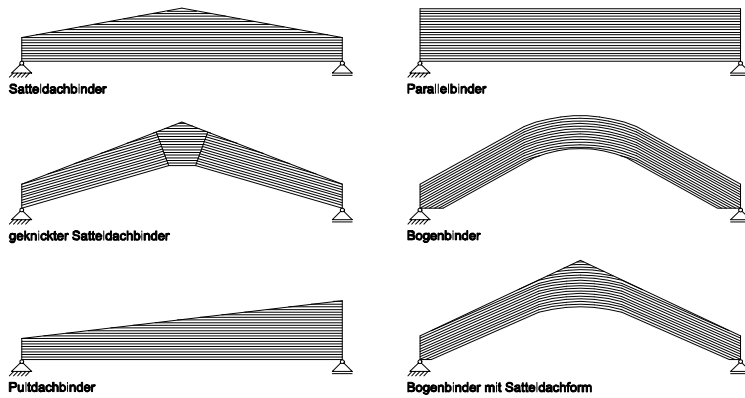


Abbildung 25: Brettschichtholz-Binderformen

Gehören alle Brettlamellen der gleichen Sortierklasse an, so spricht man von homogenem („h“) Brettschichtholz. Sind die inneren Lamellen aus einer niedrigeren Festigkeitsklasse als die äußeren Lamellen, liegt kombiniertes („c“) Brettschichtholz vor. Dabei sind auf jeder Seite im Bereich von 1/6 der Trägerhöhe Lamellen mit höherer Festigkeit anzuordnen, mindestens jedoch über zwei Brettlamellen. Bei Biegeträgern wird so beispielsweise die Festigkeit an die Beanspruchung angepasst.

homogenes BSH
kombinierte BSH

äußere Lamellen: hohe Beanspruchung – hohe Sortierklasse

innere Lamellen: geringe Beanspruchung – niedrigere Sortierklasse

Tabelle 20: Aufbau von homogenem und kombiniertem Brettschichtholz

homogenes BSH		kombiniertes BSH		
Festigkeitsklasse		Festigkeitsklasse		
Lamellen	BSH	äußere Lamellen	innere Lamellen	BSH
C24	GL 24h	C24	C16	GL 24c
		C30	C24 innere 10%: C16	GL 28c
		C35	C24 innere 10%: C16	GL 32c

Bei Pult- und Satteldächern verläuft der Trägerrand schräg zur Faserrichtung (angeschnittener Rand), so dass hier infolge der Biegelängsspannungen aus Gleichgewichtsgründen Quer- und Schubspannungen hervorgerufen werden. Bei Längsdruck wird zusätzlich Querdruck auftreten, bei Längszug entsprechend Querzug. Aufgrund der geringen Querzugfestigkeit des Holzes ist somit ein Anschnitt in der Zugzone des Trägers immer als kritisch einzustufen und sollte vermieden werden.

parallelgurtige Binder

Im Vergleich zu Trägern, bei denen die Lamellen randparallel verlaufen wird die Tragfähigkeit durch die Spannungscombination von Längs-, Quer- und

Schubspannungen verringert. In den Nachweisen wird dies durch eine Reduzierung des Bemessungswertes der Biegefestigkeit berücksichtigt.

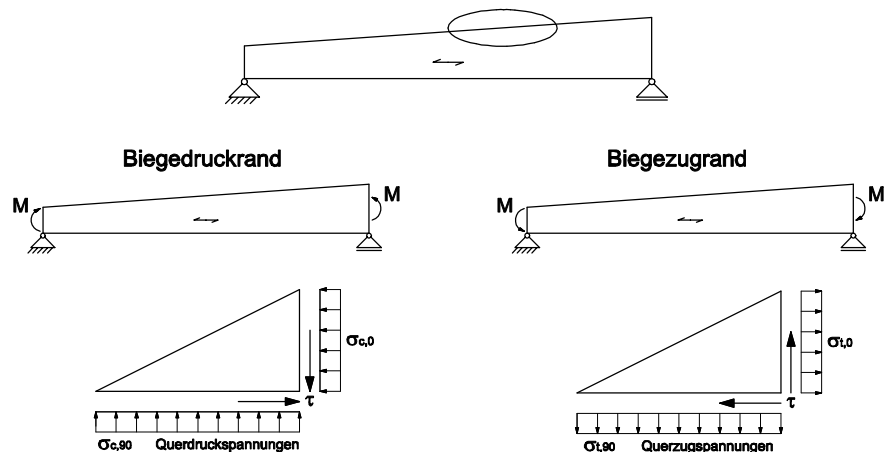


Abbildung 26: Spannungskombinationen am angeschnittenen Rand eines Pultdachträgers

gekrümmte Träger / Satteldachbinder

In gekrümmten Bereichen oder auch in Knickpunkten wie beispielsweise dem Firstpunkt eines Satteldachbinders treten Umlenkkräfte auf, durch die Querspannungen hervorgerufen werden.

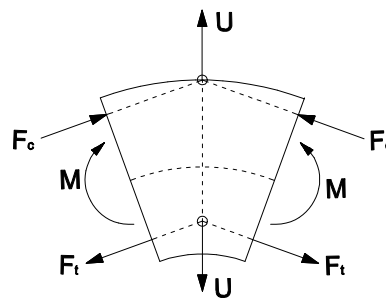


Abbildung 27: Querspannungen im gekrümmten Trägerbereich infolge eines positiven Momentes

Querzugverstärkung

Bei auftretenden Querspannungen sind entsprechende Verstärkungsmaßnahmen vorzunehmen. Dies kann durch das Aufkleben von Verstärkungsfasern, eingepresste Nagelplatten, eingeklebte Gewindestangen oder Vollgewindeschrauben erfolgen. In der Praxis setzt sich die Verwendung von Vollgewindeschrauben immer mehr durch. Diese sind leicht zu montieren und stellen zudem eine ästhetische Alternative dar. Müssen Maßnahmen zur Aufnahme der Querspannungen ergriffen werden, so sind diese für die gesamten auftretenden Querspannungen auszulegen.

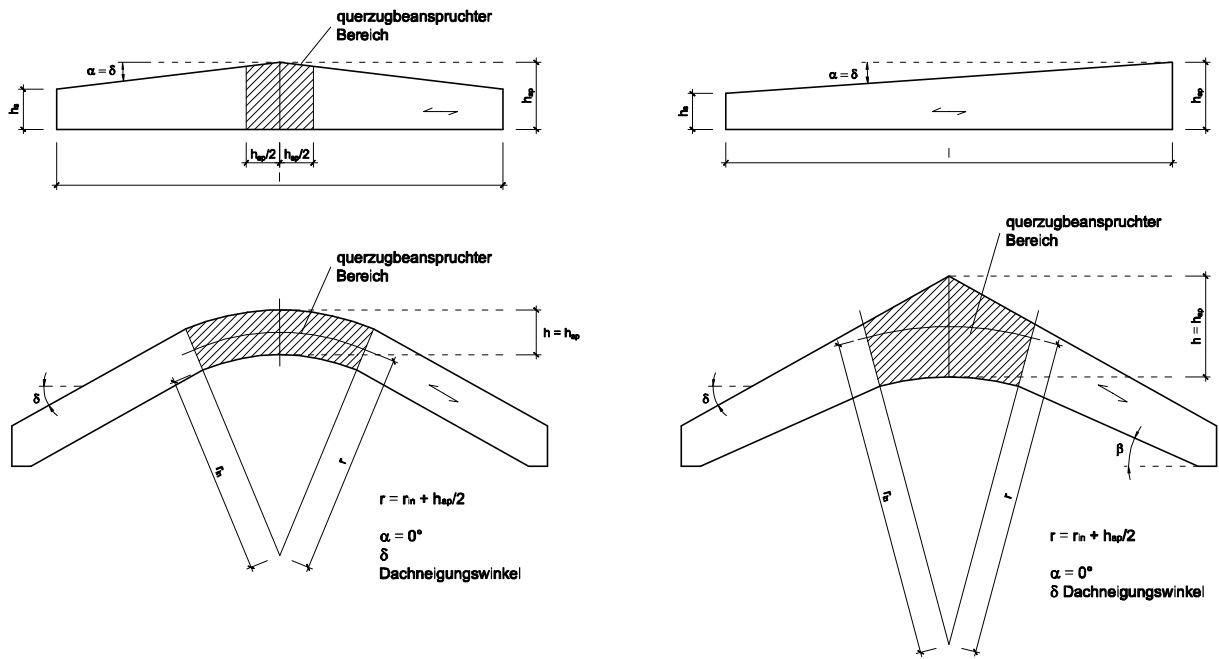


Abbildung 28: Querzuggefährdete Bereiche üblicher BS-Holz-Binder



Abbildung 29: außen liegende Verstärkung im Firstbereich – aus optischen Gründen nur für Sanierungszwecke empfehlenswert

Bei geraden Einfeldträgern mit konstantem Querschnitt und somit konstantem Widerstandsmoment liegt die Stelle der maximalen Biegespannung dort, wo das Biegemoment seinen maximalen Wert aufweist. Ist die Querschnittshöhe veränderlich wie beispielsweise beim Pultdach- oder Satteldachbinder, so liegt diese nicht mehr in Trägermitte, sondern die Stelle der größten Biegelängsspannungen verlagert sich Richtung Auflager, bedingt durch die Veränderung des Widerstandsmomentes.

veränderliche Querschnittshöhe

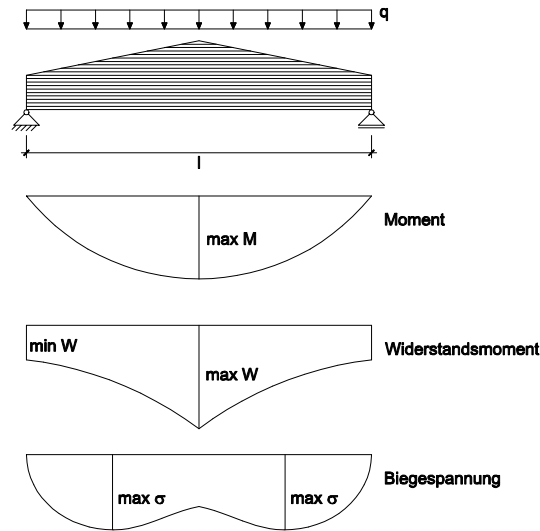
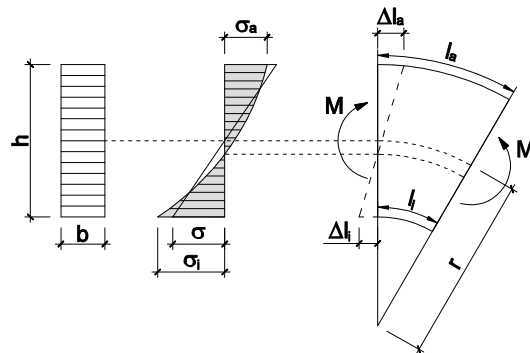


Abbildung 30: qualitativer Verlauf des Momentes, Widerstandsmomentes und Biegespannung bei symmetrischen Satteldachbindern mit geradem Untergurt unter Gleichstreckenlast

Pult-, Satteldachbinder und gekrümmte Träger

Bei Pultdachträgern, gekrümmten Trägern und Satteldachträgern treten an den Rändern höhere Biegelängsspannungen auf als im geraden Träger. Die Spannungsverteilung weicht erheblich von der linearen Spannungsverteilung ab. Dies muss in den Nachweisen berücksichtigt werden.

Verdeutlicht wird dieser Zusammenhang in Abbildung 31 für die Biegespannungsverteilung in einem gekrümmten Trägerbereich. Da die Innenfasern erheblich kürzer als die Außenfasern sind, muss unter Annahme des Ebenbleibens des Querschnittes die innere Biegerandspannung größer als die äußere sein. Aus Gleichgewichtsgründen verschiebt sich die Spannungsnulllinie und der Spannungsverlauf wird nichtlinear. Die maximale Randspannung darf vereinfacht mit M/W multipliziert mit einem Erhöhungsbeiwert berechnet werden.



$$\varepsilon_i = \frac{\Delta l_i}{l_i} > \frac{\Delta l_a}{l_a} = \varepsilon_a$$

$$\sigma = E \cdot \varepsilon; E = \text{konstant}$$

Abbildung 31: nichtlineare Biegespannungsverteilung im gekrümmten Trägerbereich

Kippen

Zusätzlich muss bei Biegeträgern ein mögliches Versagen infolge Kippen beachtet werden. Hohe schlanke Biegeträger können ihre Stabilität durch seitliches Ausweichen des Druckgurtes verlieren. Dabei verdreht sich der Querschnitt, so dass es zwingend notwendig ist, diese Verformung mindestens an einer Stelle zu verhindern, um die Lagesicherheit zu gewährleisten. Die zugehörige Lagerart wird als Gabellager bezeichnet und ist für eine Torsionsbeanspruchung zu bemessen.

Aufgrund großer Stützweiten müssen die Binder i.d.R. im Feldbereich gegen seitliches Ausweichen abgestützt werden, da ein Stabilitätsversagen sonst nicht mit wirtschaftlichen Abmessungen zu verhindern ist. Dies kann durch die Anordnung von hinreichend steifen Dachverbänden erzielt werden. Wichtig ist hierbei, dass die Aussteifungselemente auch wirklich am druckbeanspruchten Trägerrand angeordnet werden!

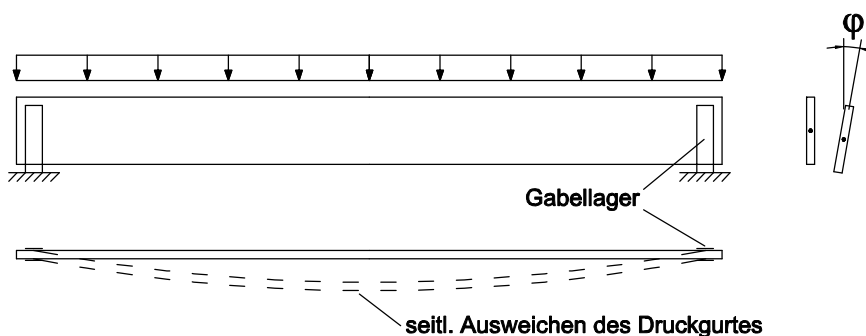


Abbildung 32: Versagensfall Kippen – seitliches Ausweichen des Druckgurtes

Stabilitätsverlust schlanker Träger

Gabellagerung

4.4 Fachwerkträger

Fachwerkbinder sind Tragwerke, die aus einzelnen, idealerweise nur Normalkraft übertragenden Stäben zusammengesetzt sind. Die Verbindung in den Knotenpunkten erfolgt in der Regel gelenkig. Die Knotenausbildung kann z. B. mit Nägeln, Dübeln, Nagelplatten oder mittels Versatz erfolgen. Fachwerkbinder werden hauptsächlich im Hallenbau eingesetzt, wo große Spannweiten realisiert werden müssen. Die üblichen Bindersysteme sind der Parallel-, Dreieck- und Trapezbinder.

Vorteilhaft gegenüber Vollwandträgern sind die geringe Eigenlast und die Transparenz. Zudem ist bei Geschossdecken und Hallendächern eine nahezu unbehinderte Durchführung von Installationsleitungen senkrecht zur Spannrichtung möglich. Das statische System ist meist der Einfeldträger. Der Binderabstand hängt von der Stützweite und der Wahl der Verbindungsmittel sowie des Bindersystems ab.

Die Konstruktionshölzer werden als Obergurt, Untergurt, Vertikalstäbe und Diagonalstäbe bezeichnet. Sie bilden unverschiebliche Dreiecke und werden bei gelenkiger Ausführung der Knotenpunkte hauptsächlich auf Druck und Zug in Faserrichtung beansprucht. Biegemomente haben eine untergeordnete Bedeutung und werden meist vernachlässigt.

Geringe Eigenlast

Ausbildung unverschieblicher Dreiecke

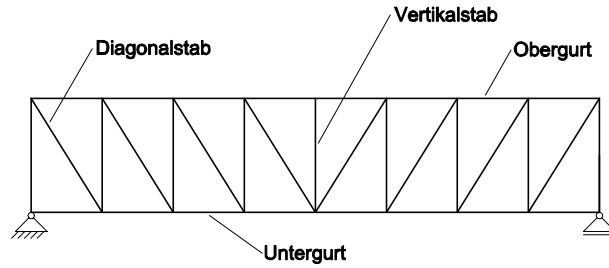


Abbildung 33: Bezeichnungen am Fachwerkträger

Zug- / Druckbeanspruchung

Der Obergurt verteilt die äußeren Einwirkungen auf die Vertikal- und Diagonalstäbe und wird hauptsächlich auf Druck in Faserrichtung beansprucht. Der Untergurt leitet die Lasten aus den Diagonal- und Vertikalstäben in die Auflager ab. Die Beanspruchung erfolgt vorrangig auf Zug in Faserrichtung. Durchlaufende Gurte werden zusätzlich auf Biegung beansprucht.

Konstruktionsregel:
lange Stäbe = Zug
kurze Stäbe = Druck

Die Diagonalen sollten immer paarweise vorhanden sein. Dabei sollte die Richtung dieser Füllstäbe so gewählt werden, dass lange Stäbe auf Zug, kurze Stäbe auf Druck beansprucht werden.

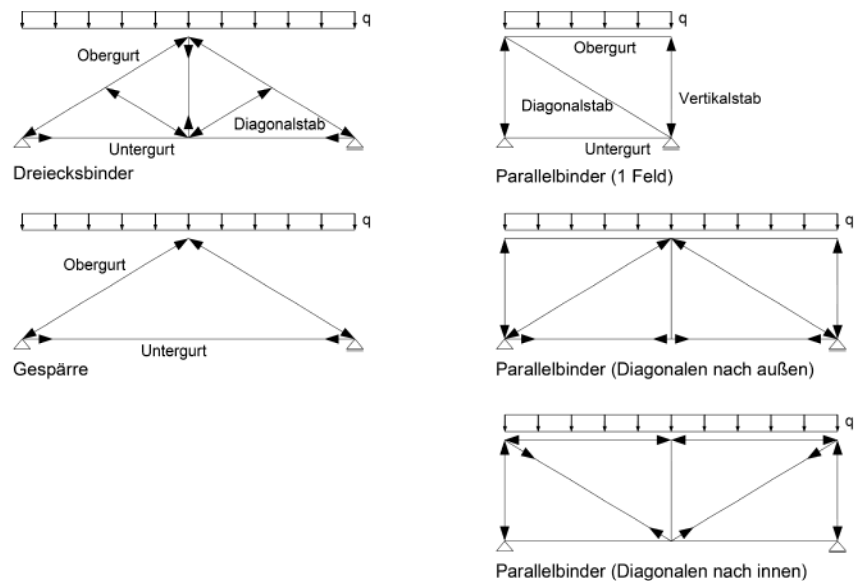


Abbildung 34: Zug- und Druckkräfte an Fachwerken

Berücksichtigung von Querschnittsschwächen

Bei Druckstäben, die kontinuierlich gegen seitliches Ausweichen gehalten sind oder die nur eine geringe Schlankheit aufweisen sowie bei den Zugstäben sind in Faserrichtung des Holzes die Querschnittstragfähigkeiten zu überprüfen. Traglastmindernde Auswirkungen infolge Knicken sind bei schlanken Druckstäben zu berücksichtigen. Querschnittsschwächen in den Anschlussbereichen sind nach 4.2.1 und 4.1 zu beachten.

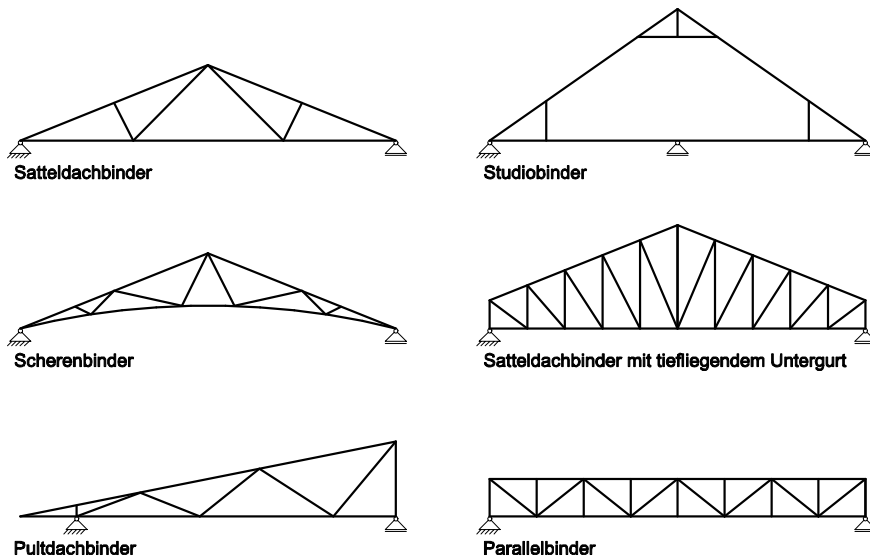


Abbildung 35: Fachwerkträger

4.5 Stützen

Druckbeanspruchte Bauglieder wie Stützen, Pfosten und Bindergurte werden sowohl in Vollholz als auch in Brettschichtholz ausgeführt. Bei einteiligen Querschnitten sind Kreis- oder Rechteckquerschnitte möglich. Mehrteilige Druckstäbe werden aus Rechteckquerschnitten mit Zwischenhölzern zusammengesetzt, die durch Verklebung, Dübel oder stiftförmige Verbindungsmittel verbunden werden.

In der Regel werden Stützen als Druckstäbe bemessen, wobei neben der Druckfestigkeit auch die Stabgeometrie einschließlich Vorkrümmungen, die Biegesteifigkeit und die Lagerungsbedingungen die Tragfähigkeit der Stütze beeinflussen.

Es gibt verschiedene Möglichkeiten der Stützenlagerung. Im Holzbau kommen hauptsächlich an beiden Enden gelenkig gelagerte Stützen und einseitig eingespannte Stützen zum Einsatz. Letztere werden im Hallenbau meistens als Rahmenstütze verwendet.

Knicken

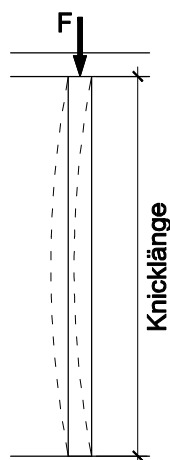


Abbildung 36: Knicken eines Druckstabes

Knickbeiwert k_c

Die Knickspannungslinie in Abbildung 37 beschreibt die Tragfähigkeit eines beidseitig gelenkig gelagerten Druckstabes in Abhängigkeit von der Stablänge.

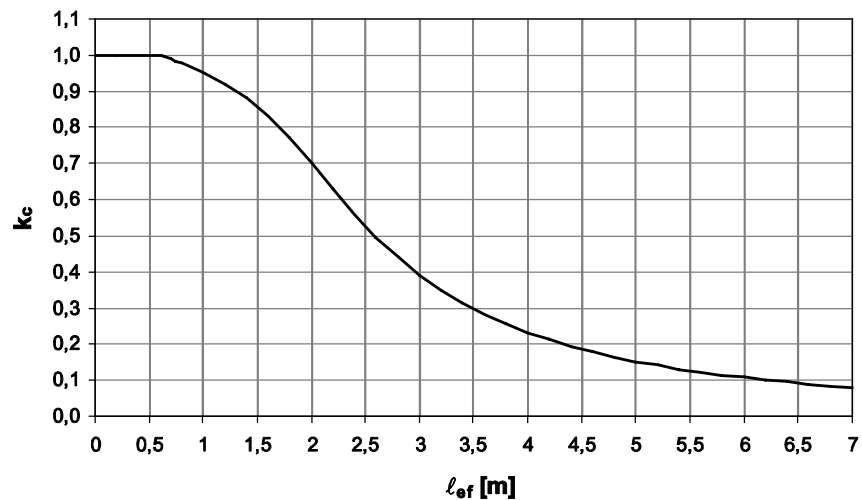


Abbildung 37: Knickbeiwert k_c in Abhängigkeit von der Knicklänge l_{ef} für eine Stütze 120/120 mm, C24

Schlankheit

Diese ist auf abweichende statische Systeme übertragbar, sofern statt der wirklichen Stablänge l die Systemknicklinie l_{ef} verwendet wird. Die Gefahr des Knickens wird mit zunehmender Auflast und Schlankheit des Stabes größer. Als Schlankheit bezeichnet man das Verhältnis von Knicklänge zur kleinsten Dicke des Querschnitts.

In der Praxis wird die Knicklänge l_{ef} aus der tatsächlichen Stablänge l und dem Knicklängenbeiwert β (Tabelle 21) berechnet, der die Auswirkungen des Gesamtsystems auf den Ersatzstab beinhaltet.

Ersatzstabverfahren

Beispielsweise ist in Abbildung 38a) ein verschieblicher Rahmen in planmäßiger Lage und unter Berücksichtigung einer Schiefstellung dargestellt. Aufgrund der Schiefstellung des Systems ergibt sich eine horizontale Abtriebslast H aus F_1 und F_2 . Diese horizontale Last wird im Ersatzstabverfahren durch eine erhöhte Knicklänge berücksichtigt. Abbildung 38b) zeigt einen vergleichbaren unverschieblichen Rahmen. Die Horizontallasten einer Schiefstellung werden dabei unmittelbar durch die aussteifenden Elemente, die hier durch das einwertige Auflager berücksichtigt werden, abgeleitet.

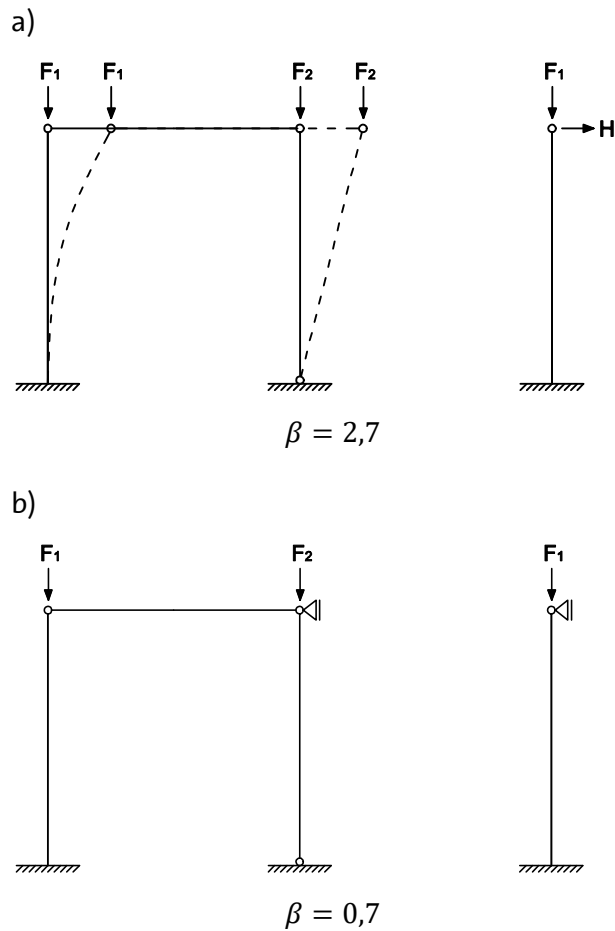
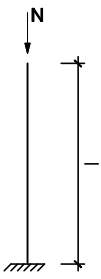
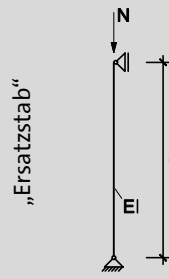
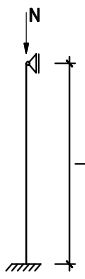
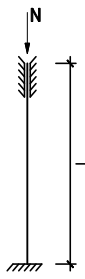

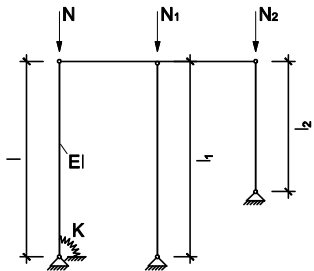
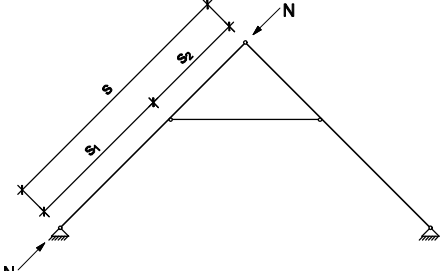
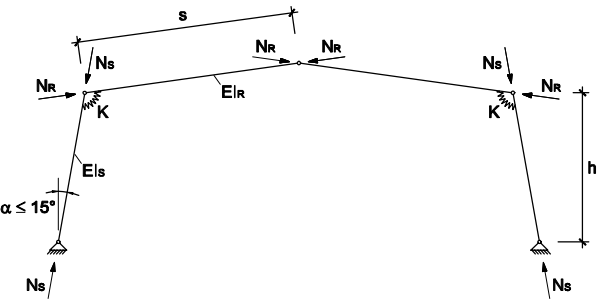
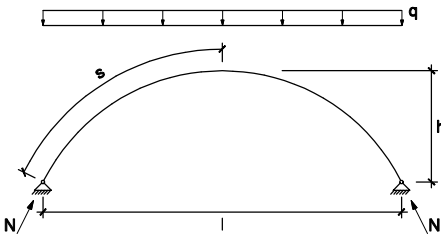


Abbildung 38: a) verschieblicher Rahmen mit Ersatzsystem ($\beta = 2,7$)
b) unverschieblicher Rahmen mit Ersatzsystem ($\beta = 0,7$)

Die Knicklänge von Druckstäben lässt sich durch die Anordnung zusätzlicher stabilisierender Bauteile verringern. Die aussteifende Konstruktion muss eine Mindeststeifigkeit aufweisen und die sichere Ableitung der Stabilisierungslast gewährleisten.

Tabelle 21: Knicklängen ausgewählter Systeme

Eulerfall I	Eulerfall II	Eulerfall III	Eulerfall IV	nachgiebig eingespannte Stütze
				
$l_{ef} = 2 \cdot l$	$l_{ef} = l$	$l_{ef} = 0,7 \cdot l$	$l_{ef} = 0,5 \cdot l$	$l_{ef} = \sqrt{4 + \frac{\pi^2 \cdot EI}{l \cdot K}} \cdot l$
Stützenreihe			Kehlbalkendach	
				
<p><u>ingespannte Stütze</u></p> $l_{ef} = \sqrt{\left(4 + \frac{\pi^2 \cdot EI}{l \cdot K}\right) \cdot (1 + \alpha) \cdot l}$ $\alpha = \frac{l}{N} \cdot \left(\frac{N_1}{l_1} + \frac{N_2}{l_2} + \dots + \frac{N_i}{l_i}\right)$			<p><u>Pendelstützen</u></p> $l_{ef,1} = l_1$ $l_{ef,2} = l_2$ \vdots $l_{ef,i} = l_i$	
<p>$s_1 < 0,7 \cdot s:$</p> $l_{ef} = 0,8 \cdot s$			<p>$s_1 \geq 0,7 \cdot s:$</p> $l_{ef} = s$	
Zwei- und Dreigelenkrahmen			Bogen	
				
<p><u>Stiel</u></p> $l_{ef,Stiel} = \beta_{Stiel} \cdot h$ $\beta_{Stiel} = \sqrt{\left(4 + \frac{\pi^2 \cdot EI_S}{h}\right) \cdot \left(\frac{1}{K} + \frac{s}{3 \cdot EI_R}\right) + \frac{EI_S \cdot N_R \cdot s^2}{EI_R \cdot N_S \cdot h^2}}$			<p><u>Riegel</u></p> $l_{ef,Riegel} = \beta_{Riegel} \cdot s$ $\beta_{Riegel} = \beta_{Stiel} \cdot \sqrt{\frac{EI_R \cdot N_S}{EI_S \cdot N_R} \cdot \frac{h}{s}}$	
<p>$0,15 \leq \frac{h}{l} \leq 0,5:$</p> $l_{ef} = 1,25 \cdot s$				
<p>K: Federkonstante der elastischen Einspannung</p>				

4.6 Durchbrüche und Ausklinkungen

4.6.1 Allgemeines

Ausklinkungen und Durchbrüche können die Tragfähigkeit eines Bauteils signifikant beeinflussen und sollten möglichst vermieden werden. Dies ist allerdings nicht immer möglich, z. B. wenn eine Balkendecke auf ein entsprechendes Niveau gebracht werden muss oder zwischen zwei Bauteilen eine Passung herzustellen ist. Große Durchbrüche in BSH-Trägern sind beispielsweise bei der Verlegung von Belüftungsrohren notwendig. In diesen Fällen sind besondere Verstärkungsmaßnahmen zu treffen.

Störung des Spannungsverlaufes

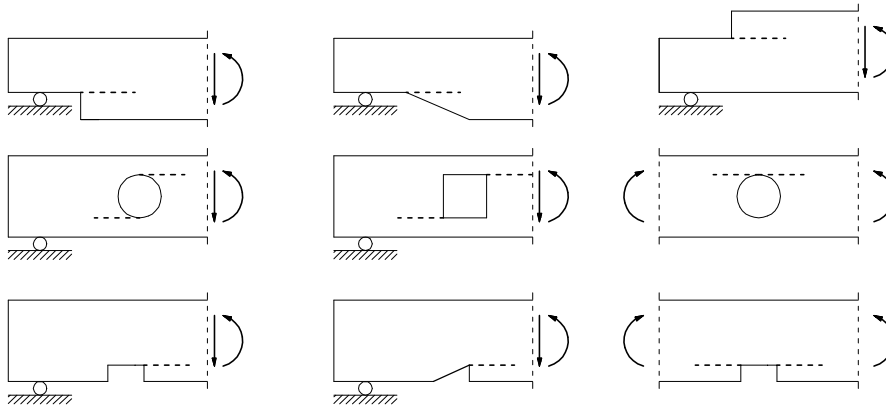
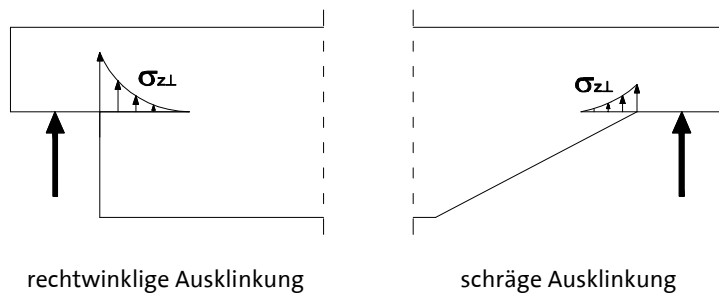


Abbildung 39: Ausklinkungen und Durchbrüche mit wahrscheinlicher Rissausbreitung

Der Bruch kann sich entlang der in Abbildung 39 dargestellten gestrichelten Linien ausbreiten. Der Bruch ist spröde und tritt daher plötzlich und ohne Vorankündigung ein.

4.6.2 Ausklinkungen

Bei unten ausgeklinkten Trägersauflagern treten in der Ausklinkungsecke gleichzeitig Biegespannungen, Schubspannungen und vor allem Querspannungen auf, die die aufnehmbare Querkraft bzw. Auflagerkraft mit zunehmendem Ausklinkungsverhältnis deutlich reduzieren. Unverstärkt dürfen sie nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 ausgeführt werden. Dabei führt eine abgeschrägte Ausführung zu geringeren Spannungsspitzen. Der Nachweis der Spannungskonzentration wird vereinfacht über einen Schubspannungsnachweis mit abgeminderter Schubfestigkeit durchgeführt.



Spannungsspitzen durch Kraftumlagerung

Abbildung 40: Querspannung bei ausgeklinkten Trägersauflagern

Verstärkungs-
maßnahmen

Um das Aufspalten des Holzes im Bereich der Ausklinkung zu verhindern, dürfen nach EC 5-NA.6.8 folgende Verstärkungsmaßnahmen verwendet werden:

Außen liegende Verstärkungen

- aufgeklebtes Sperrholz
- aufgeklebtes Furnierschichtholz
- aufgeklebte Bretter
- eingepresste Nagelplatten

Innen liegende Verstärkungen

- eingeklebte Gewindebolzen nach DIN 976-1
- eingeklebte Betonrippenstähle nach DIN 488-1
- Holzschrauben mit einem Gewinde über die gesamte Schaftlänge (Vollgewindschraube)

Die Querschnittsschwächung durch innen liegende Verstärkungen ist in zugbeanspruchten Querschnittsteilen zu berücksichtigen. Außen liegenden Verstärkungen sind mit Ausnahme von Nagelplatten stets aufzukleben. Aufgenagelte Lochbleche oder Holzwerkstoffplatten sind aufgrund der Nachgiebigkeit der Verbindung nicht geeignet, Querschnittsschwächungen zu verhindern.

Der Bemessung liegt die Annahme zugrunde, dass ein Zusammenwirken des Holzes und der Verstärkungselemente nicht gegeben ist. D. h. die Verstärkung wird erst aktiviert, wenn das Holz bereits angerissen ist und muss die gesamte Kraft übertragen können (gerissene Querschnittszone).

Die hohen Spannungen sind auf eine sehr kleine Fläche in unmittelbarer Nähe der Kerbe beschränkt, so dass die Verstärkungselemente mit minimalem Abstand zur Ausklinkungsecke anzuordnen sind. Außen liegende Verstärkungsmaßnahmen müssen bis zur Ausklinkungsecke reichen; innen liegende Verstärkungen sind mit dem Mindestabstand $a_{1,c}$ zum Hirnholzende einzubringen. Aufgrund dieser Spannungskonzentration darf in Trägerlängsrichtung nur eine Reihe mit eingeklebten Stäben bzw. Holzschrauben rechnerisch berücksichtigt werden; zusätzliche Verstärkungselemente bleiben am Lastabtrag unbeteiligt und würden erst wirksam werden, wenn die Elemente der ersten Reihe versagen.

Abbildung 41 zeigt mögliche Verstärkungsmaßnahmen. Eine Verstärkung mit Bolzen sollte vermieden werden, da ein regelmäßiges Nachziehen der Schraubenmutter gewährleistet werden muss, um einem Spannungsverlust im Bolzen infolge Kriechen und Schwinden des Holzes entgegenzuwirken.

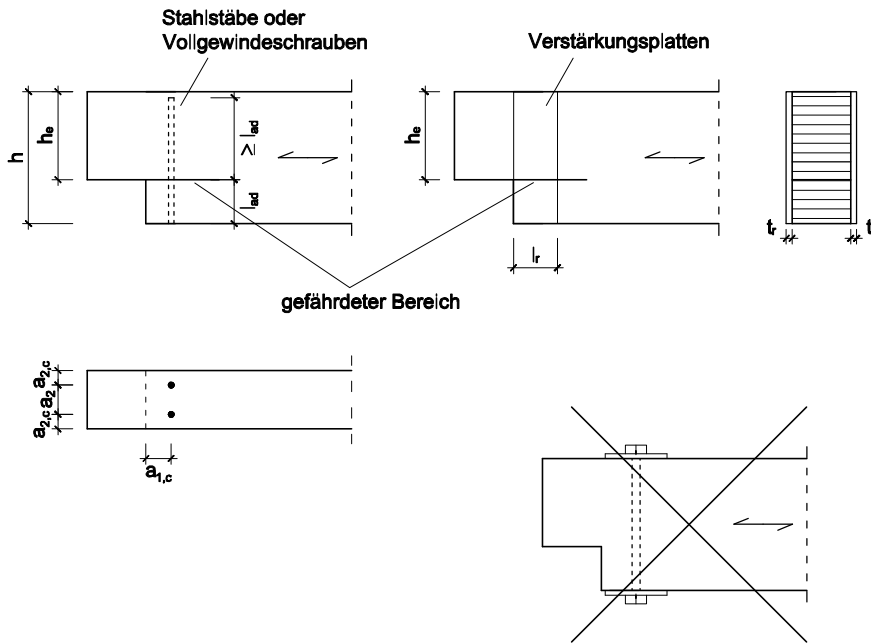


Abbildung 41: Verstärkungsmaßnahmen bei rechtwinkligen Ausklinkungen

Beispiel: verstärkte Ausklinkung

Für das in Tabelle 22 dargestellte ausgeklinkte Trägersauflager wird der maximale Bemessungswert der Auflagerkraft R_d anhand des Schubspannungsnachweises des Restquerschnittes berechnet. Die Spannungskonzentration in der Ausklinkungsecke wird vereinfacht durch eine reduzierte Schubfestigkeit berücksichtigt. Für die vorliegende Geometrie des Trägersauflagers ergibt sich eine Abminderung der Schubfestigkeit auf 40 %. Um die volle Tragfähigkeit zu erreichen, wird das Aufreißen des Holzes im Bereich der Ausklinkung durch die Anordnung von Verstärkungselementen verhindert. Sowohl die innen liegende Verstärkung mit Vollgewindeschrauben als auch die seitlich aufgeklebten Bretter sind ausreichend dimensioniert, um die entstehenden Querzugspannungen aufzunehmen.

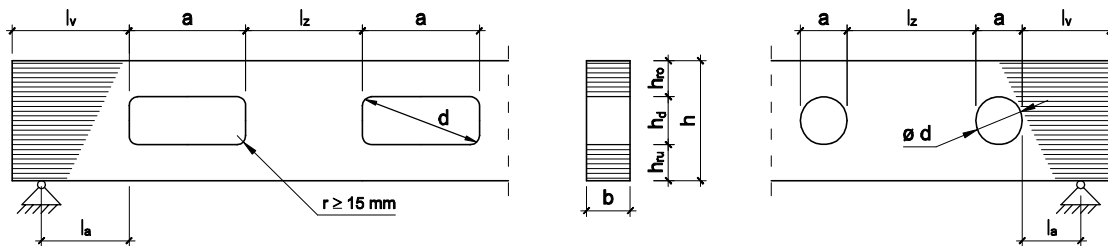
Tabelle 22: Tragfähigkeit R_d einer Ausklinkung mit und ohne Verstärkung am Beispiel (EC 5-NA.6.7)

			max R_d
Ausklinkung		$b/h = 160/800$ mm, GL28h Ausklinkungslänge 260 mm Ausklinkungshöhe 240 mm KLED mittel NKL 1	36 kN
			<i>innen liegende Verstärkung:</i> 2 Vollgewindeschrauben 10 × 500 mm (nach abZ bzw. ETA) Ausziehparameter $f_{ax,k} \geq 13,5$ N/mm ² Auslastung der Schrauben: 75%
verstärkte Ausklinkung		<i>außen liegende Verstärkung:</i> seitlich aufgeklebte Bretter, C30 $b/h/l = 24/120/800$ mm Auslastung der Bretter: 97% Anmerkung: Klebegenehmigung erforderlich!	92 kN

4.6.3 Durchbrüche

Spannungsspitzen infolge Kraftumlagerung

Bei Durchbrüchen in Trägern wird der Spannungsfluss ebenfalls gestört und infolge von Kraftumlagerungen treten in den Eckbereichen der Öffnung Querzug- und Schubkräfte auf, die zu einem Aufreißen des Trägers führen können. Um die Spannungsspitzen zu reduzieren sind die Ecken der Durchbrüche auszurunden. Zudem sollten diese symmetrisch zur Trägerachse angeordnet werden. Unverstärkt dürfen sie nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 ausgeführt werden. Außerdem gelten nach EC 5-NA.6.7 die Mindest- und Höchstmaße nach Abbildung 42.



$l_v \geq h$	$l_z \geq \min \left\{ \begin{matrix} 1,5 \cdot h \\ 300 \text{ mm} \end{matrix} \right.$	$l_A \geq h/2$	$h_{ro(ru)} \geq 0,35 \cdot h$	$a \leq 0,4 \cdot h$	$h_d \leq 0,15 \cdot h$
--------------	---	----------------	--------------------------------	----------------------	-------------------------

Abbildung 42: unverstärkte Durchbrüche

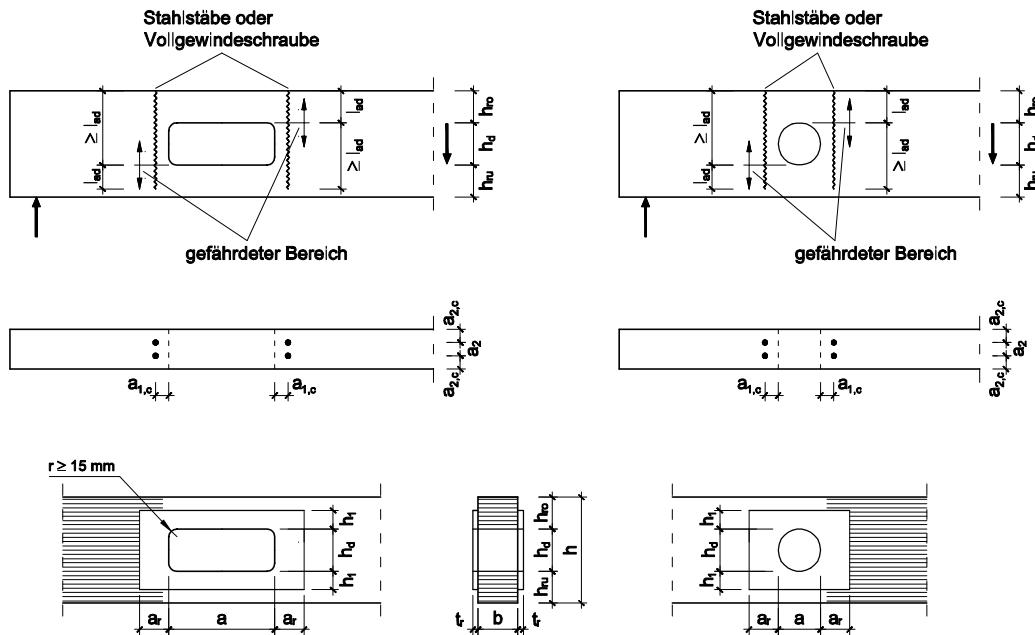


Abbildung 43: Verstärkungsmaßnahmen bei Durchbrüchen

Beispiel: verstärkter Durchbruch

Im Folgenden soll für einen BSH-Träger mit rechteckigem Durchbruch gemäß Tabelle 23 die Effizienz einer Verstärkung mit Vollgewindeschrauben und alternativ mit seitlich aufgeklebten Sperrholzplatten untersucht werden.

Einfeldträger Stützweite $\ell = 15,00 \text{ m}$
 Bemessungslast $q_d = 9 \text{ kN/m}$
 Durchbruchgeometrie siehe Tabelle 23

Querschnitt $b/h = 160/900 \text{ mm}$
 Material GL 28h
 KLED mittel; NKL 1

maßgebende Beanspruchung (linker Durchbruchrand):

Biegemoment $M_d = 69,3 \text{ kNm}$
 Querkraft $V_d = 73 \text{ kN}$

Eine Überprüfung der geometrischen Randbedingungen zeigt, dass der Durchbruch verstärkt werden muss. Obwohl eine Schraube ausreichend dimensioniert ist, um die entstehenden Querkzugspannungen aufzunehmen, ist diese Verstärkungsmethode für den vorliegenden Fall nicht ausreichend. Die erhöhten Schubspannungen im Bereich der Durchbruchsecke können nicht aufgenommen werden. Hierbei handelt es sich um eine geometrie- und belastungsabhängige Problematik, die auch durch die Anordnung zusätzlicher Schrauben in Richtung der Trägerbreite nicht gelöst werden kann.

D. h. die Verstärkungsmethode ist für die hier vorliegende Geometrie und Belastung nicht geeignet, so dass die alternative Verstärkung mit beidseitig aufgeklebten Sperrholzplatten zur Anwendung kommt.

Tabelle 23: Gegenüberstellung der Verstärkungsvarianten eines Durchbruchs am Beispiel

Durchbruch		<p><i>Überprüfung der geometrischen Randbedingungen:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> $l_v = 780 + 240 = 1020 \text{ mm} \geq 900 \text{ mm} = h$ ✓ $l_A = 900 \text{ mm} \geq 450 \text{ mm} = h/2$ ✓ $h_{ro(ru)} = 300 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm} = 0,35 \cdot h$ ✓ $a = 600 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm} = 0,4 \cdot h$ ✗ $h_d = 300 \text{ mm} \leq 135 \text{ mm} = 0,15 \cdot h$ ✗ <p style="text-align: right;">→ Verstärkung erforderlich!</p>
verstärkter Durchbruch		<p><i>innen liegende Verstärkung:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> jeweils 1 Vollgewindeschrauben 10 × 500 mm (nach abZ bzw. ETA) Ausziehparameter $f_{ax,k} \geq 13,5 \text{ N/mm}^2$ Auslastung der Schraube (Zug): 91 % Schubbeanspruchung in den Durchbruchsecken: 180 % <p style="text-align: right;">→ Verstärkung nicht ausreichend!</p>
		<p><i>außen liegende Verstärkung:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> seitlich aufgeklebte Sperrholzplatten $a_r = h_1 = h_d = 150 \text{ mm}; t = 18 \text{ mm}$ Auslastung der Klebefugen: 93 % Auslastung der Platten: 65 % <p style="text-align: right;">→ Verstärkung ausreichend!</p> <p>Anmerkung: Klebegenehmigung erforderlich!</p>

4.7 Querzugbeanspruchungen bei Anschlüssen

vorzeitiges Versagen bei Queranschlüssen

Die Tragfähigkeit eines Anschlusses mit mechanischen Verbindungsmitteln unter Abscherbeanspruchung wird in der Regel durch die Lochleibungsfestigkeit des Holzes und den Biege- und Schubwiderstand des Verbindungsmittels festgelegt. Bei Queranschlüssen kann die Verbindung allerdings weitgehend unabhängig von der Verbindungsmitteltragfähigkeit vorzeitig infolge Querzugspannungen versagen, d.h. die Querzugfestigkeit des Bauteils wird überschritten. Um die Gefahr eines Querzugversagens zu reduzieren sollte die Last beispielsweise in Abbildung 45 und Abbildung 46 möglichst weit oben eingeleitet werden. Bei ungünstiger Lage der Verbindungsmittel (Lasteinleitung in der Nähe des beanspruchten Bauteilrandes) und bei hohen Trägern sind daher Querzugspannungsnachweise zu führen.

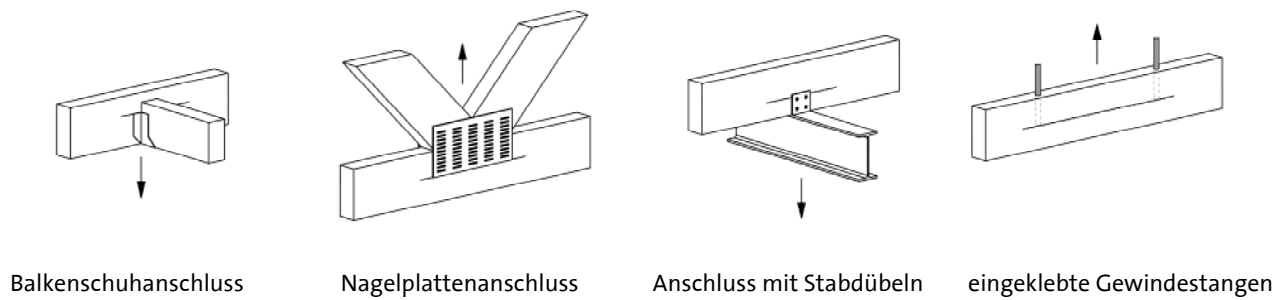
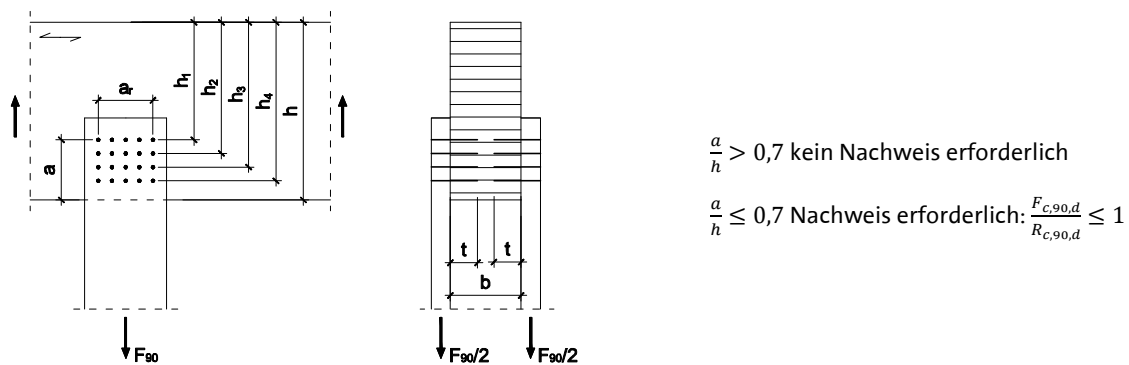


Abbildung 44: Beispiele von Queranschlüssen mit Querkzug



$\frac{a}{h} > 0,7$ kein Nachweis erforderlich

$\frac{a}{h} \leq 0,7$ Nachweis erforderlich: $\frac{F_{c,90,d}}{R_{c,90,d}} \leq 1$

Abbildung 45: erforderlicher Querkzugnachweis

Konstruktive Möglichkeiten zur Reduktion der Querkzugrisse sind beispielsweise:

- Anordnung der Verbindungsmittel möglichst nahe am unbeanspruchten Rand.
- Mehrere nebeneinander liegende Verbindungsmittel verteilen die Anschlusskraft auf eine größere Fläche und die auftretende Querkzugspannung wird verringert.
- Vergrößerung der Trägerbreite oder Trägerhöhe führt zu einer Traglaststeigerung.
- zusätzliche Verbindungsmittelreihen reduzieren die Querkzugspannungen in der obersten Verbindungsmittelreihe.

Bei der Planung der Verbindungsmittelanordnungen sind zusätzlich Auswirkungen möglicher Feuchteänderungen zu bedenken. In Bereichen, in denen das Quellen und Schwinden durch die Verbindungsmittel behindert wird, entstehen Zusatzbeanspruchungen. Um entsprechende Querkzugrisse zu vermeiden, sind die Verbindungsmittel zusammen auf einer Seite anzuordnen. Klemmbolzen, die lediglich der Lagesicherung dienen, sind in Langlöchern anzuordnen.

holzbaugerechtes Konstruieren

Querkzug infolge Quellen / Schwinden

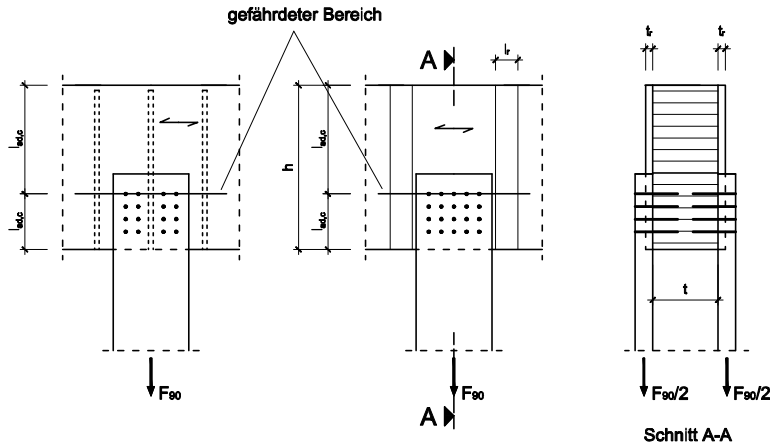


Abbildung 46: Verstärkung von Queranschlüssen

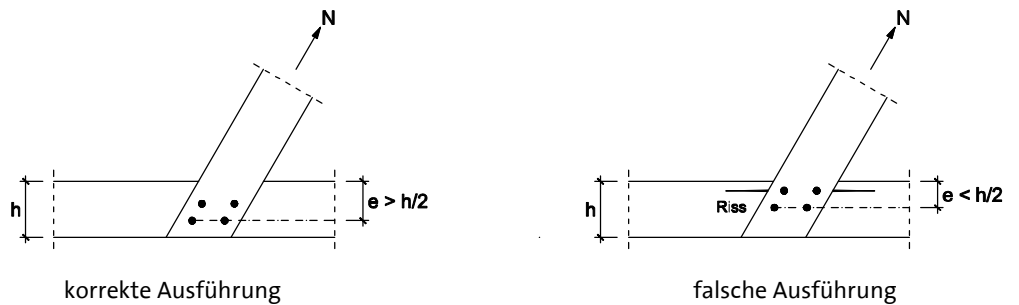


Abbildung 47: Beispiel – Queranschluss

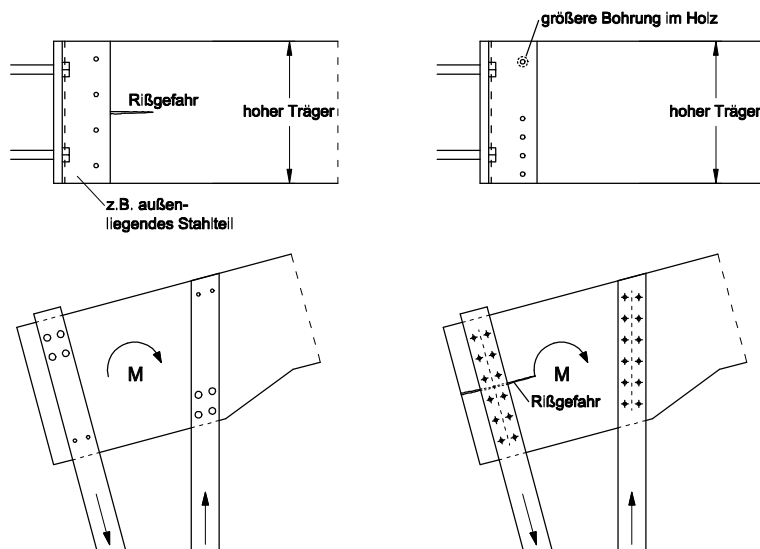


Abbildung 48: links: Anschlüsse mit Querzugrisen infolge Schwinden
rechts: Anschlüsse unter Vermeidung von Querzugspannungen durch Ausführung mit Langlöchern für die Klemmbolzen

5 Verbindungen

5.1 Allgemeines

Die Ausführung der Verbindungen von einzelnen Bauteilen ist bei Holzkonstruktionen von besonderer Bedeutung und hat entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit des gesamten Bauwerks. Eine leistungsfähige Verbindung wird durch eine hohe Lastaufnahme bei geringer Verformung charakterisiert. Dabei wird zwischen starren und nachgiebigen Verbindungen unterschieden. Eine starre Verbindung lässt sich näherungsweise nur durch Verklebung erzielen. Alle anderen Verbindungsmittel haben die Eigenschaft, dass sich bei der Kraftübertragung die verbundenen Bauteile gegeneinander verschieben (nachgiebiger Verbund). Je nach Typ, Anzahl und Anordnung ist ein unterschiedliches Last-Verformungs-Verhalten zu beobachten (s. Abbildung 49). Die auftretenden Verformungen sind vom Tragwerksplaner zu berücksichtigen.

leistungsfähige
Anschlüsse

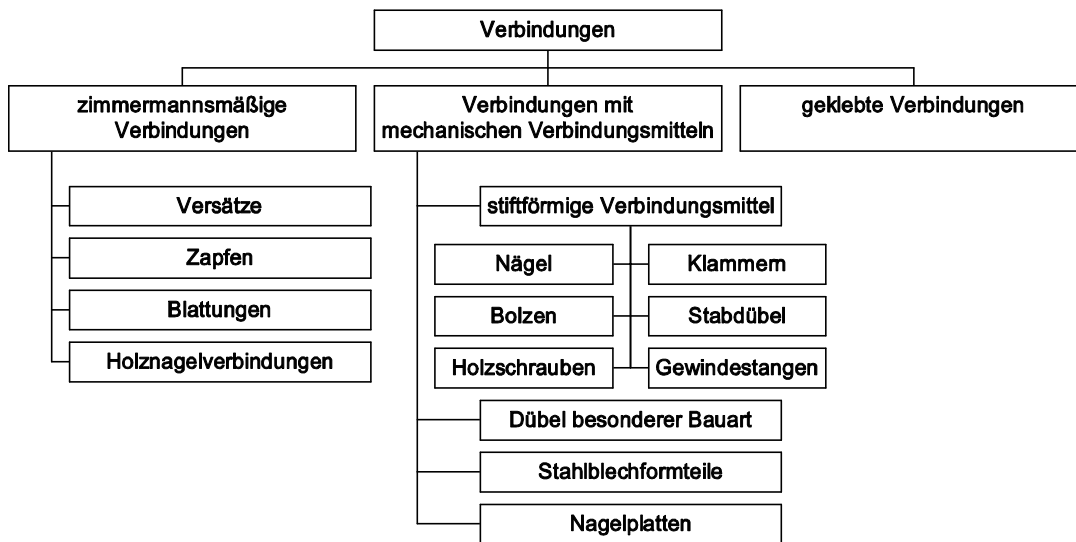


Abbildung 49: Verbindungen im Holzbau

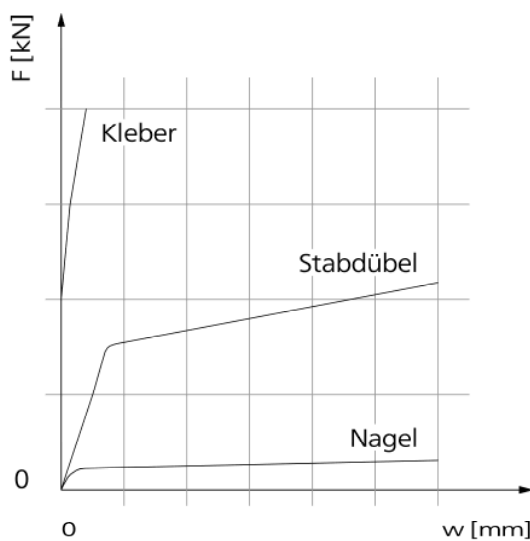


Abbildung 50: Last-Verformungskurve verschiedener Verbindungsmittel

ausmittige Anschlüsse

Querschnittsschwächungen

Die konstruktive Ausführung der Verbindung kann Auswirkungen auf die miteinander verbundenen Bauteile haben. Werden die Kräfte z. B. einseitig angeschlossen, entstehen Versatzmomente. Diese Zusatzbeanspruchungen sind wie auch Querschnittsschwächungen durch die Verbindungsmittel entsprechend Tabelle 24 und Tabelle 24 in den Nachweisen der Tragfähigkeit der Bauteile zu berücksichtigen.

Tabelle 24: Beispiele für ausmittige Anschlüsse

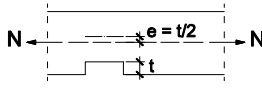
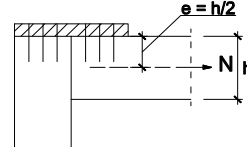
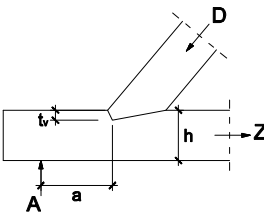
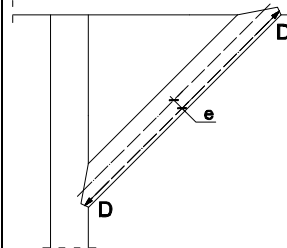
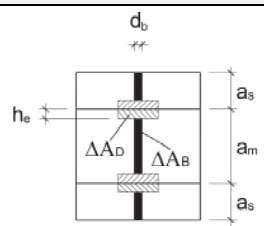
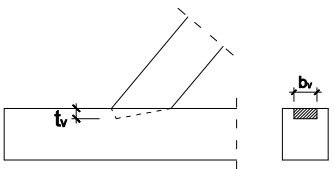
Anschluss			
			
Versatzmoment			
$\Delta M = N \cdot e = N \cdot \frac{t}{2}$	$\Delta M = N \cdot e \approx N \cdot \frac{h}{2}$	$\Delta M \approx A \cdot a - Z \cdot \frac{h}{2}$	$\Delta M = D \cdot e$ (zusätzlich: Knicknachweis)

Tabelle 25: Querschnittsschwächung durch Verbindungsmittel

Verbindungsmittel	Querschnittsschwächung	
	Schätzwert ¹⁾	Genauer Wert
Dübel besonderer Bauart 	0,25 · A _{brutto}	Seitenholz $\Delta A = \Delta A_{D\ddot{u}} + (d_b + 1 \text{ mm}) \cdot (a_s - h_e)$ Mittelholz $\Delta A = 2 \cdot \Delta A_{D\ddot{u}} + (d_b + 1 \text{ mm}) \cdot (a_m - 2 \cdot h_e)$
Stabdübel	0,15 · A _{brutto}	$\Delta A_{SD\ddot{u}} = d_{SD\ddot{u}} \cdot a$
Bolzen	0,15 · A _{brutto}	$\Delta A_{Bo} = (d_{Bo} + 1 \text{ mm}) \cdot a$
Nägel	0,10 · A _{brutto}	$\Delta A_{Na} = d_{Na} \cdot a$
• vorgebohrt		
• nicht vorgebohrt $d_{Na} \leq 6 \text{ mm}$	—	—
einseitiger Versatz 	0,25 · A _{brutto}	$\Delta A_V = t_v \cdot b_v$

¹⁾ A_{brutto} = Brutto-Querschnittsfläche (für Entwurfsberechnungen)

Bei der Wahl des Verbindungsmittels können neben statischen Anforderungen, Material- und Lohnkosten auch konstruktive und gestalterische Ansprüche eine Rolle spielen (sichtbare oder verdeckte Ausführung, Brandschutzanforderungen).

Metallische Verbindungsmittel können mit ihrer unmittelbaren Umgebung korrodieren. Hierbei sind sowohl die atmosphärischen Umgebungsbedingungen (nach DIN EN ISO 9223) als auch die holzspezifischen Aspekte zu berücksichtigen. Korrosion ist ein natürlicher Prozess, der nicht gestoppt, sondern nur durch geeignete Schutzmaßnahmen verzögert werden kann. Der erforderliche Korrosionsschutz der Verbindungsmittel wird über eine Mindestzinkschichtdicke definiert. Ist diese nicht ausreichend, ist der Einsatz eines geeigneten nichtrostenden Stahls erforderlich. Üblich sind hierbei Edelstähle der Korrosionsbeständigkeitsklassen CRC II (Stahlsorte A2, z.B. Werkstoffnummern 1.4303, 1.4307 und 1.4567) und CRC III (Stahlsorte A2, z.B. Werkstoffnummern 1.4401, 1.4404, 1.4578).

Korrosion

Schutzmaßnahmen

Entscheidende Faktoren der atmosphärischen Korrosion sind das vorherrschende Klima, Verunreinigungen durch Schwefeldioxid und die Salzhaltigkeit der Luft. Besonders korrosive Umgebungsbedingungen liegen u.a. in stark verschmutzten Stadt- und Industriegebieten (Schwefeldioxidgehalt > 30 µg/m³), Küstenbereiche bis 3 km Entfernung von der Küstenlinie (Chloridgehalt > 10 µg/m³) sowie bei Einsatz von Streusalzen bis 10 m Straßennähe vor.

Umgebungsbedingungen
Atmosphäre

Beim Holz entscheidet primär die Holzfeuchte über dessen Korrosivität. Bei einer jährlichen mittleren Holzfeuchte bis 16 % liegt holzartenunabhängig kein erhöhtes Korrosionsrisiko vor. Bei exponierten Lagen, die zu höheren jährlichen mittleren Holzfeuchten führen, muss das Korrosionsrisiko bei Douglasie und gerbstoffreichen Hölzern, wie beispielsweise Eiche, sowie beim Einsatz chemischer Holzschutzmittel berücksichtigt werden.

Holzfeuchte

5.2 Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln

5.2.1 Allgemeines

Zu den metallischen stiftförmigen Verbindungsmitteln im Sinne des EC 5 gehören Stabdübel, Passbolzen, Bolzen, Gewindestangen, Nägel, Schrauben und Klammern. Diese Verbindungsmittel können in Holz-Holz- und in Holz-Holzwerkstoff-Verbindungen eingesetzt werden. Holz-Stahlblech-Verbindungen können unter Anwendung von Nägeln, Stabdübeln, Bolzen und Passbolzen ausgeführt werden. Stiftförmige Verbindungsmittel übertragen Kräfte rechtwinklig (Abscheren) und parallel (Herausziehen bzw. Hineindrücken) zu ihrer Stiftachse.

Auf Herausziehen versagt eine Verbindung, wenn die Belastung in Schaft-richtung den Haftreibungswiderstand des Verbindungsmittels im Holz oder die Zugfestigkeit des Stiftes überschreitet. Zu geringe Kopfdurchmesser führen durch lokales Überschreiten der Querdruckfestigkeit des Holzes zu einem Versagen infolge Kopfdurchziehens. Bei Druckbeanspruchung in Schaftrichtung kann das Verbindungsmittel im Holz ausknicken.

Herausziehen

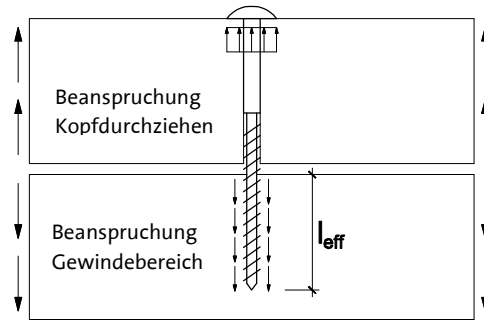


Abbildung 51: Beanspruchung einer Schraube auf Herausziehen

Abscheren

Die Tragfähigkeit beim Abscheren wird einerseits durch die Lochleibungs-
festigkeit des Holzes und andererseits durch die Biegefestigkeit des Verbindungs-
mittels festgelegt.

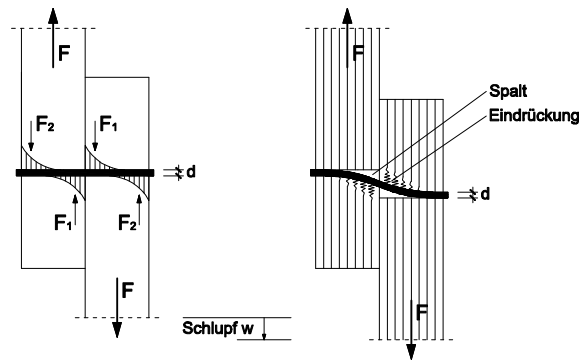
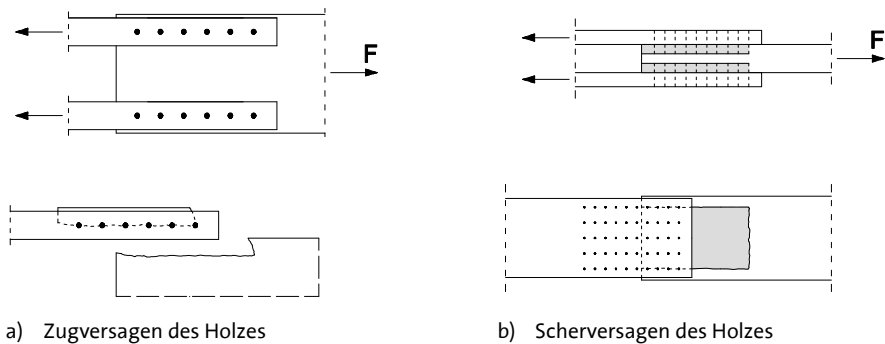


Abbildung 52: Kraftübertragung und Verformungen bei stiftförmigen Verbindungen (Abscheren)

Blockscheren

Bei der Bemessung ist zu beachten, dass die Tragfähigkeit des Anschlusses vorzeitig bereits durch das Erreichen der Festigkeiten des Holzes begrenzt werden kann. Die gesamte Kraft der Verbindung wird über Schub- oder Zugspannungen weitergeleitet, so dass insbesondere bei kompakten Verbindungen (beispielsweise Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen) ein Scherver-sagen oder ein Zugversagen entlang der äußeren Verbindungsmittelreihen auftreten kann. Das Abreißen der kompletten Verbindungsmittelgruppe ist die Folge. Hierbei handelt es sich um einen Sprödbbruch, der als Blockscheren bezeichnet wird.

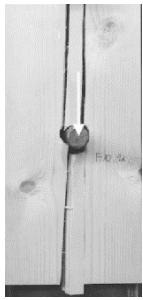
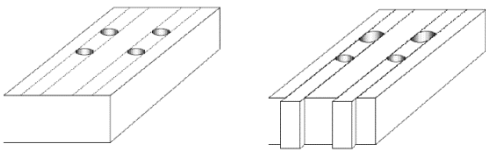

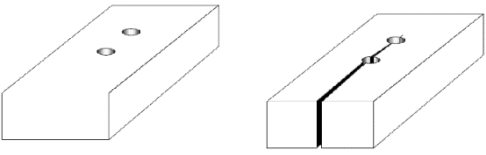
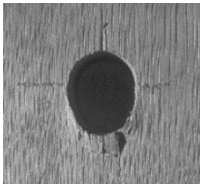
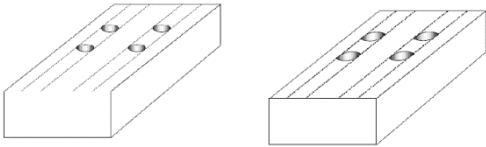

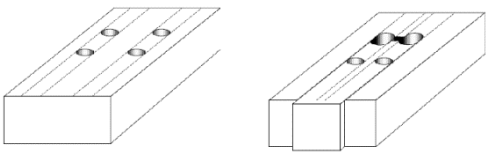

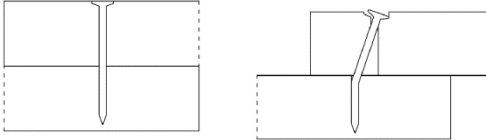


a) Zugversagen des Holzes

b) Scherver-sagen des Holzes

Abbildung 53: Blockscherensversagen

Tabelle 26: Versagensarten bei Verbindungen

		<p>Scherversagen in Reihe zu viele hintereinander liegende Verbindungsmittel; Scherversagen des Holzes</p>
		<p>Spalten zu geringe Abstände der Verbindungsmittel untereinander und zu den Holzrändern; zu geringe Holzdicken (Aufspalten z.B. beim Einschrauben)</p>
		<p>Lochleibung Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit des Holzes</p>
		<p>Blockscheren Zu viele eng aneinander angeordnete Verbindungsmittel, Scher-/ Zugversagen der kompakten Verbindungsmittelgruppe</p>
		<p>Fließgelenk in den Verbindungsmitteln Überschreiten der Biegefestigkeit des Verbindungsmittels</p>

Quelle der Fotos und Abbildungen:
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Karlsruher Institut für Technologie

5.2.2 Stiffförmige Verbindungsmittel

Nägel

Ergänzend zu den Regelungen des EC 5 sind DIN EN 10230-1 sowie DIN EN 14592 zu beachten. DIN EN 10230-1 regelt die Nagelform und Materialien; DIN EN 14592 legt Anforderungen an stiftförmige Verbindungsmittel fest.

DIN EN 10230-1
DIN EN 14592

Nägel werden entsprechend ihrer Schaftausbildung in glattschaftige Nägel und Sondernägel (geraut, angerollt, gerillt) unterteilt. Desweiteren unterscheiden sich die Nägel auch in der Kopfform, z. B. Flach-, Senk- oder Scheibenkopf. Auch die Ausbildung der Nagelspitze ist auf mindestens 0,5-d und maximal 1,5-d reglementiert.

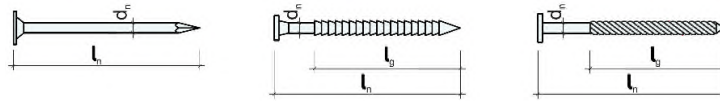


Abbildung 54: Schaftausbildung: glattschaftiger Nagel, Rillen- und Schraubnagel

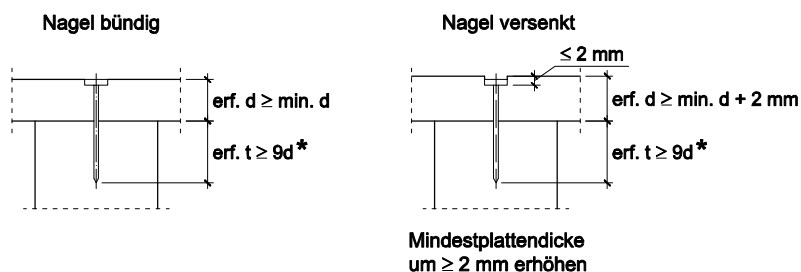
- Mindestzugfestigkeit der Nägel $f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$.
- Nagelverbindungen werden auf Abscheren und unter Berücksichtigung nachstehender Einschränkungen auf Herausziehen belastet:
- Glattschaftige Nägel dürfen nur für kurze Lasteinwirkungsdauern wie beispielsweise Windsogkräfte auf Herausziehen beansprucht werden; in vorgebohrte Löcher eingeschlagene Nägel mit glattem Schaft dürfen auf keinen Fall für diese Beanspruchung eingesetzt werden.
- Sondernägel (Rillen- und Schraubennägel) haben einen profilierten Schaft und damit eine erheblich größere Haftfestigkeit, die sie auch bei langen Lasteinwirkungen nicht verlieren, so dass diese auch bei ständigen Einwirkungen (z.B. zum Halten einer abgehängten Decke) auf Herausziehen beansprucht werden dürfen.
- Tragende Nagelverbindungen müssen aus mindestens zwei Nägeln pro Anschluss bestehen, so dass eine ausreichende Klemmwirkung gewährleistet ist und eine Kraftumlagerung – beispielsweise, wenn ein Nagel in einem Schwindriss sitzt – möglich ist. In Anlehnung an die DIN 1052:1988 wird empfohlen die Regel „mindestens 4 Nagelscherflächen je Verbindung“ beizubehalten. Ausgenommen von dieser Regel sind Befestigungen von Schalung, Trag- und Konterlattung sowie Zwischenanschlüsse von Windrispen, wenn diese Bauteile insgesamt mit mindestens zwei Nägeln befestigt sind.
- Die Nägel sind rechtwinklig zur Holzfaserrichtung oder Plattenebene einzuschlagen; Nägel im Hirnholz dürfen nicht zur Kraftübertragung angesetzt werden.
- Nägel sind bündig zur Oberfläche einzuschlagen; beim Anschließen von Holzwerkstoffplatten an Bauteile aus Holz dürfen Nägel bis 2 mm tief versenkt werden. Die Mindestplattendicke muss dann entsprechend um 2 mm erhöht werden.

mindestens:

2 Nägel pro Anschluss

besser:

4 Nagelscherflächen pro Anschluss



* Verminderte Schertragfähigkeit für $4 \cdot d \leq t < 9 \cdot d$

Abbildung 55: Mindestholzdicke, Mindesteinschlagtiefe und Versenkmaß von Nägeln

Einschlagtiefe

- Erforderliche Einschlagtiefe bei Abscherbeanspruchung $\geq 9 \cdot d$ (Abscheren). Für $4 \cdot d \leq t < 9 \cdot d$ ist die Scherfestigkeit abzumindern. Einschlagtiefen $t < 4 \cdot d$ sind nicht zulässig.
- Erforderliche Einschlagtiefe glattschaftiger Nägel bei Beanspruchung auf Herausziehen $t \geq 12 \cdot d$. Für $8 \cdot d \leq t < 12 \cdot d$ ist die Ausziehfestigkeit abzumindern. Einschlagtiefen $t < 8 \cdot d$ sind nicht zulässig.
- Erforderliche Einschlagtiefe profilierter Nägel bei Beanspruchung auf Herausziehen $t \geq 8 \cdot d$. Für $6 \cdot d \leq t < 8 \cdot d$ ist die Ausziehfestigkeit abzumindern. Einschlagtiefen $t < 6 \cdot d$ sind nicht zulässig.
- Bei der Herstellung von genagelten Verbindungen kann das Vorbohren der Nagellöcher in Abhängigkeit von der Holzart und -dicke erforderlich sein, um ein Aufspalten des Holzes zu vermeiden. Vorbohren der Nagellöcher mit einem Durchmesser von $0,8 \cdot d$ ist bei Hölzern mit Rohdichten größer 500 kg/m^3 sowie bei Nageldurchmessern größer als 6 mm grundsätzlich erforderlich.
- Vorgebohrte Löcher in Stahlteilen: Nageldurchmesser + 1 mm .
- In einer Verbindung aus drei Holzteilen dürfen sich die Nägel im Mittelholz nur übergreifen, wenn der Abstand der Nagelspitze zur gegenüberliegenden Scherfläche mindestens $4 \cdot d$ beträgt, ansonsten müssen die Mindestabstände eingehalten werden.

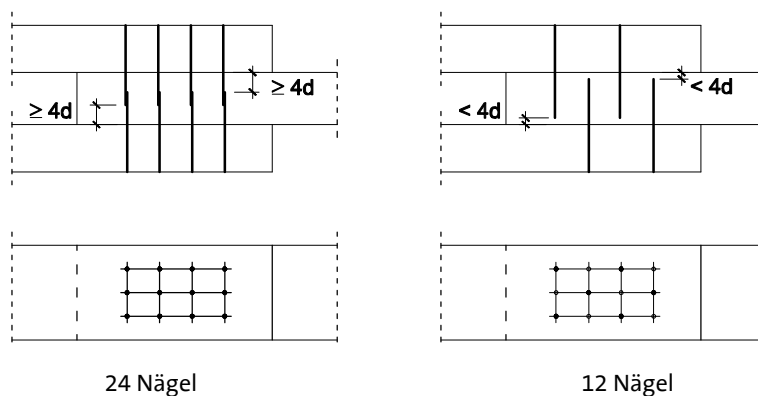


Abbildung 56: Anforderung (Mindestabstände) bei übergreifenden Nägeln

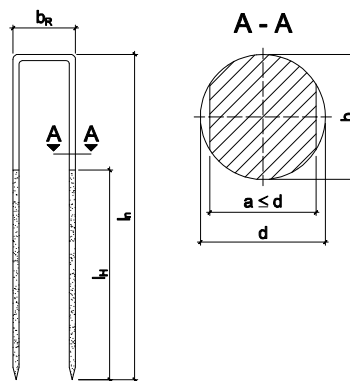
Klammern

Abbildung 57: Klammer

abZ bzw. ETA

- Für Klammern ist ein Eignungsnachweis in Form einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung bzw. europäisch technischen Bewertung erforderlich.

- Mindestzugfestigkeit der Klammern $f_{u,k} = 800 \text{ N/mm}^2$.

- Klammerverbindungen werden auf Abscheren und unter Berücksichtigung nachstehender Einschränkungen auf Herausziehen belastet.

Maximalabstände

- Verwendung vor allem im Holzhausbau zur Herstellung von kraftschlüssigen Verbindungen der Plattenwerkstoffe mit den Wandstielen.

Einschlagtiefe

- Empfohlenen Größtabstände bei Holzwerkstoffen und Nadelholz in Faserrichtung $\leq 80 \cdot d$; Nadelholz rechtwinklig zur Faserrichtung $\leq 40 \cdot d$.

- Einschlagtiefe $t \geq 14 \cdot d$ (Abscheren).

- Klammern können nur mit Hilfe von Klammernägeln eingetrieben werden.

- Der Klammerrücken muss bündig mit der Bauteiloberkante sein und darf maximal um 2 mm versenkt werden, wenn die Mindestdicke der anzuschließenden Holzwerkstoffplatte entsprechend erhöht wird (vgl. Abbildung 55).

- Klammern müssen mit einem Winkel von mindestens 30° zwischen Klammerrücken und Holzfaserrichtung angeordnet werden; andernfalls muss die Tragfähigkeit um 30 % reduziert werden.

- Beharzte Klammern dürfen wie Sondernägeln der Tragfähigkeitsklasse 2 auf Herausziehen beansprucht werden.

- Die Klammern sind rechtwinklig zur Holzfaserrichtung oder Plattenebene einzuschlagen; Klammern im Hirnholz dürfen nicht zur Kraftübertragung angesetzt werden.

Holzschrauben

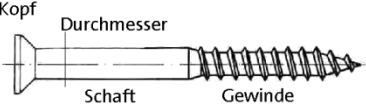
	DIN 97 DIN 7997	Senk-Holzschrauben mit Schlitz Senk-Holzschraube mit Kreuzschlitz
	DIN 96 DIN 7996	Halbrund-Holzschrauben mit Schlitz Halbrund-Holzschraube mit Kreuzschlitz
	DIN 95 DIN 7995	Linsensenk-Holzschrauben mit Schlitz Linsensenk-Holzschraube mit Kreuzschlitz
	DIN 571	Sechskant-Holzschrauben

Abbildung 58: Holzschrauben

Ergänzend zu den Regelungen des EC 5 legt DIN EN 14592 für Schrauben Anforderungen u. a. an den Nenndurchmesser (Gewindeaußendurchmesser), den Gewindeinnendurchmesser sowie die Gewindelänge fest. Alternativ zu den Festlegungen nach DIN EN 14592 dürfen Schrauben mit bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) bzw. Europäischer Technischer Bewertung (ETA) verwendet werden.

Die Tragfähigkeit einer Schraube wird insbesondere durch die Ausführung des Schraubengewindes beeinflusst. Es werden Schrauben mit glattem Schaft und Teil- bzw. Vollgewindeschrauben unterschieden.

- Mindestzugfestigkeit der Schrauben $f_{u,k} = 400 \text{ N/mm}^2$.
- Unterscheidung nach Art des Gewindes und Kopfform (Abbildung 58).
- Holzschrauben eignen sich aufgrund des Gewindes besonders für die Aufnahme großer Ausziehkräfte.
- Tragende Verbindungen müssen aus mindestens zwei Schrauben bestehen. Ausgenommen von dieser Regel sind Befestigungen von Schalung, Trag- und Konterlattung sowie Zwischenanschlüsse von Windrispen.
- Mindesteinschraubtiefe bei Abscherbeanspruchung $t \geq 9 \cdot d$. Für $4 \cdot d \leq t < 9 \cdot d$ ist die Scherfestigkeit abzumindern. Einschraubtiefen $t < 4 \cdot d$ sind nicht zulässig.
- Mindesteinschraubtiefe bei Beanspruchung auf Herausziehen: $t \geq 6 \cdot d$.
- Bei Durchmessern $> 6 \text{ mm}$ ist ein Vorbohren auf die Tiefe des glatten Schaftes mit d und die Länge des Gewindeteils mit $0,7 \cdot d$ erforderlich, um sowohl ein Aufspalten des Holzes als auch ein Abdrehen des Schraubenkopfes zu vermeiden; größere Bohrlochdurchmesser wirken sich nachteilig auf die Tragfähigkeit der Schraube auf Herausziehen aus.

Einschraubtiefe (Abscheren)

Einschraubtiefe (Herausziehen)

 $d > 6 \text{ mm}$: Vorbohren

- Hölzer mit einer charakteristischen Rohdichte über 500 kg/m^3 sind grundsätzlich über die gesamte Schraubenlänge mit $0,6 \cdot d$ bis $0,8 \cdot d$ vorzubohren.
- Schrauben mit $d \leq 6 \text{ mm}$ werden hinsichtlich der Bemessung und Ausführung wie Nägel, Schrauben mit $d > 6 \text{ mm}$ wie Stabdübel/Passbolzen behandelt.

Selbstbohrende Schrauben

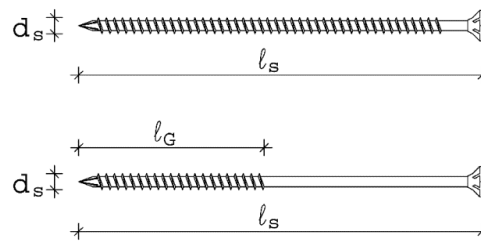


Abbildung 59: selbstbohrende Schrauben mit Voll- und Teilgewinde

abZ bzw. ETA

- Regelung nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung bzw. europäischer technischer Bewertung.

kein Vorbohren

- Ausgestattet mit einem Schneidgewinde oder Bohrspitze, so dass das Vorbohren entfallen kann.
- Es gelten die Mindestabstände für nicht vorgebohrte Löcher.
- Ausbildung mit Voll- oder Teilgewinde; Durchmesser bis 12 mm ; Längen bis 1000 mm .
- Lange selbstbohrende Schrauben werden für die Befestigung von Aufdach-Dämmsystemen verwendet.

Verstärkungsmittel

- Vielfacher Einsatz zur Erhöhung der Querdruck- und Querkrafttragfähigkeit bei Anschlüssen, Durchbrüchen und Ausklinkungen.

Stabdübel

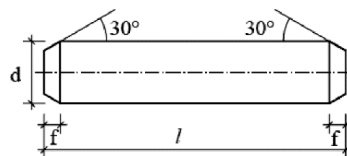


Abbildung 60: Stabdübel

passgenauer Einbau

- nicht profilierte, zylindrische Stahlstifte (mindestens der Stahlgüte S235) mit Durchmessern von 6 bis 30 mm .
- Passgenauer Einbau, d.h. die Stabdübel werden ohne Spiel in vorgebohrte Löcher eingetrieben; Stahlteile werden mit 1 mm Lochspiel vorgebohrt.
- Gewöhnlich schließen die Stabdübel mit dem Bauteil bündig ab; sie können aber aus brandschutztechnischen Gründen kürzer ausgeführt werden, wobei die verbleibende Öffnung mit einem

Holzstopfen verschlossen und das tragende Verbindungsmittel somit nicht direkt dem Brand ausgesetzt wird. Bei der Bemessung darf nur die entsprechend reduzierte Querschnittsbreite des Holzes berücksichtigt werden.

- Verwendung insbesondere bei zwei- oder mehrschnittigen Verbindungen.
- Tragende Stabdübelverbindungen sollten aus mindestens zwei Stabdübeln bestehen und nicht weniger als vier Scherflächen aufweisen. Die Anordnung eines Stabdübels ist zulässig, sofern der charakteristische Wert der Tragfähigkeit der Verbindung nur zu 50 % ausgenutzt wird.
- Eventuell ist ein Dübel oder bei größeren Stabdübelgruppen mehrere mit Kopf und Mutter als Passbolzen auszuführen, um die Hölzer zusammenzuhalten.
- Stabdübel dürfen nicht bei Anschlüssen mit außenliegenden Stahlblechen verwendet werden. Um eine Lockerung der Verbindung zu vermeiden, müssen hier immer Passbolzen eingebaut werden.

mindestens 2 Stabdübel
pro Anschluss und mindestens 4 Scherflächen

Passbolzen

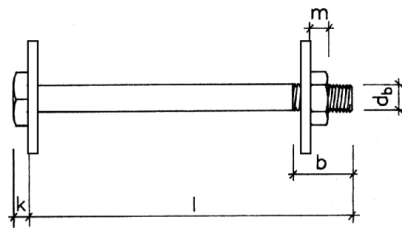


Abbildung 61: Passbolzen mit Kopf, Mutter und Unterlegscheiben

- Zylindrische Stahlstifte (mindestens der Stahlgüte 3.6) mit Durchmessern von 6 bis 30 mm
- Ausführung als Passbolzen mit Kopf und Mutter bzw. beidseitig mit Muttern.
- Passgenauer Einbau, d.h. die Bolzen werden ohne Spiel in vorgebohrte Löcher eingetrieben; Stahlteile werden mit 1 mm Lochspiel vorgebohrt.
- Verwendung insbesondere bei zwei- oder mehrschnittigen Verbindungen.
- Die Muttern sind so anzuziehen, dass die Unterlegscheiben leicht in das Holz eingedrückt werden. Gegebenenfalls ist ein Nachziehen erforderlich, wenn die verbundenen Holzbauteile die Gleichgewichtsfeuchte erreicht haben.
- Tragende Passbolzenverbindungen müssen aus mindestens zwei Passbolzen bestehen und sollten nicht weniger als vier Scherflächen aufweisen. Die Anordnung eines Passbolzens ist zulässig,

passgenauer Einbau

sofern der charakteristische Wert der Tragfähigkeit der Verbindung nur zu 50 % ausgenutzt wird.

Bolzen

- Zylindrische Stahlstäbe mit Durchmessern von 6 bis 30 mm.
- Ausführung wie Passbolzen mit Kopf und Mutter bzw. beidseitig mit Muttern.
- Zwischen Bolzenkopf bzw. Mutter und Holzoberfläche sind Unterlegscheiben mit einem Durchmesser $\geq 3 \cdot d$ und einer Dicke $\geq 0,3 \cdot d$ anzuordnen.
- Die Unterlegscheiben müssen vollständigen Kontakt zu den Oberflächen haben (kein Überlappen der Unterlegscheiben; kein Überstehen am Bauteilrand).
- Die Bolzen sind so anzuziehen, dass die verbundenen Bauteile eng aneinander liegen. Gegebenenfalls ist ein Nachziehen erforderlich, wenn die verbundenen Holzbauteile die Gleichgewichtsfeuchte erreicht haben.
- Einbau mit geringem Lochspiel von maximal 1 mm; dadurch wird die Tragfähigkeit im Vergleich zu Passbolzen reduziert. Für Stahlbleche gilt ein maximales Lochspiel von 2 mm oder $0,1d$
- Anwendung nur in einfachen Dach- und Hallenkonstruktionen, wenn keine Anforderungen an die Steifigkeit und Formbeständigkeit bestehen sowie in demontierbaren Konstruktionen, Fliegende Bauten, Gerüsten u. ä.

Einbau mit Lochspiel

5.2.3 Konstruktive Hinweise

Verbindungsmittel können ihre volle Tragfähigkeit nur erreichen, wenn ausreichende Abstände zu den Holzrändern sowie zwischen den Verbindungsmitteln eingehalten werden. Andernfalls versagt das Holz durch Aufspalten.

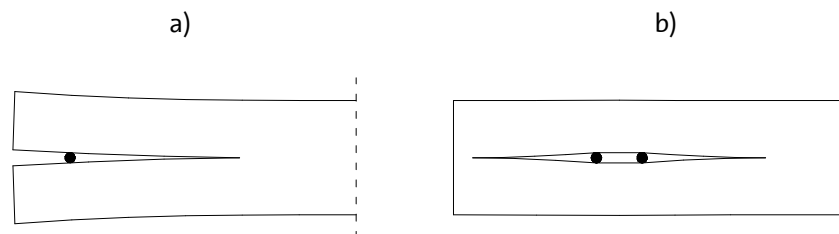


Abbildung 62: Aufspalten verursacht durch
a) zu geringen Abstand zum Hirnholz
b) zu geringen Abstand der Verbindungsmittel untereinander

Mindestabstände einhalten!

In EC 5 werden für jeden Verbindungsmitteltyp entsprechende Angaben von Mindestabständen aufgeführt (siehe Abbildung 64). Die erforderlichen Abstände werden von der Lastangriffsrichtung und der Lage der Verbindungsmittel zu den Bauteilrändern bestimmt. Wenn die durch das

Verbindungsmittel zu übertragende Kraft eine Komponente in Richtung des Holzrandes aufweist, spricht man von einem beanspruchten Rand ($a_{3,t}$ bzw. $a_{4,t}$). Andernfalls wird der Endabstand als unbeanspruchter ($a_{3,c}$ bzw. $a_{4,c}$) angesehen. Beanspruchte Endabstände sind aufgrund der erhöhten Spaltgefahr immer größer als unbeanspruchte.

Stiftförmige Verbindungsmittel müssen entsprechend EC 5-NA nicht mehr um die früher üblichen $d/2$ gegenüber der Risslinie versetzt angeordnet werden. Nägel können jedoch um den Abstand d versetzt angeordnet werden, um eine Tragfähigkeit infolge der wirksamen Verbindungsmittelanzahl nicht abmindern zu müssen.

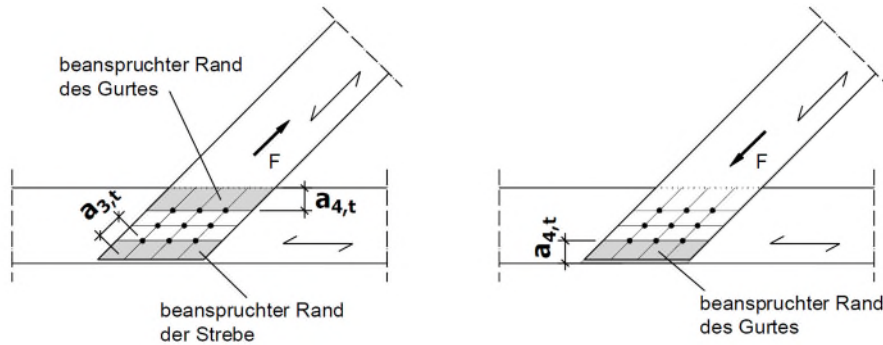


Abbildung 63: Beanspruchter Rand Untergurt/Strebe

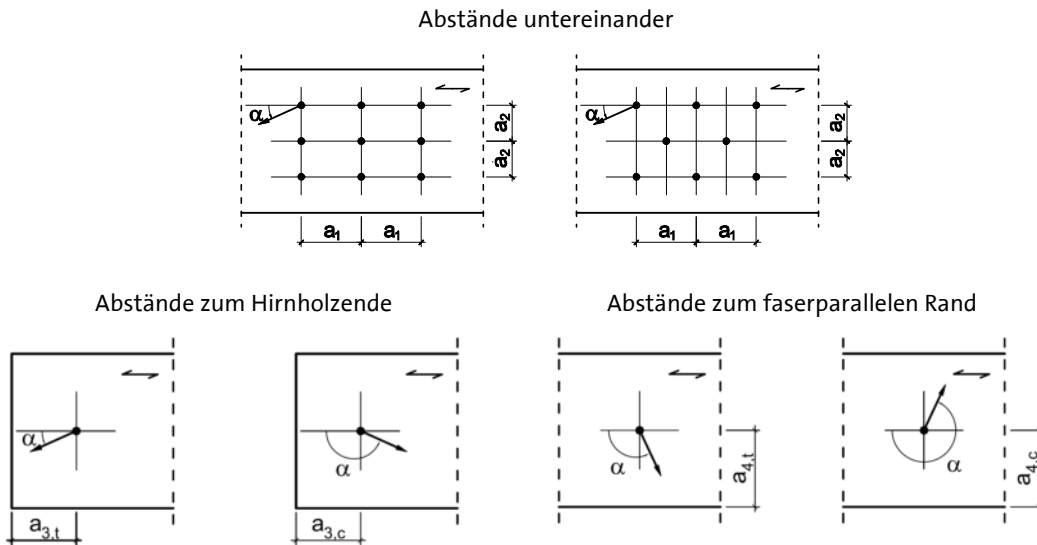


Abbildung 64: Definition der Verbindungsmittelabstände

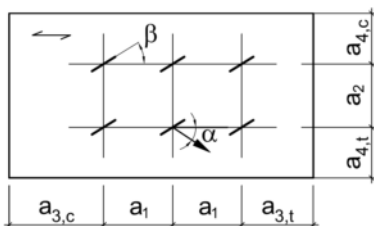


Abbildung 65: Definition der Abstände bei Klammerverbindungen

Tabelle 27: Mindestabstände nach DIN EN 1995

		Nägelschrauben ($\varnothing \leq 6 \text{ mm}$)		Bolzen Gewindestangen	Stabdübel Passbolzen Schrauben ($\varnothing \geq 6 \text{ mm}$)	Klammern
		nicht vorgebohrt $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	vorgebohrt			
a₁		$d < 5 \text{ mm};$ $(5+5 \cdot \cos\alpha) \cdot d$	$(4+\cos\alpha) \cdot d$	$(4+\cos\alpha) \cdot d$	$(3+2 \cdot \cos\alpha) \cdot d$	$\beta \geq 30^\circ$ $(10+5 \cdot \cos\alpha) \cdot d$ $\beta < 30^\circ$ $(15+5 \cdot \cos\alpha) \cdot d$
		$d \geq 5 \text{ mm};$ $(5+7 \cdot \cos\alpha) \cdot d$				
a₂		$5 \cdot d$	$(3+\sin\alpha) \cdot d$	$4 \cdot d$	$3 \cdot d$	$15 \cdot d$
a_{3,t}		$(10+5 \cdot \cos\alpha) \cdot d$	$(7+5 \cdot \cos\alpha) \cdot d$	$-90^\circ \leq \alpha < 90^\circ:$ $7 \cdot d$ mind. 80 mm	$90^\circ \leq \alpha < 90^\circ:$ $7 \cdot d$ mind. 80 mm	$(15+5 \cdot \cos\alpha) \cdot d$
a_{3,c}		$10 \cdot d$	$7 \cdot d$	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ:$ $(1+6 \cdot \sin\alpha) \cdot d$	$90^\circ \leq \alpha < 150:$ $(a_{3,t} \cdot \sin\alpha)$ mind. 3-d	$15 \cdot d$
				$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ:$ $4 \cdot d$	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ:$ $3 \cdot d$	
				$210^\circ \leq \alpha < 270^\circ:$ $(1+6 \cdot \sin\alpha) \cdot d$	$210^\circ \leq \alpha < 270:$ $(a_{3,t} \cdot \sin\alpha)$ mind. 3-d	
a_{4,t}		$d < 5 \text{ mm};$ $(5+2 \cdot \sin\alpha) \cdot d$	$d < 5 \text{ mm};$ $(3+2 \cdot \sin\alpha) \cdot d$	$(2+2 \cdot \sin\alpha) \cdot d$ mind. 3-d	$(2+2 \cdot \sin\alpha) \cdot d$ mind. 3-d	$(15+5 \cdot \sin\alpha) \cdot d$
		$d \geq 5 \text{ mm};$ $(5+5 \cdot \sin\alpha) \cdot d$	$d \geq 5 \text{ mm};$ $(3+4 \cdot \sin\alpha) \cdot d$			
a_{4,c}		$5 \cdot d$	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$	$10 \cdot d$

α : Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung
 β : Winkel zwischen Klammerrücken und Faserrichtung

Bei Nägeln, Klammern und Schrauben sind Mindesteinschlag-/ Mindesteinschraubtiefen einzuhalten. Nur so kann die volle Tragfähigkeit bei Abscherbeanspruchung gewährleistet werden, ohne dass ein vorzeitiges Herausziehen der Verbindungsmittelspitze aus dem Bauteil erfolgt.

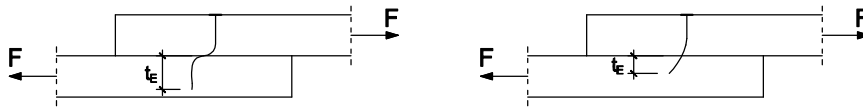


Abbildung 66: Einfluss der Einbindetiefe auf die Tragfähigkeit von Nägeln, Klammern und Schrauben bei Abscherbeanspruchung
 links: wirksame Scherfuge durch ausreichende Einschlag- / Einschraubtiefe
 rechts: Herausziehen der Verbindungsmittelspitze durch zu geringe Einschlag / Einschraubtiefe

Je nach Beanspruchungsart, Art des Holzes bzw. Holzwerkstoffes und des Verbindungsmittels ist zur Sicherstellung der Funktionsfähigkeit der Verbindung eine Mindestdicke der anzuschließenden Bauteile erforderlich. Nur so kann ein Aufspalten des Materials bzw. ein Durchziehen des Verbindungsmittels durch das Material ausgeschlossen werden. Unterschreitung der angegebenen Mindestholzdicken und -einschlagtiefen sind bei gleichzeitiger Reduzierung der Tragfähigkeit in einzelnen Fällen möglich.

Mindestholzdicke

Mindesteinschlagtiefe

Anmerkung zur Spaltgefahr bei nicht vorgebohrten Nägeln:

Bei gleichzeitiger Ausnutzung der Mindestabstände und der Mindestholzdicke besteht beim Einschlagen von Nägeln in Nadelholz die Gefahr des Aufspaltens. Daher ist bei nicht vorgebohrten Nagelverbindungen eine zusätzliche definierte Mindestholzdicke einzuhalten. Dabei gilt beispielsweise für Nadelholz C24 und Nägel bis 6 mm eine Mindestdicke von $14 \cdot d$; aufgrund der geringeren Spaltgefahr für Bauteile aus Kiefernholz $7 \cdot d$. Eine Mindestdicke von $7 \cdot d$ gilt auch für Bauteile aus anderen Nadelhölzern, sofern die Randabstände rechtwinklig zur Faser ($a_{4,c}$) mindestens $10 \cdot d$ für $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$ und mindestens $14 \cdot d$ für $420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k < 500 \text{ kg/m}^3$ betragen.

Spaltgefahr

Für Schalungen, Trag- und Konterlatten sowie die die Zwischenanschlüsse von Windrispen und von Querriegeln auf Rahmenhölzern, die insgesamt mit mindestens zwei Nägeln angeschlossen sind, gilt ebenfalls für alle Holzarten eine Mindestholzdicke von $7 \cdot d$.

Wirksame Verbindungsmittelanzahl

In Stößen und Anschlüssen mit mehreren in Krafrichtung hintereinander liegenden Verbindungsmitteln nimmt die Gefahr des Aufspaltens des Holzes zu. Außerdem wird die Kraft ungleichmäßig über die Verbindungsmittel eingeleitet. Die Beanspruchung der einzelnen Verbindungsmittel nimmt mit zunehmendem Abstand von der Lasteinleitungsstelle deutlich ab, so dass die Gesamttragfähigkeit nicht als Summe der Einzeltragfähigkeiten aller Verbindungsmittel berechnet werden darf.

hintereinanderliegende Verbindungsmittel

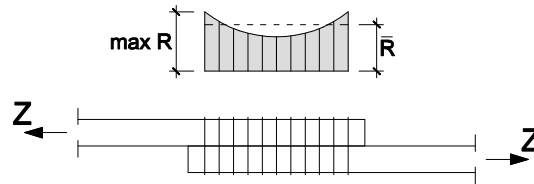


Abbildung 67: Spannungsverteilung über die Verbindungsmittel

Die Anzahl der Verbindungsmittel wird rechnerisch auf eine effektive Anzahl n_{ef} reduziert, über die näherungsweise eine konstante Lastverteilung angesetzt werden darf.

Bei der Ermittlung dieser wirksamen Anzahl wird der Verbindungsmittelabstand untereinander in Faserrichtung berücksichtigt. Je größer a_1 ist, umso größer wird n_{ef} . Bei Klammern sowie um mindestens d versetzt angeordneten Nägeln und Schrauben mit einem Durchmesser ≤ 6 mm ist keine Abminderung erforderlich.

Abbildung 68 zeigt n_{ef} für Holz-Holz-Verbindungen mit Nägeln und Schrauben ($d \leq 6$ mm); Abbildung 69 n_{ef} für Stabdübel, Passbolzen, Bolzen und Schrauben ($d > 6$ mm).

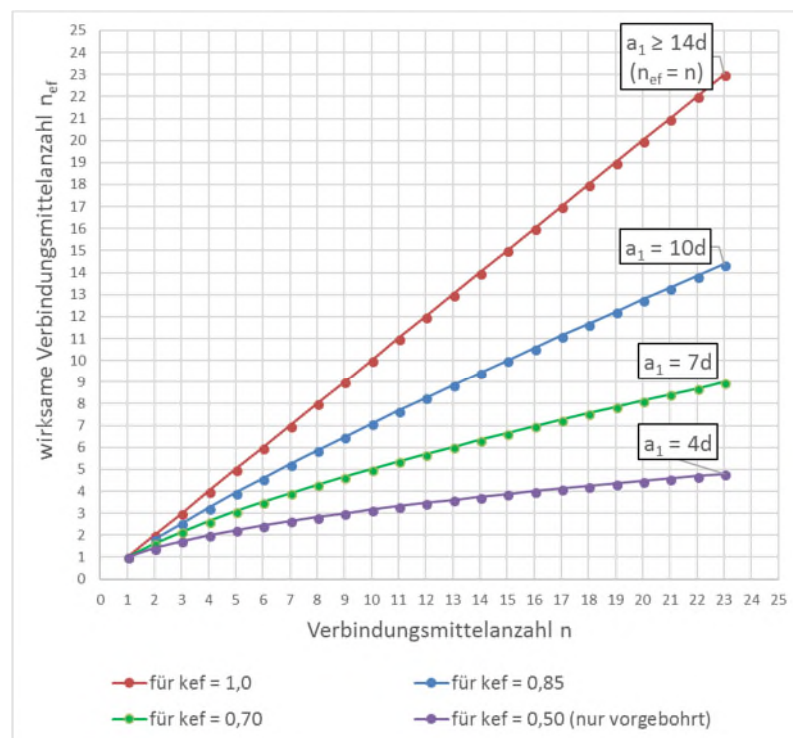


Abbildung 68: n_{ef} für Holz-Holz-Verbindungen mit nicht versetzt angeordneten Nägeln und Schrauben ($d \leq 6$ mm)

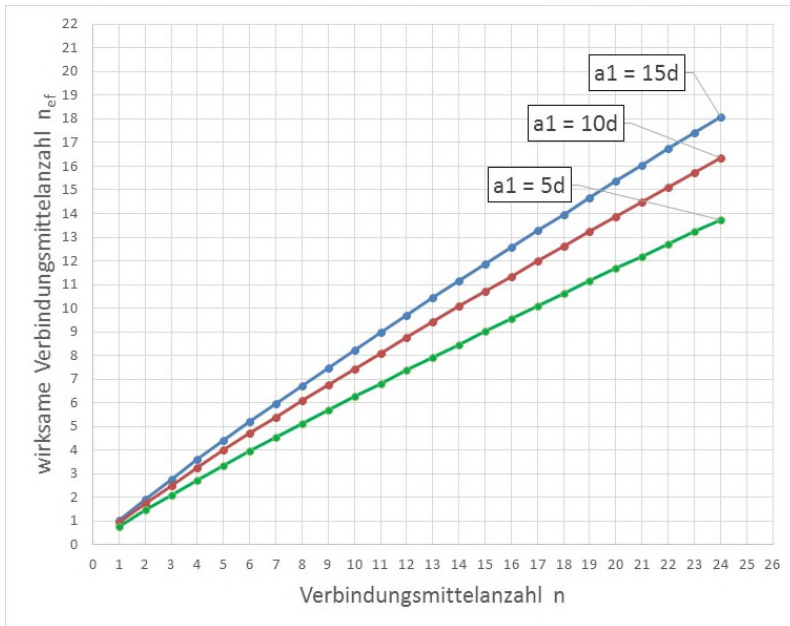


Abbildung 69: n_{ef} für Stabdübel, Passbolzen, Bolzen und Schrauben ($d > 6$ mm)

Wird das Aufspalten des Holzes quer zur Faser durch geeignete Maßnahmen wie beispielsweise seitlich eingedrehter Schrauben verhindert, darf auf eine Abminderung verzichtet werden. Die auf Herausziehen beanspruchten Schrauben sind nachzuweisen.

verstärkte Verbindung

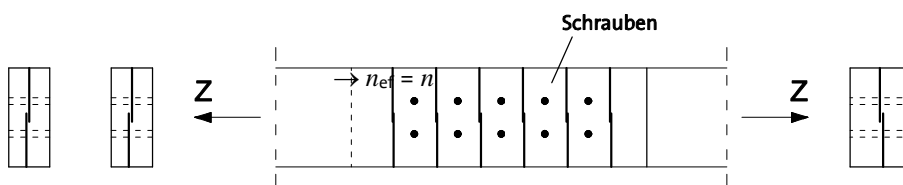


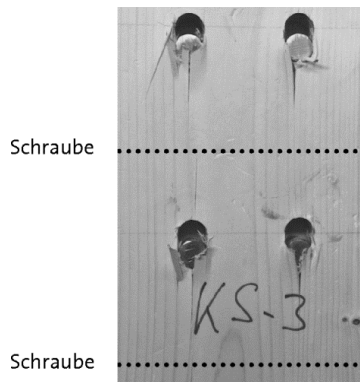
Abbildung 70: mit Schrauben verstärkte Stabdübelverbindung eines Zugstoßes

Unverstärkte Stabdübelverbindung



→ Versagen infolge Spalten

Verstärkte Stabdübelverbindung



→ Lochleibungsversagen

Quelle:

Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Karlsruher Institut für Technologie

Abbildung 71: Stopp des Risswachstums durch Verstärkung der Stabdübelverbindung mit Schrauben

Querzug Bei ungünstiger Anordnung der Verbindungsmittel können sowohl planmäßige als auch klimabedingte Querzugbeanspruchungen auftreten, die zu einem vorzeitigen Versagen der Verbindung führen. Diese Beanspruchungen müssen bereits im Vorfeld erkannt und durch entsprechende konstruktive Maßnahmen vermieden bzw. reduziert werden. → Abschnitt 4.7.

Hirnholzverbindungen Tragende Hirnholzverbindungen mit stiftförmigen Verbindungen sind nicht zulässig bzw. dürfen nur mit einer entsprechenden bauaufsichtlichen Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall erfolgen.

5.2.4 Tragfähigkeit bei Beanspruchungen rechtwinklig zur Stiftachse (Abscheren)

Abscheren Den Bemessungsgleichungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel rechtwinklig zur Stiftachse liegt die Annahme eines ideal-plastischen Materialverhaltens des Verbindungsmittels und des Holzes zugrunde. Um sowohl duktilen Verhalten des Holzes und Stahls zu erreichen, sind bei der Planung des Anschlusses folgende Punkte zu beachten:

Konstruktionsregeln

- Einsatz schlanker Verbindungsmittel (Verhältnis Holzdicke / Stiftdurchmesser > 6).
- Einsatz von Verbindungsmitteln aus Stahl geringer Festigkeitsklassen (eine Erhöhung der Festigkeit führt zu keiner signifikanten Traglaststeigerung).
- Vermeiden von vielen hintereinander liegenden Verbindungsmitteln in Kraft-Faser-Richtung
- Anordnung außen oder innen liegender Verstärkungsmaßnahmen im Anschlussbereich des Holzes rechtwinklig zur Faser.

Als Verstärkung sind beispielsweise aufgeklebte Holzwerkstoffplatten oder selbstbohrende Vollgewindeschrauben geeignet. Diese werden sowohl rechtwinklig zur Faser als auch zu den Verbindungsmitteln am Hirnholze und zwischen den Verbindungsmittelreihen eingedreht (Abbildung 70). Abbildung 72 zeigt auf Abscheren beanspruchte Verbindungen. Dabei werden je nach Anzahl der Scherfugen pro Stift einschnittige, zwei- und mehrschnittige Verbindungen unterschieden.

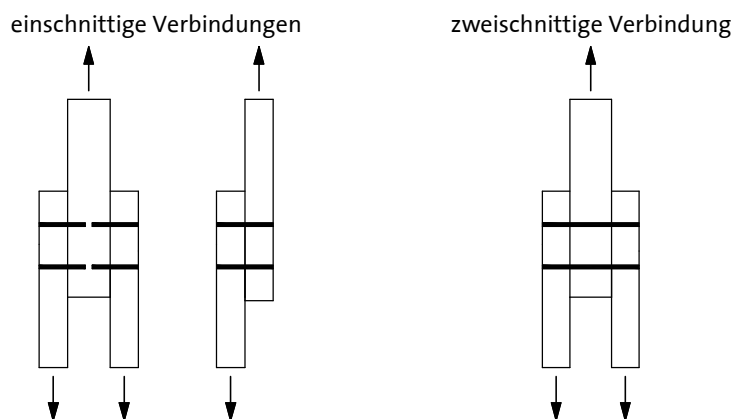


Abbildung 72: auf Abscheren beanspruchte Verbindungen

Bei der Bemessung wird unterschieden zwischen Verbindungen von Bauteilen aus Holz und Holzwerkstoffen sowie Stahlblech-Holz-Verbindungen. Die Tragfähigkeit wird durch die Lochleibungsfestigkeit des Holzes bzw. Holzwerkstoffes, die Biegefestigkeit des Verbindungsmittels sowie die Dicke der zu verbindenden Bauteile und den Durchmesser des Verbindungsmittels festgelegt. Bei Stahlblech-Holz-Verbindungen wird die Tragfähigkeit zusätzlich von der Dicke und Anordnung (innen/außen liegend) der Stahlbleche beeinflusst.

Die Lochleibungsfestigkeit $f_{h,k}$ des Holzes bzw. des Holzwerkstoffes beschreibt die größte erreichte Last F in einem Lochleibungsversuch bezogen auf die projizierte Fläche des Stiftes im Prüfkörper. Bei Belastung werden die Verbindungsmittel an die Lochwandung der Hölzer gepresst, so dass sich hier ein sogenannter Lochleibungsdruck aufbaut. Als Grenzkriterium zur Festlegung der Festigkeit wird hierbei neben dem Versagen des Prüfkörpers die Eindrückung des Stiftes in den Prüfkörper = 5 mm definiert.

Lochleibungsfestigkeit des Holzes

Die Lochleibungsfestigkeit hängt neben der Rohdichte des Holzes und dem Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung ebenfalls vom Stiftdurchmesser ab.

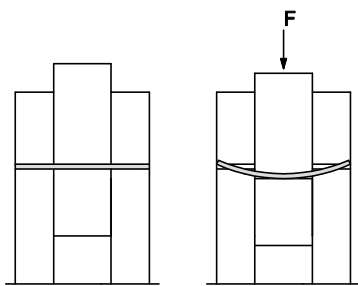


Abbildung 73: Lochleibungsversuch

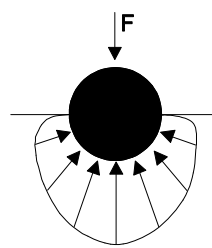
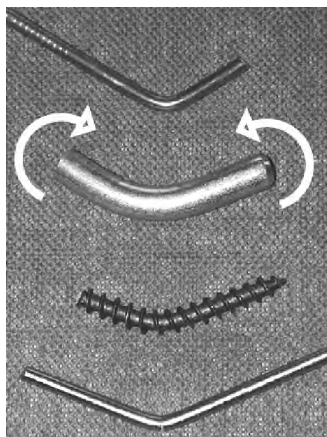


Abbildung 74: Verteilung der Spannungen in einem Lochleibungsversuch

Das Fließmoment $M_{y,R,k}$ ist als jenes Moment definiert, bei dem plastische Verformungen im Verbindungsmittelquerschnitt auftreten und sich ein Fließgelenk einstellt.

Fließmoment des Verbindungsmittels



Quelle:
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und
Baukonstruktionen,
Karlsruher Institut für Technologie

Abbildung 75: Fließmoment $M_{y,k}$

Versagensfälle

Tabelle 28 zeigt die möglichen Versagensmechanismen einer einschnittigen Holz-Holz-Verbindung. Die Versagensfälle bei einer zweischnittigen Verbindung stellen sich nach Tabelle 289 ein.

Tabelle 28: mögliche Versagensmechanismen für einschnittige Holz-Holz-Verbindungen

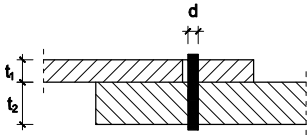
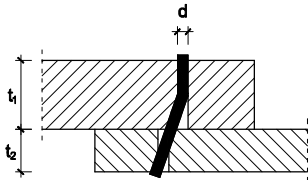
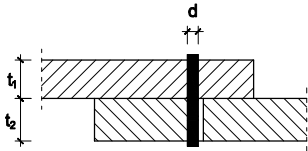
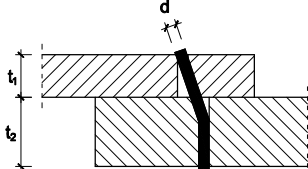
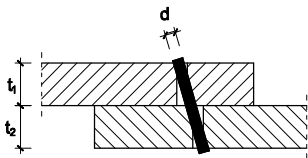
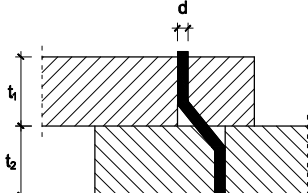
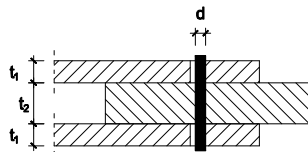
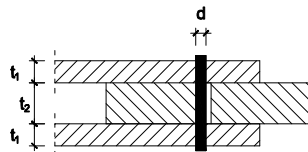
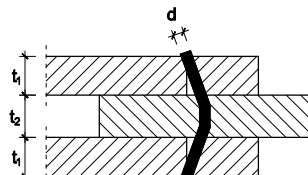
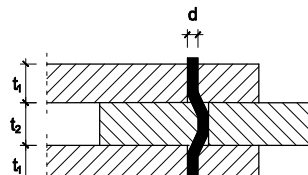
<p>Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 1</p> 	<p>Überschreiten der Biegefestigkeit des VM sowie Ausbildung eines Fließgelenkes in Bauteil 1</p> 
<p>Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 2</p> 	<p>Überschreiten der Biegefestigkeit des VM sowie Ausbildung eines Fließgelenkes in Bauteil 2</p> 
<p>Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 1 und Bauteil 2</p> 	<p>Überschreiten der Biegefestigkeit des VM sowie Ausbildung eines Fließgelenkes in Bauteil 1 und Bauteil 2</p> 

Tabelle 29: mögliche Versagensmechanismen für zweischnittige Holz-Holz-Verbindungen

<p>Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit in den Seitenhölzern</p> 	<p>Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit im Mittelholz</p> 
<p>Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit in den Seitenhölzern sowie Ausbildung eines Fließgelenkes je Scherfuge</p> 	<p>Überschreiten der Biegefestigkeit des VM sowie Ausbildung von zwei Fließgelenken je Scherfuge</p> 

Die Grundgleichungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln gehen auf den Dänen *K.W. Johansen* zurück. Mit diesem sogenannten genaueren Verfahren können gemäß EC 5-NA, Abschnitt 8.2 + NCI zu 8.2 alle Versagensfälle von ein- und mehrschichtigen Verbindungen nachgewiesen werden. In Abbildung 76 wird die Tragfähigkeit $F_{v,RK}$ eines auf Abscheren beanspruchten stiftförmigen Verbindungsmittels in Abhängigkeit von der Holzdicke t dargestellt. Die Kurve zeigt den Verlauf nach *Johansen* für die drei unterschiedlichen Versagensfälle:

- I reines Lochleibungsversagen
- II ein Fließgelenk pro Scherfuge
- III zwei Fließgelenke je Scherfuge

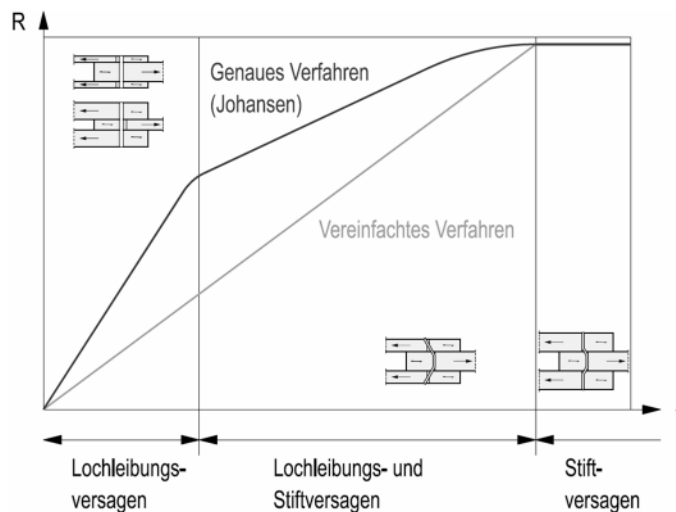


Abbildung 76: Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten nach dem vereinfachten und genauen Verfahren nach EC 5-NA unter Angabe des Versagensmechanismus nach Tabelle 25 und Tabelle 26

Für den praktischen Gebrauch ist in EC5-NA, Abschnitt 8.2 + NCI zu 8.1 ein vereinfachtes Verfahren angegeben, bei dem nur ein Versagensfall untersucht wird. Unter Voraussetzung ausreichender Holzbauteildicken, tritt das Versagen der Verbindung infolge Fließgelenkausbildung des Stahlstiftes ein. Allerdings setzt die Verwendung dieses vereinfachten Verfahrens Mindestholzdicken für die Mittel- und Seitenhölzer voraus, um ein vorzeitiges Lochleibungsversagen des Holzes auszuschließen. In diesem Fall führen die *Johansen*-Gleichungen und die Vereinfachung nach EC 5-NA zu denselben Ergebnissen. Wird die erforderliche Mindestholzdicke unterschritten, muss die Tragfähigkeit linear im Verhältnis Holzdicke/ Mindestholzdicke abgemindert werden (s. gestrichelte Gerade in Abbildung 76).

Die Gegenüberstellung des genaueren und des vereinfachten Nachweisverfahrens zeigt, dass der vereinfachte Nachweis durch die lineare Tragfähigkeitsabminderung in den Bereichen I und II im Vergleich zum genaueren Nachweis deutlich schlechtere Ergebnisse liefert. Im Hinblick auf eine wirtschaftliche Bemessung sowie die Ausführung eines duktilen Anschlusses ist der Versagensfall III anzustreben.

genaues Verfahren

„Johansen-Gleichungen“

vereinfachtes Verfahren

Für diesen Fall sind in Tabelle 30 bzw. Tabelle 31 die charakteristischen Tragfähigkeiten bei Beanspruchung auf Abscheren von Nägeln bzw. Stabdübeln in Holz-Holz-Verbindungen zusammengestellt.

Einhängeeffekt

Während glattschaftige Verbindungsmittel ohne Kopf im Versagenszustand in das Bauteil hineingezogen werden, wird dies bei Bolzen, Passbolzen, Schrauben und Sondernägeln verhindert. Infolge dieses sogenannten „Einhängeeffektes“ wird daher bei axial zugfest angeschlossenen Verbindungsmitteln die Tragfähigkeit auf Abscheren erheblich gesteigert. In Abhängigkeit vom Verbindungsmittel und dessen Anordnungen sind Erhöhungen um 15 % fast immer gegeben (bei Bolzen und Passbolzen um 25 %). Da Schrauben unter den stiftförmigen Verbindungsmitteln den größten Auszieh Widerstand aufweisen, ist die Traglaststeigerung hier mit bis zu 100 % besonders ausgeprägt.

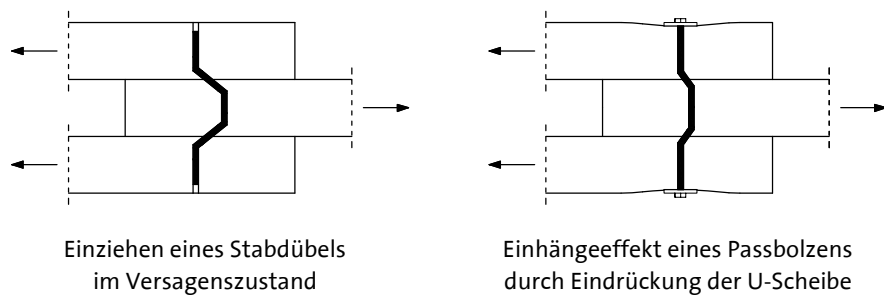


Abbildung 77: Erhöhung der Tragfähigkeit durch Einhängeeffekt

Tabelle 30: charakteristische Tragfähigkeiten $F_{v,Rk}$ von Nägeln in Holz-Holz-Verbindungen aus Nadelholz je Scherfuge und Nagel bei Beanspruchung auf Abscheren [Vereinfachter Nachweis]

Nadelvollholz C24 ²⁾ Stahlzugfestigkeit $f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$ Rohdichte $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ ²⁾			nicht vorgebohrt		vorgebohrt	
Nenn Durchmesser $d \times l$ (Länge)	Mindest- einschlag- tiefe ³⁾	Mindestholz- dicke ⁴⁾	Mindestholzdicke Spaltge- fahr ⁵⁾		Charakteristische Tragfähigkeit ¹¹⁾	Charakteristische Tragfähigkeit ¹¹⁾
			$a_4 < 10 \cdot d$	$a_4 \geq 10 \cdot d$ oder Kiefern- holz		
	t_{req}	t_{req}	t_{req}	t_{req}	$F_{v,Rk}$	$F_{v,Rk}$
in mm	in mm	in mm	in mm	in mm	in N	in N
glattschaftige Nägel mit rundem Querschnitt nach DIN EN 10230-1:2000-02 ¹⁾						
2,0 × 30/40/45	18	22 ⁶⁾	28	22 ⁶⁾	320	350
2,2 × 30/40/50	20	22 ⁶⁾	31	22 ⁶⁾	375	415
2,4 × 30/40/50	22	22 ⁶⁾	34	22 ⁶⁾	430	485
2,7 × 40/50/60	24	24	38	22 ⁶⁾	525	600
3,0 × 50/60/70/80	27	27	42	22 ⁶⁾	625	725
3,4 × 60/70/80/90	31	31	48	24	765	905
3,8 × 70/80/90/100	34	34	53	27	920	1100
4,2 × 90/100/110	38	38	59	29	1090	1320
4,6 × 90/100/120	41	41	64	32	1260	1550
5,0 × 100/120/140	45	45	70	35	1450	1800
5,5 × 140	50	50	77	39	1690	2130
6,0 × 150/160/180	54	54	84	42	1950	2480
7,0 × 200	63	63	... ⁷⁾	... ⁷⁾	... ⁷⁾	3250
8,0 × 280	72	72	... ⁷⁾	... ⁷⁾	... ⁷⁾	4120
¹⁾ Nägel mit rundem Flachkopf oder flachem Senkkopf mit oder ohne Einsenkungen; für alle Winkel α zwischen Kraft zur Faserrichtung des Holzes ²⁾ für andere Festigkeitsklassen (Rohdichten $\rho_k > 350 \text{ kg/m}^3$) gilt: $F_{v,Rk}$ multiplizieren mit $\sqrt{\rho_k/350}$ ³⁾ Bei Scherfugen mit Einschlagtiefen im Bereich von $4 \cdot d \leq t < 9 \cdot d$ ist $F_{v,Rk}$ im Verhältnis t/t_{req} abzumindern; Scherfugen mit Einschlagtiefen $< 4 \cdot d$ dürfen nicht in Rechnung gestellt werden ⁴⁾ Bei Holzdicken $t < t_{req}$ ist $F_{v,Rk}$ im Verhältnis t/t_{req} abzumindern ⁵⁾ Bei nicht vorgebohrten Nägeln ist die geforderte Mindestholzdicke aufgrund der größeren Spaltgefahr des Holzes unbedingt einzuhalten. Wenn dies nicht umsetzbar ist, muss vorgebohrt werden. ⁶⁾ Empfohlene Mindestdicke [ehemals geregelt in DIN EN 336:2003] ⁷⁾ Das Holz sollte bei Nageldurchmessern $> 6 \text{ mm}$ immer vorgebohrt werden						
Bemessungswert: $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \cdot k_{mod} / \gamma_M$; (mit $\gamma_{M,Stahl} = 1,1$)						

Tabelle 31: charakteristische Tragfähigkeiten $F_{V,Rk}$ von Stabdübeln in Holz-Holz-Verbindungen aus Nadelholz je Scherfuge und Verbindungsmittel bei Beanspruchung auf Abscheren [Vereinfachter Nachweis]

Nadelvollholz C24 ¹⁾ Rohdichte $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ Stabdübel S 235 ¹⁾ Stahlfestigkeit $f_{u,k} = 360 \text{ N/mm}^2$								
einschnittige Verbindung 				zweischnittige Verbindung 				
α Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung des Seitenholzes 1								
Winkel α	Mindestholzdicke ²⁾			charakteristische Tragfähigkeit $F_{V,Rk}$	Mindestholzdicke ²⁾			charakteristische Tragfähigkeit $F_{V,Rk}$
	$t_{1,req}$ Seitenholz 1	$t_{2,req}$ Seitenholz 2	$t_{2,req}$ Mittelholz		$t_{1,req}$ Seitenholz 1	$t_{2,req}$ Seitenholz 2	$t_{2,req}$ Mittelholz	
	in mm	in mm	in mm	in N	in mm	in mm	in mm	in N
	d = 6 mm				d = 8 mm			
alle α	33 ³⁾	33 ³⁾	27 ³⁾	1920	42 ³⁾	42 ³⁾	35 ³⁾	3190
	d = 10 mm				d = 12 mm			
0°	51	51	42 ³⁾	4713	59	59	49 ³⁾	6470
15°	52	50	42 ³⁾	4674	61	59	49 ³⁾	6414
30°	54	50	41 ³⁾	4572	64	58	48 ³⁾	6266
45°	58	49 ³⁾	40 ³⁾	4443	68	58	46 ³⁾	6080
60°	61	49 ³⁾	39 ³⁾	4325	72	57	45 ³⁾	5910
75°	64	49 ³⁾	38 ³⁾	4244	75	57	44 ³⁾	5794
90°	64	48 ³⁾	38 ³⁾	4215	76	57	44 ³⁾	5753
	d = 16 mm				d = 20 mm			
0°	76	76	63	10610	94	94	78	15473
15°	78	76	63	10507	96	93	77	15307
30°	83	75	61	10239	102	92	75	14880
45°	89	74	59	9905	111	91	72	14351
60°	95	73	57	9601	119	90	69	13874
75°	99	73	56	9396	124	89	68	13554
90°	101	73	56	9324	126	88	67	13442
	d = 24 mm				d = 30 mm			
0°	111	111	92	20939	138	138	115	30029
15°	114	111	91	20694	143	138	113	29634
30°	123	109	88	20067	154	136	109	28631
45°	133	107	85	19296	169	133	105	27412
60°	143	106	82	18608	183	131	101	26337
75°	150	105	80	18148	192	130	98	25625
90°	153	105	79	17989	196	129	97	25379

¹⁾ für andere Holzfestigkeitsklassen (Rohdichten $\rho_k > 350 \text{ kg/m}^3$) und anderen Stahlsorten (Stahlfestigkeiten $f_{u,k} > 360 \text{ N/mm}^2$):
 $F_{V,Rk}$ multiplizieren mit $\sqrt{\frac{f_{u,k} \cdot \rho_k}{360 \cdot 350}}$ t_{req} multiplizieren mit $\sqrt{\frac{f_{u,k} \cdot 350}{360 \cdot \rho_k}}$

²⁾ Bei Holzdicken $t < t_{req}$ ist $F_{V,Rk}$ im Verhältnis t/t_{req} abzumindern

³⁾ für Brett-schichtholz sind die Mindestdicken $t_{req} = 50 \text{ mm}$

5.2.5 Tragfähigkeit bei Beanspruchungen in Richtung der Stiftachse

Die Tragfähigkeit bei Beanspruchung in Richtung der Stiftachse hängt von der Länge, dem Durchmesser, der Oberflächenbeschaffenheit und dem Kopfdurchmesser des Verbindungsmittels ab. Die Kraftübertragung bei Beanspruchungen auf Herausziehen und Hineindrücken kann nur über Reibung entlang der Einbindelänge erfolgen. Damit sind für diese Beanspruchungsrichtung ausschließlich profilierte Verbindungsmittel wie beispielsweise Rillennägeln oder Schrauben geeignet, die eine ausreichende Verzahnung mit dem Holz gewährleisten. Bei glattschaftigen Verbindungsmitteln wie Nägeln oder Stabdübeln ist kein ausreichendes Haftungsvermögen unter Dauerlast zu gewährleisten.

Mit der Profilierung steigt auch die Verankerungsfähigkeit und damit der Auszieh Widerstand pro Längeneinheit des Verbindungsmittels an. In Abhängigkeit von der Kopfform kann lokal die Querdruckfestigkeit des Holzes überschritten werden, worauf das Versagen infolge Kopfdurchziehens erfolgt. Durch die Verwendung von Unterlegscheiben kann der Widerstand gegen Kopfdurchziehen erhöht werden.

In Schaftrichtung wird die Tragfähigkeit des Verbindungsmittels durch folgende Versagensmechanismen bestimmt:

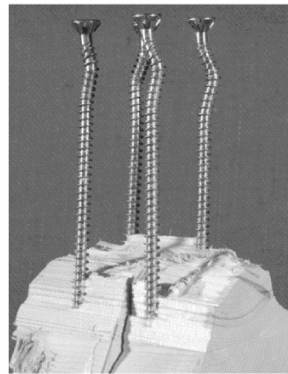
- Scherversagen in der Mantelfläche
= Herausziehen aus dem Holz bzw. Hineindrücken in das Holz
- Lokales Überschreiten der Querdruckfestigkeit = Kopfdurchziehen
- Ausknicken des Verbindungsmittels (bei Druckbeanspruchungen)
- Zugversagen des Verbindungsmittels (i.d.R. nicht maßgebend)



Scherversagen in der Mantelfläche



Kopfdurchziehen



Ausknicken der Schrauben im Holz

Quelle:

Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Karlsruher Institut für Technologie

Abbildung 78: Versagensmechanismen bei Beanspruchung einer Schraube in Schaftrichtung

Schrauben sind auch dann sehr effektiv, wenn sie nicht rechtwinklig, sondern unter einem Winkel bis zu 45° in das Holz eingedreht werden.

Herausziehen und Hineindrücken

profilierte Verbindungsmittel“

Versagensfälle

Schrägschraubung

5.3 Sonstige mechanische Verbindungsmittel

5.3.1 Dübel besonderer Bauart

Dübel besonderer Bauart werden zum kraftschlüssigen Anschluss eben anliegender Hölzer verwendet. Aufgrund der großen lastabtragenden Fläche können diese Dübel große Lasten übertragen. So kann beispielsweise in Fachwerkknoten eine nahezu gelenkige Verbindung erreicht werden, da je Anschlussfuge ein einzelner Dübel statt mehrere Stabdübel zur Kraftübertragung ausreichend ist. Bei den gebräuchlichsten Dübeln liegt der Durchmesser zwischen 50 und 165 mm. Dübel besonderer Bauart werden in DIN EN 912 geregelt.

Verbindungseinheit

Zu einer Verbindung mit Dübeln besonderer Bauart gehört grundsätzlich ein Schraubenbolzen mit Unterlegscheiben unter Kopf und Mutter. Dübel und Bolzen bilden eine Verbindungseinheit. Während in der Holzbaupraxis die Dübel besonderer Bauart häufig noch nach dem Hersteller bezeichnet werden, unterscheidet der EC 5 zwischen drei Typen von Dübeln besonderer Bauart:

- Ringdübel (Typ A)
- Scheibendübel (Typ B)
- Scheibendübel mit Zähnen oder Dornen (Typ C).

Dübel besonderer Bauart sind in EC 5 die einzigen geregelten Verbindungsmittel zur Herstellung von Hirnholzanschlüssen. Es sind ausschließlich Hirnholzanschlüsse in Vollholz, Brettschichtholz oder Balkenschichtholz mit

- Ringdübeln Typ A1 ($\varnothing \leq 126$ mm),
- Scheibendübeln mit Zähnen Typ C1 ($\varnothing \leq 140$ mm) sowie
- Scheibendübeln mit Dornen Typ C10

zulässig.

Da das Tragverhalten stark vom Dübeltyp abhängt, gibt es unterschiedliche Regelungen. Entsprechend der Art ihres Einbaus werden diese als Einlass- oder Einpressdübel charakterisiert.

Dübel besonderer Bauart werden vorwiegend auf Lochleibungsdruck und Abscheren beansprucht.

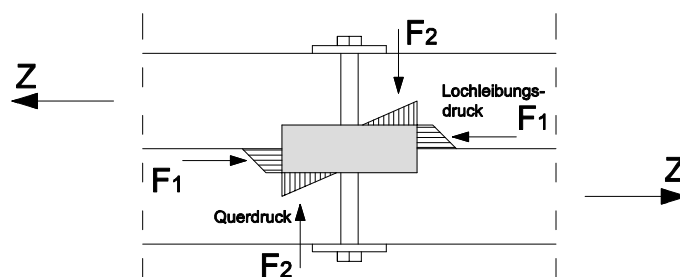


Abbildung 79: Tragverhalten eines Dübels besonderer Bauart

Durch das ausmittig angreifende Kräftepaar entsteht ein Versatzmoment und damit ein Kippbestreben des Dübels. Das Öffnen der Fuge muss durch

ein entgegenwirkendes Moment verhindert werden. Durch den Klemmbolzen werden die Bauteile zusammengehalten, so dass Querdruck aktiviert wird und die Verbindung im Kräftegleichgewicht steht.

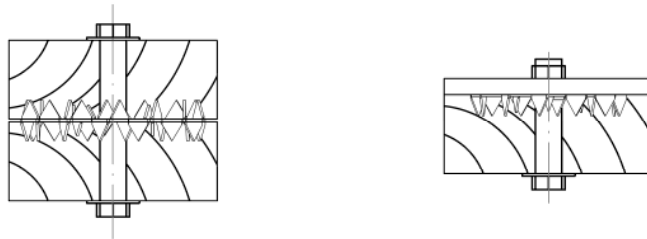


Abbildung 80: Verbindung mit zweiseitigen (links) und einseitigen (rechts) Einpressdübeln

Tabelle 32: gebräuchliche Dübel besonderer Bauart

Bezeichnung	Typ	Einlassdübel	Einpressdübel	frühere Bezeichnung	Verbindungsmitteleinheit	Anwendbarkeit
Ringdübel	A1	■		APPEL doppelseitig	1 Dübel in Holz/Holz + Bolzen	■ □
Scheibendübel	B1	■		APPEL einseitig	1 Dübel in Holz/Stahlblech + Bolzen	■ □
Scheibendübel mit Zähnen	C1		■	BULLDOG zweiseitig	1 Dübel in Holz/Holz + Bolzen	■
	C2		■	BULLDOG einseitig	2 Dübel Rückseite an Rückseite + Bolzen oder Holz-Stahl-Verbindung	■
Scheibendübel mit Dornen	C10		■	GEKA zweiseitig	2 Dübel Rückseite an Rückseite oder Holz-Stahl-Verbindung	■
	C11		■	GEKA einseitig	1 Dübel in Holz/Stahlblech + Bolzen	■

■ Anwendbar in Vollholz, Brett-, Balken- und Furnierschichtholz (mit $\rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$)
 □ Anwendbar in Laubholz, da diese nicht eingepresst werden müssen

Tabelle 33: Einlassdübel

Einlassdübel		Außen-Ø d_c [mm]	Gesamtdicke h_c [mm]	Einlasstiefe h_e [mm]	Dicke t [mm]	Bolzen-Ø d_b [mm]	Typischer Bolzen
A1		65	30	15	5	12 bis 24	M12
		80			6		
		95					
		126					
	128	45	22,5	8	12 bis 24	M12	
	160			10	16 bis 24	M16	
	190					M20	
B1		65	23	15	5	12	M12
		80			6		
		95					
		128	32,5	22,5	7,5	12	M12
		160	34,5		9	16	M16
		190					

Tabelle 34: Einpressdübel

Einpressdübel		Außen-Ø d_c [mm]	Gesamtdicke h_c [mm]	Einlasstiefe h_e [mm]	Dicke t [mm]	Bolzen-Ø d_b [mm]	Typischer Bolzen
C1		50	13	6	1	10 bis 16	M12
		62	16	7,4	1,2	10 bis 20	
		75	19,5	9,1	1,25	10 bis 24	M16
		95	24	11,3	1,35	10 bis 30	
		117	30	14,3	1,5	10 bis 30	M20
		140	31	14,7	1,65	10 bis 30	M24
		165	33	15,6	1,8		
C2		50	6,6	5,6	1	10 bis 20	M12
		62	8,7	7,5	1,2	12 bis 20	
		75	10,4	9,2	1,25	12 bis 24	M16
		95	12,7	11,4	1,35	16 bis 24	
		117	16	14,5	1,5	16 bis 24	M20

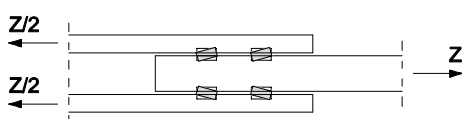
Tabelle 34: Einpressdübel - Forstsetzung

C10		50	27	12	3	10 bis 30	M12
		65					M16
		80					M20
		95					M24
		115					
C11		50	15	12	3	11,5 bis 12,5	M12
		65				15,5 bis 16,5	M16
		80				19,5 bis 20,5	M20
		95				23,5 bis 24,5	M24
		115					

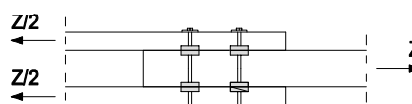
Konstruktive Regeln

- Bei Verbindungen von Nadelholz und Brettschichtholz aus Nadelholz mindestens der Festigkeitsklasse C24 sowie Balkenschichtholz und Furnierschichtholz ohne Querlagen dürfen Einlass- und Einpressdübel verwendet werden.
- Bei der Verbindung von Laubhölzern sind ausschließlich Einlassdübel zulässig.
- Einseitige Dübel werden insbesondere für Stahl-Holz-Verbindungen eingesetzt.
- Jeder Dübel muss aufgrund der auftretenden Versatzmomente durch nachziehbare Bolzen gesichert sein.

Laubholzverbindungen



ohne Sicherung mit nachziehbaren Bolzen



mit Sicherung mit nachziehbaren Bolzen

Abbildung 81: Dübelverbindung

Empfehlung:
Sicherung an den
Laschenenden

- Die Bolzen sind so anzuziehen, dass die Unterlegscheiben vollflächig am Holz anliegen; evtl. ist ein Nachziehen der Bolzen durch Schwinden des Holzes erforderlich.
- Verbindungen mit zwei oder mehr in Krafrichtung hintereinander angeordneten Dübeln mit Durchmessern bzw. Dübelseitenlängen ≥ 130 mm sollten an den Laschenenden zusätzlich mit Klemmbolzen (Schraubenbolzen M12) gesichert werden, um ein Abheben an den Enden der Hölzer zu vermeiden.

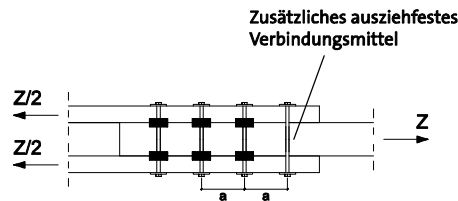


Abbildung 82: Anordnung zusätzlicher ausziehfester Verbindungsmittel

- Einhalten der Mindestabstände nach Abbildung 64

Tabelle 35: Mindestabstände nach EC 5

Verbindungsmittel	Verbindungsmittelabstand					
	a_1	a_2	$a_{3,t}$	$a_{3,c}$	$a_{4,t}$	$a_{4,c}$
Ring- und Scheibendübel (Typ A1 und B1)	$(1,2+0,8 \cdot \cos\alpha) \cdot d_c$	$1,2 \cdot d_c$	$2 \cdot d_c$	$\alpha \leq 30^\circ: 1,2 \cdot d_c$ $\alpha > 30^\circ: (0,4+1,6 \cdot \sin\alpha) \cdot d_c$	$(0,6+0,2 \cdot \sin\alpha) \cdot d_c$	$0,6 \cdot d_c$
Scheibendübel mit Zähnen (Typ C1 bis C5)	$(1,2+0,3 \cdot \cos\alpha) \cdot d_c$	$1,2 \cdot d_c$	$1,5 \cdot d_c$	$\alpha \leq 30^\circ: 1,2 \cdot d_c$ $\alpha > 30^\circ: (0,9+0,6 \cdot \sin\alpha) \cdot d_c$	$(0,6+0,2 \cdot \sin\alpha) \cdot d_c$	$0,6 \cdot d_c$
Scheibendübel mit Dornen (Typ C10 und C11)	$(1,2+0,8 \cdot \cos\alpha) \cdot d_c$	$1,2 \cdot d_c$	$2 \cdot d_c$	$\alpha \leq 30^\circ: 1,2 \cdot d_c$ $\alpha > 30^\circ: (0,4+1,6 \cdot \sin\alpha) \cdot d_c$	$(0,6+0,2 \cdot \sin\alpha) \cdot d_c$	$0,6 \cdot d_c$

- Bei Stößen und Anschlüssen mit mehr als zwei parallel zur Kraft hintereinander liegenden Dübeln ist nicht mit der Anzahl n , sondern mit der reduzierten wirksamen Anzahl n_{ef} zu rechnen. Wird das Aufspalten des Holzes durch geeignete Maßnahmen wie beispielsweise quer zur Faser eingedrehte Schrauben verhindert, darf auf eine Abminderung verzichtet werden und es gilt $n_{ef} = n$ (vgl. Abbildung 84).

Tabelle 36: wirksame Dübelanzahl (Kraft-Faser-Winkel $\alpha = 0^\circ$)

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
n_{ef}	1	2	2,85	3,60	4,25	4,80	5,25	5,60	5,85	6

- Querschnittsschwächungen infolge der Dübel besonderer Bauart und der Bolzenlöcher sind zu berücksichtigen (→ Tabelle 25).

Einlassdübel (Typ A und Typ B)

Bei Ringdübeln (Typ A) handelt es sich um zweiseitige Einlassdübel, die zur Kraftübertragung in Holz-Holz-Verbindungen verwendet werden. Der Dübel wird in beiden Kontaktflächen gleich tief eingelassen. Herstellungsgenauigkeit beim Fräsen und Bohren ist für die Montage und das Tragverhalten zwingend notwendig. Die Kraft wird von einem Bauteil über Lochleibungsspannung in den Dübel und dann weiter über den Scherwiderstand des Dübels in das zweite Bauteil übertragen. Einlassdübel sind sehr steif, so dass die Last fast ausschließlich über den Dübel abgetragen wird. Die Tragfähigkeit des Bolzens wird vernachlässigt, da diese erst bei Verschiebungen von etwa 5 bis 10 mm erreicht wird. Da das Versagen der Verbindung aufgrund des Abscherens des Holzes schlagartig bereits bei sehr kleinen Verschiebungen von 1 bis 2 mm erfolgt, ist ein Zusammenwirken des Einlassdübels und des Bolzens nicht gegeben (vgl. → 5.8). Der Bolzen übernimmt daher nur das auftretende Versatzmoment und hält die Verbindung zusammen. Die Verbindung wird in der Regel auf der Baustelle hergestellt.

Einseitige Scheibendübel (Typ B) werden in Stahl-Holzverbindungen eingesetzt. Bei diesen Verbindungen wird die Kraft über die Nocke übertragen.

Die Tragfähigkeit der Verbindung wird somit von folgenden Einflussgrößen bestimmt:

- Abmessungen der zu verbindenden Hölzer und der Einlassdübel
- Rand- und Zwischenabstände der Dübel
- Rohdichte des Holzes
- Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung (die Tragfähigkeit muss abgemindert werden, wenn die Kraft nicht faserparallel wirkt)

Die Steifigkeit der Verbindung ist vor allem vom Dübeldurchmesser und der Rohdichte des Holzes abhängig.

Tabelle 37 zeigt die charakteristischen Tragfähigkeiten für Einlassdübel. Hier sind die Basiswerte der Verbindungseinheit für eine Abscherbeanpruchung parallel zur Faser (Kraft-Faser-Winkel $\alpha = 0^\circ$) tabelliert.

Tragverhalten von
Einlassdübeln

Tabelle 37: charakteristische Tragfähigkeiten (Basiswerte für $\alpha=0^\circ$) von Ring- und Scheibendübeln

Nadelholz C24 [Rohdichte 350 kg/m ³] ¹⁾														
Nutzungsklasse 1+2 ²⁾														
Dübeltyp	Geometrie Verbindungsmittleinheit					Mindestholzdicken		Mindestdübelabstände						Charakt. Tragfähigkeit ^{1) 7)}
	Dübeldurchmesser	Einlasstiefe	Dübelfläche	typischer Bolzen	Unterlegscheibe	Seitenholz ⁴⁾ $t_1=3 \cdot h_e$	Mittelholz ⁵⁾ $t_2=5 \cdot h_e$	→ siehe Abbildung 64 Tabelle 35						Basiswert ($\alpha = 0^\circ$) für Verbindungseinheit
	d _c [mm]	h _e [mm]	ΔA [mm ²]	d _B	³⁾	t ₁ [mm]	t ₂ [mm]	a ₁ [mm]	a ₂ [mm]	a _{3,c} [mm]	a _{3,t} [mm]	a _{4,c} [mm]	a _{4,t} [mm]	F _{v,Rk} [N]
A1+B1	65	15	980	M12	58/6	45	75	130	78	78	130	39	39	18300
	80		1200					160	96	96	160	48	48	25000
	95		1430					190	114	114	190	57	57	32400
A1	126		1890				252	151	151	252	76	76	49500	
A1+B1	128	22,5	2880	M16	68/6	67,5	112,5	256	154	154	256	77	77	50700
	160 ⁶⁾		3600					320	192	192	320	96	96	70800
	190 ⁶⁾		4280					380	228	228	380	114	114	91700

¹⁾ Für abweichende Holz-Festigkeiten bzw. Rohdichten ($\rho_k \neq 350 \text{ kg/m}^3$) und anderen Stahlsorten ($f_{u,k} \neq 400 \text{ N/mm}^2$) muss $F_{v,R,k}$ mit $\rho_k/350$ multipliziert werden. Dabei darf eine maximale Rohdichte bis zu 613 kg/m^3 angesetzt werden.

²⁾ Einsatz in Nutzungsklasse 3 nicht zulässig

³⁾ Mindestdurchmesser bzw. -dicke für den Bolzen

⁴⁾ Wird die Seitenholzdicke unterschritten, muss die Tragfähigkeit im Verhältnis $t_1/(3 \cdot h_e)$ verringert werden. Geringere Seitenholzdicken als $2,25 \cdot h_e$ sind nicht zulässig.

⁵⁾ Wird die Mittelholzdicke unterschritten, muss die Tragfähigkeit im Verhältnis $t_1/(5 \cdot h_e)$ verringert werden. Geringere Mittelholzdicken als $3,75 \cdot h_e$ sind nicht zulässig.

⁶⁾ Empfehlung: zusätzliche Klemmbolzen an den Enden der Außenhölzer oder -laschen

⁷⁾ Bei Stahlblech-Holz-Verbindungen darf die Tragfähigkeit mit dem Faktor 1,1 erhöht werden

Bemessungswert: $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \cdot k_{mod} / \gamma_M$; (mit $\gamma_{M,Holz} = 1,3$)

Einpressdübel (Typ C)

Einpressdübel werden in die zu verbindenden Hölzer eingepresst. Dabei müssen die Zähne oder Dornen ganz im Holz sitzen. Bei kleineren Dübelabmessungen kann ein fachgerechtes Einpressen durch das Anziehen der Klemmbolzen erzielt werden. Bei Dübeldurchmessern ≥ 100 mm müssen allerdings hydraulische Pressen oder Spindelpressen eingesetzt werden. Um einen Spalt zwischen den Hölzern zu vermeiden, können bei Scheibendübeln mit Dornen des Typs C10 die Grundplatten in vorgefräste Vertiefungen eingelassen werden. Der einwandfreie Einbau der Dübel in Holzbauteile mit charakteristischen Rohdichten $\rho_k \geq 500$ kg/m³ kann nicht gewährleistet werden und ist somit nicht zugelassen. Ein- und zweiseitige Einpressdübel werden in ähnlicher Weise wie Einlassdübel eingesetzt. Allerdings ist die Verformung aufgrund der Nachgiebigkeit der Zähne bzw. Dornen so groß, dass auch der Bolzen wesentlich an der Abtragung der Abscherkraft beteiligt ist. Die Tragfähigkeit der Verbindungseinheit ergibt sich daher als Summe der Tragfähigkeiten des Dübels und des Bolzens und wird von folgenden Einflussgrößen bestimmt:

- Abmessungen der zu verbindenden Hölzer und der Einpressdübel
- Rand- und Zwischenabstände der Dübel
- Rohdichte des Holzes
- Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung (die Tragfähigkeit des Bolzens muss abgemindert werden, wenn die Kraft nicht faserparallel wirkt; die Tragfähigkeit des Dübels ist unabhängig vom Kraft-Faser-Winkel)

Die Steifigkeit der Verbindung ist vor allem vom Dübeldurchmesser und der Rohdichte des Holzes abhängig.

Tabelle 38 zeigt die charakteristischen Tragfähigkeiten für Einpressdübel. Es sind die Basiswerte der Tragfähigkeit der Dübel und der Bolzen für eine Abscherbeanspruchung parallel zur Faser (Kraft-Faser-Winkel $\alpha = 0^\circ$) zusammengestellt.

Tragverhalten von
Einpressdübeln

Tabelle 38: charakteristische Tragfähigkeiten (Basiswerte für $\alpha=0^\circ$) von Scheibendübeln mit Zähnen/Dornen

Nadelholz C24 [Rohdichte 350 kg/m³] ⁵⁾
 Bolzen 4.6 [$f_{u,k}$ 400 N/mm²]
 Nutzungsklasse 1+2

Dübeltyp	Geometrie Verbindungsmittleinheit					Mindestholzdicken ^{3) 4)}				Mindestdübelabstände						Charakteristische Tragfähigkeit			
	Dübeldurchmesser	Einpresstiefe	Dübelfehlfäche	typischer Bolzen	Unterlegscheibe	Seitenholz		Mittelholz		→ siehe Abbildung 64 Tabelle 35						Basiswert ($\alpha = 0^\circ$)			
						Dübel	Bolzen	Dübel	Bolzen							Dübel	Bolzen		
d_c [mm]	h_e [mm]	ΔA [mm ²]	d_B [mm]	¹⁾ [mm/mm]	t_1 [mm]	t_2 [mm]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	$a_{3,c}$ [mm]	$a_{3,t}$ [mm]	$a_{4,c}$ [mm]	$a_{4,t}$ [mm]	$F_{v,Rk}$ [N]	$F_{v,Rk}$ [N]					
C1 / C2	50	6,0	170	M12	58/6	24	62	30	52	75	60	60	75	30	60	6364	6821		
	62	7,4	300			24		37		93	74	74	93	37	74	8787			
	75	9,1	400	M16	68/6	28	81	46	67	113	90	90	113	45	90	11691	11184		
	95	11,3	670			34		57		143	114	114	143	57	114	16667			
	117	14,3	1000			M20		80/8		43	99	72	82	176	140	140		176	70
C1	140 ²⁾	14,7	1240	M24	105/8	45	117	74	97	210	168	168	210	84	168	29817	22072		
	165 ²⁾	15,6	1490			47		78		248	198	198	248	99	198	38150			
C10 / C11	50	12	C10	460	M12	58/6	36	62	52	100	60	60	100	30	60	8839	6821		
			C11	540															
	65		C10	590	M16	68/6		81		67	130	78	78	130	37	78	13101	11184	
			C11	710															
	80		C10	750	M20	80/8		99		60	82	160	96	96	160	45	96	17889	16309
			C11	870															
	95		C10	900	M24	105/8		117		97	190	114	114	190	57	114	23149	22072	
			C11	1070															
	115		C10	1000							230	138	138	230	70	138	30831		
			C11	1240															

¹⁾ Minstdurchmesser bzw. -dicke für den Bolzen
²⁾ Empfehlung: mit zusätzlichem Klemmbolzen an den Enden der Außenhölzer oder -laschen
³⁾ die größere der Mindestholzdicken aus Dübel und Bolzen ist jeweils für die Bemessung maßgebend
⁴⁾ Minstdicke für Brettschichtholzteile $a_{min} = 50$ mm
⁵⁾ Für abweichende Holz-Festigkeiten bzw. Rohdichten ($\rho_k \neq 350$ kg/m³) und anderen Stahlsorten ($f_{u,k} \neq 400$ N/mm²) muss $F_{v,Rk}$ mit $\sqrt{\frac{\rho_k}{350} \cdot \frac{f_{u,k}}{400}}$ und t_{req} mit $\sqrt{\frac{350}{\rho_k} \cdot \frac{400}{f_{u,k}}}$ multipliziert werden; dabei darf eine maximale Rohdichte von 525 kg/m³ angesetzt werden.

Bemessungswert: Dübel $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \cdot k_{mod} / \gamma_M$; (mit $\gamma_{M,Holz} = 1,3$); Bolzen $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \cdot k_{mod} / \gamma_M$; (mit $\gamma_{M,Stahl} = 1,1$)

5.3.2 Verbindungen mit Stahlblechen und Stahlblechformteilen (ingenieurmäßige Verbindungen)

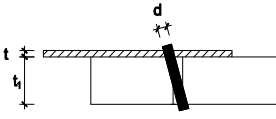
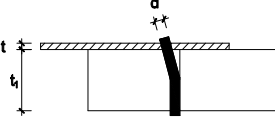
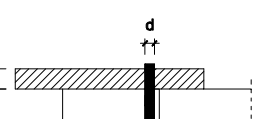
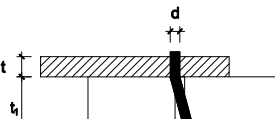
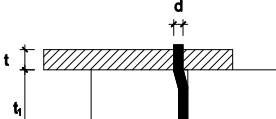
Holzbauteile dürfen mit korrosionsbeständigen Stahlblechen durch Nage- lung oder Verdübelung miteinander verbunden werden. Dabei wird zwis- chen Verbindungen mit ebenen Blechen und Stahlblechformteilen diffe- renziert.

Ebene Bleche

Ebene Bleche werden als Verbindung an Knotenpunkten eingesetzt. Sie kön- nen außen oder innen liegend angeordnet werden. Bei innen liegenden Ble- chen ist ein Vorbohren des Bleches erforderlich. Bei maschineller Vernage- lung und bei außen liegenden Blechen darf auf das Vorbohren verzichtet werden.

Die Einspannwirkung der Verbindungsmittelstifte im Stahlblech unter- scheidet sich je nach Lage (innen/außen) und Dicke der Bleche und ist bei der Bemessung zu berücksichtigen. Während innen liegende Bleche sowie außen liegende dicke Bleche eine volle Einspannung der Stifte gewährleis- ten, liegt bei dünnen außen liegenden Stahlblechen eine gelenkige Lage- rung des Stiftes im Blech vor. Daher kann hier der Versagensmechanismus mit einem Fließgelenk in der Scherfuge nicht eintreten (vgl. Tabelle 39). Ein Stahlblech gilt als dünn, wenn seine Dicke maximal dem halben Stiftdurch- messer entspricht und als dick, wenn die Dicke mindestens gleich dem Stift- durchmesser ist.

Tabelle 39: Gegenüberstellung der Versagensmechanismen für Stahlblech-Holz- Verbindungen mit außen liegenden dünnen und dicken Blechen

<p>Dünnes Blech $t \leq 0,5 \cdot d$</p>	 <p>Lochleibungsversagen im Holz; Stift bleibt gerade, verdreht sich aber</p>	 <p>zusätzliches Fließgelenk im Stift</p>	
<p>Dickes Blech $t \geq d$</p>	 <p>Lochleibungsversagen im Holz; Stift bleibt gerade</p>	 <p>zusätzliches Fließgelenk im Stift in der Scherfuge</p>	 <p>zusätzliches Fließgelenk im Stift in der Scherfuge sowie ein weiteres Fließgelenk</p>

Stahlblechformteile

Bei Stahlblechformteilen handelt es sich um kaltgeformte, typisierte Stahl- verbinder aus 1 bis 4 mm dicken Blechen. Diese Verbinder sind zur Übertra- gung kleiner und mittlerer Lasten geeignet. Aufgrund der einfachen Montage haben sie in Verbindung mit profilierten Nägeln und Stabdübeln die zimmermannsmäßigen Verbindungen weitgehend verdrängt. Die Formteile werden werkseitig gelocht, so dass sie vor Ort einfach an die

typisierte Stahlverbinder

Konstruktionshölzer angenagelt werden können. Ein aufwendiges Bearbeiten der zu verbindenden Hölzer ist in der Regel nicht erforderlich. Entsprechend dem Verwendungszweck werden diese in vielen verschiedenen Formen und Abmessungen hergestellt. Die am häufigsten verwendeten Stahlblechformteile sind Winkelverbinder, Balkenschuhe, Balkenträger, Sparrenpfettenanker, Windrispenbänder und Lochbleche.

Für die Befestigung der verschiedenen Stahlblechverbinder werden zugelassene Rillennägel, Kammnägel oder Stabdübel verwendet. Das Versagen des Stahlteils im Nettoquerschnitt wird durch die vorgestanzten Nagellöcher und damit der Begrenzung der durch die Nägel übertragbaren Kraft erreicht. Die Tragfähigkeit geben die Hersteller auf Grundlage bauaufsichtlicher Zulassungen bzw. europäischer technischer Bewertungen an. Bei der Bemessung sind die verbundenen Hölzer hinsichtlich der evtl. auftretenden Querkzugbeanspruchungen (→ Abbildung 57 und Abbildung 58) zu überprüfen.

abZ bzw. ETA

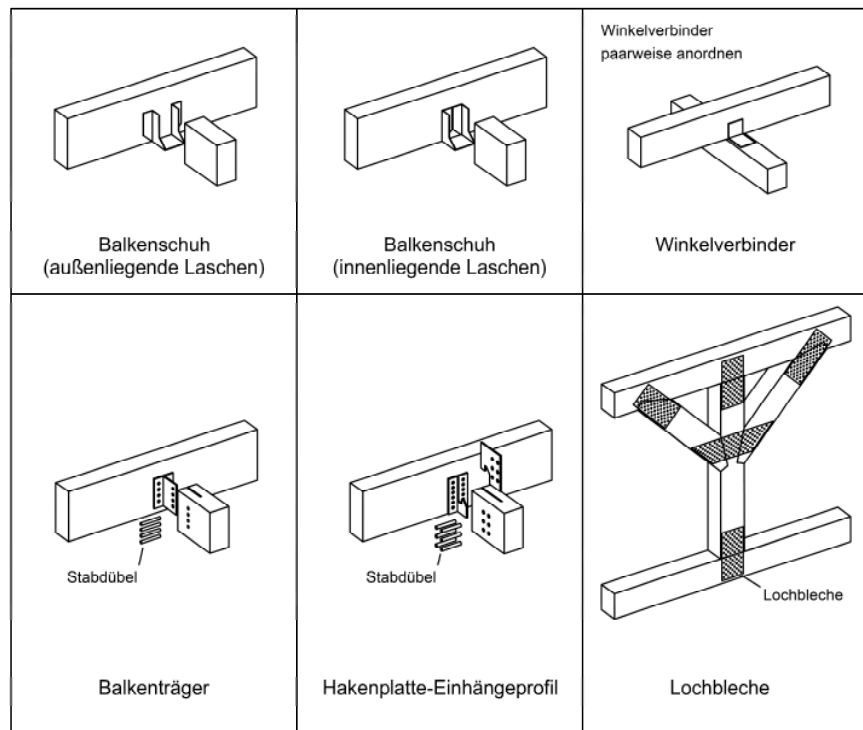


Abbildung 83: gebräuchliche Verbindungen mit Stahlblechformteilen

Winkelverbinder

- Befestigung von kreuzenden Holzbauteilen, Stielen und Stützen auf Schwellen sowie Riegel an Pfosten
- Befestigung von Schwellen, Stielen und Stützen an Bauteilen aus Beton (Verankerung mit Schrauben oder Dübeln entspr. Herstellerangabe)
- Lagesicherung
- Paarweise Anordnung zur Vermeidung von ausmittigem Kraftangriff auf die Verbinder

Balkenschuhe

- Anschlüsse nach Herstellerangaben (allgemeine bauaufsichtliche Zulassung bzw. europäisch technische Bewertung)
- Beispielsweise Anschluss Nebenträger – Hauptträger oder Träger – Stütze
- Ausführung mit innen- oder außenliegend Laschen möglich
- Voll- oder Teilausnagelungen nach allgemeiner bauaufsichtliche Zulassung bzw. europäisch technische Bewertung
- Balkenschuhhöhe sollte mindestens 2/3 der Nebenträgerhöhe betragen
- Bei einseitigem Anschluss von Balkenschuhen muss die Torsionsbeanspruchung des Hauptträgers durch das Versatzmoment berücksichtigt werden, soweit nicht durch konstruktive Maßnahmen ein Verdrehen verhindert wird.

Balkenträger

- verdeckte Balkenanschlüsse (Nebenträger – Hauptträger; Träger – Stütze)
- Höhere Tragfähigkeiten als Balkenschuhe
- Querschnittsschwächungen infolge des eingeschlitzten Stegbleches sind zu berücksichtigen
- Anschluss nach Herstellerangaben (allgemeine bauaufsichtliche Zulassung bzw. europäisch technische Bewertung)

Sparrenpfettenanker

- Befestigung von sich kreuzenden Hölzern (Sparren auf Pfette; Pfette auf Träger)
- Lagesicherung und Weiterleitung der Windsogkräfte
- paarweise, diagonale Anordnung, um Zusatzbeanspruchungen aus Verdrehen der Holzbalken zu vermeiden

Windrispenbänder

- Hauptsächlich zur Aussteifung von Dachkonstruktionen (Wirkungsweise als Zugband)
- Werden mit Sondernägeln auf die Sparren genagelt und an den Fußpunkten besonders verankert (z. B. seitliches Beiholz; nicht einfach um den Sparren knicken)
- Bei hoher Zugbelastung können auch mehrere nebeneinanderliegende Bänder montiert werden

Lochbleche

- universell einsetzbar; insbesondere für die Herstellung von Fachwerkbindern
- In Standard- und Spezialgrößen erhältlich
- Bei Vernagelung müssen Nagelanzahl und -anbringung dem EC 5 entsprechen.

5.3.3 Nagelplattenverbindungen

Nagelplatten sind Holzverbinder aus feuerverzinktem oder nichtrostendem Stahlblech. Mit Spezialstanzmaschinen werden stiftförmig profilierte Ausstanzungen aus den Stahlblechen abgekantet. Diese "Nägel" stehen dann regelmäßig parallel zur Blechrollenrichtung nahezu im rechten Winkel. Nagelplatten gibt es mit unterschiedlichen Plattendicken zwischen 1,0 mm und 2,5 mm mit unterschiedlichen Nagellängen und Stärken. Die Tendenz in der Entwicklung geht hin zu kürzeren und feineren Nägeln mit kleineren Abständen untereinander.

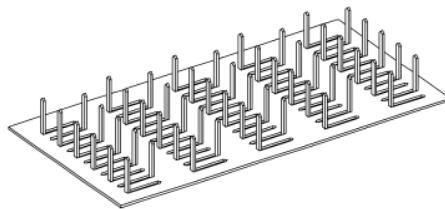


Abbildung 84: typische Nagelplatte

Zwei gleiche Nagelplatten werden von beiden Seiten symmetrisch in die zu verbindenden Hölzer mit Hydraulikpressen eingedrückt. Die Kraft im Holzquerschnitt wird über die Nägel in die Platte eingeleitet, die hier als Knotenblech wirkt und über die Nägel in den anschließenden Querschnitt.

Die Nagelplattenbauweise ermöglicht zahlreiche Einsatz- und Gestaltungsmöglichkeiten. Sie werden für den Anschluss von zwei oder mehr einteiligen Hölzern gleicher Dicke verwendet und sind insbesondere zur Herstellung von Fachwerkbindern (Abbildung 85) weit verbreitet. Ein Vorteil dieser Nagelplattenverbindungen ist der hohe Vorfertigungsgrad, so dass schnelle und kostensparende Montagen möglich sind.

Nagelplattenbinder sind nach EC 5 zu bemessen und nach DIN EN 14250 herzustellen. Hierbei sind die Produkt- und Anwendungsnormen zu beachten.

Im EC 5 sind Regeln zur Wahl des statischen Systems und zur Bemessung der Nagelplattenverbindung unter Biege-, Längs- und Querkraftbeanspruchung aufgeführt. Im Nationalen Anhang sind auch praxisgerechte Nachweise für den Transport- und Montagezustand aufgenommen.

Einpressen nur mit zugelassenen Einpressmitteln

Die Nagelplatten dürfen nur mit den erlaubten Einpressmitteln in das Holz gepresst werden. Eine sachgerechte Herstellung von derartigen Verbindungen ist somit nur in einem Lizenzbetrieb möglich. Das schnelle „Eintreiben“

auf der Baustelle ist nicht erlaubt, da die Tragfähigkeit der Verbindung nicht gewährleistet werden kann.

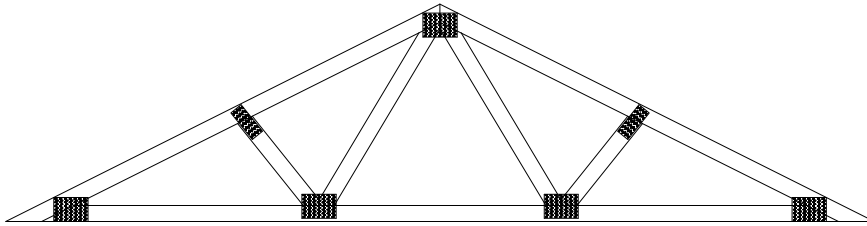


Abbildung 85: Fachwerkbinder mit Nagelplatten

Hinweis: Nagelplattenbinder sind sehr schlanke und filigrane Konstruktion, so dass die Aussteifung der Binder von besonderer Bedeutung ist.

Aussteifung der Binder

5.4 Klebungen

Geklebte Verbindungen sind sehr hochwertige Verbindungen, die allerdings auch sehr anfällig gegen Fehler und nicht berücksichtigte Zwängungen sind. Die Haupteinsatzgebiete von Klebungen liegen im Aufbau von Brett-schichtholz, Keilzinkenverbindungen und mehrteiligen Stäben sowie der Instandsetzung tragender Holzbauteile. Um eine einwandfreie Verklebung zu erreichen, darf diese nur durch Fachbetriebe hergestellt werden, die im Besitz eines Nachweises zur Eignung zum Kleben von tragenden Holzbauteilen sind. Hierfür müssen die Betriebe gegenüber einer anerkannten Prüfstelle nachweisen, dass sie über entsprechend qualifiziertes Fachpersonal, geeignete betriebliche Einrichtungen sowie eine ausreichende werkseigene Produktionskontrolle verfügen. Es gibt 6 verschiedenen Bescheinigungen, die in Tabelle 40 zusammengestellt sind.

Herstellung nur durch Fachbetriebe mit Nachweis der Eignung zum Kleben
Technische und persönliche Qualifikation der Betriebe

Die Bescheinigung A beinhaltet alle erfassten Produkte, sofern der Betrieb über entsprechend geschultes Fachpersonal und besondere Werkseinrichtung verfügt. Hierzu zählen u. a.

- Geschlossene, klimatisierte Arbeitsräume
- Anlagen zur technischen Holz Trocknung
- Zuverlässige Holzfeuchtemessgeräte
- Hobelmaschinen zur Bearbeitung der Klebeflächen
- Keilzinkenanlagen
- Auftragsvorrichtungen für Klebstoffe
- Vorrichtungen zur Erzeugung des erforderlichen Pressdrucks

Vor jeder Instandsetzungsmaßnahme ist eine ingenieurmäßige Bauteil-/Bauwerksanalyse hinsichtlich der Schadensursache erforderlich, auf deren Basis ein sachgerechtes Instandsetzungskonzept zu erarbeiten ist. Bei der Planung und Ausführung der Klebarbeiten sind die Vorgaben des Eignungsnachweises des Klebstoffs zu beachten.

Instandsetzungsmaßnahmen
Bauteil-/Bauwerksanalyse

Tabelle 40: Bescheinigungen für den Nachweis der Eignung zum Kleben von tragenden Holzbauteilen

nachgewiesene Qualifikation		Anmerkung
Bescheinigung	A Geklebte Verbundbauteile aus Brettschichtholz [sofern nicht in DIN EN 14080 geregelt] Vollflächig verklebte Rippenplatten aus Brettschichtholz-Rippen Brettsperrholzplatten mit einer Plattendicke ≥ 60 mm	Für die Herstellung von BS-Holz nach DIN EN 14080 muss der Hersteller nicht über eine Leimgenehmigung verfügen. Die Bauteile dürfen nur durch den Hersteller des Brettschichtholzes oder Brettsperrholzes hergestellt werden
	B Geklebte Verbindungen und Verstärkungen in Form von <ul style="list-style-type: none"> – eingeklebten Stahlstäben – aufgeklebten Verstärkungen – Schäftungsverbindungen 	Für den Erwerb der Bescheinigung B ist der Nachweis aller nebenstehenden Qualifikationen erforderlich
	C1 – Bauprodukte und Bauarten mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung	In den Bescheinigungen wird angegeben, welche Zulassungen abgedeckt sind
	C2 – Geklebte Holztafeln und Rippenplatten [sofern nicht in DIN EN 14372 geregelt]	
	C3 – Keilzinkungen in einteiligen Querschnitten aus Vollholz [sofern nicht in DIN EN 15497 geregelt]	
	D Instandsetzung von tragenden Holzbauteilen und von Brettschichtholz mittels Klebung <ul style="list-style-type: none"> – Rissverfüllung – eingeklebter Stahlstäbe – aufgeklebter Verstärkungen – Schäftungsverbindungen 	Für den Erwerb der Bescheinigung D ist der Nachweis aller nebenstehenden Qualifikationen erforderlich

Bei der Ausführung der Verklebungen sind insbesondere folgende Punkte zu beachten:

- Es dürfen nur Hölzer mit einer mittleren Holzfeuchte von 15 % verwendet werden.
- Die Raumtemperatur beim Kleben und Aushärten muss mindestens 20 °C betragen. Die Temperatur der Baustoffe muss mindestens 18°C betragen.
- Die miteinander zu verklebenden Einzelhölzer sollten möglichst gleiche Holzfeuchten aufweisen, um die bei Feuchteänderungen entstehenden Quell-/Schwindspannungen zu begrenzen. Dabei darf der Unterschied der mittleren Holzfeuchte maximal 3 % betragen.
- Die zu verbindenden Holzoberflächen müssen gehobelt oder geschliffen und schmutzfrei sein.

- Es dürfen nur Klebstoffe verwendet werden, die im jeweiligen Anwendungsbereich als ein geeignetes geregeltes Bauprodukt nach DIN EN 301 bzw. DIN 68141 angesehen werden. Ansonsten ist der Nachweis zur Eignung des Klebstoffes über einen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis zu führen.
- Die technischen Merkblätter des Klebstoffherstellers sind im Hinblick auf das Raumklima, die Klebefugendicke und den Pressdruck zu beachten.

Tabelle 41 zeigt die derzeit in Deutschland verwendeten Klebstoffarten sowie einige ihrer Merkmale. Eine aktuelle Liste zugelassener Produkte einzelner Hersteller und deren Anwendungsgebiete wird bei der Materialprüfanstalt Stuttgart, Otto-Graf-Institut geführt.

zugelassene Klebstoffe

Hinsichtlich einer optimalen Verklebung sind sehr dünne Klebstoffugen (0,1–0,3 mm) anzustreben. Zum Abbinden bzw. Aushärten der Klebstoffe sind Druck und Wärme erforderlich.

Die Erhärtung erfolgt durch eine chemische Reaktion und/oder Verdunstung eines Lösemittels. Polykondensationsklebstoffe wie beispielsweise Melaminharz oder Phenol-Resorcinharz härten unter Abspaltung von Wasser aus und werden herkömmlich als Leim bezeichnet.

Tabelle 41: Klebstoffarten und Anwendungsgebiete

Klebstoffart	Anwendungsbe- reich	Klebstoff-Typ nach DIN EN 301	Anwendung in Nutzungsklasse	Farbe der Klebefuge
Harnstoffharze	innen	II	1 und 2 ¹⁾	sehr hell
Modifizierte Melaminharze	innen und außen	I	1 bis 3	hell bis kakaobraun
Phenol-Resorcinharze	innen und außen	I	1 bis 3	rötlichbraun
Polyurethan-Klebstoffe	innen und außen	I	1 bis 3	hell bis transparent
Epoxidharze ²⁾	innen und außen	I	1 bis 3	hell

¹⁾ nur wenn die Verbindung über längere Zeit keinen Temperaturen über 50°C ausgesetzt ist
²⁾ für Sanierungen

Harnstoffharze, modifizierte Melaminharze und Phenol-Resorcinharze enthalten Formaldehyd. Allerdings belegen Messungen, dass die Formaldehydemissionen die Grenzwerte der Formaldehyd-Richtlinie für Holzwerkstoffplatten deutlich unterschreiten. Da Formaldehyd ein natürlicher Bestandteil des Holzes ist, sind auch bei mit formaldehydfreien Klebstoffen (Polyurethan-Klebstoffe, Epoxidharze) hergestelltem BS-Holz geringe Mengen nachweisbar.

Formaldehyd

Holzschutzmittel können die Klebeeigenschaften beeinflussen, so dass die Verträglichkeit von Kleber und Holzschutzmittel gegebenenfalls nachgewiesen werden muss.

Die Lastabtragung bei geklebten Verbindungen erfolgt über Schubspannungen. Bei sachgemäßer Verklebung kann davon ausgegangen werden, dass die Kohäsionskräfte im Kleber sowie die Adhäsionskräfte zwischen Holz und

Lastabtrag

Kleber mindestens so groß sind wie die Bindungskräfte im Holz. Die Scherfestigkeit der Klebefuge entspricht daher der minimalen Schubfestigkeit der verbundenen Holzbauteile.

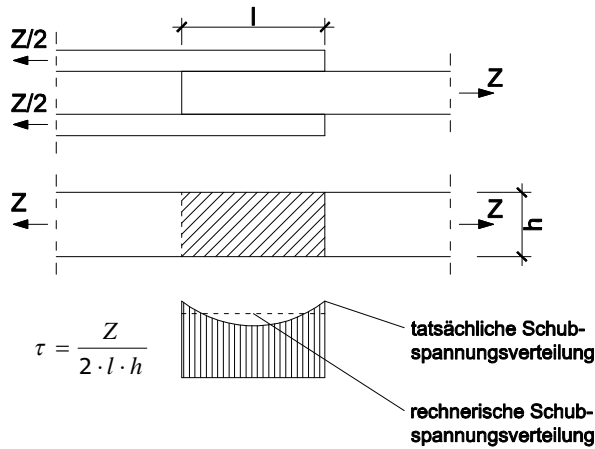


Abbildung 86: Zugstoß mit Schubspannungsverteilung

5.5 Zimmermannsmäßige Verbindungen

5.5.1 Allgemeines

traditionelle Zimmermannsverbindung

Von den traditionellen zimmermannsmäßigen Verbindungen haben nur der Versatz, die Zapfenverbindung sowie die Holznagelverbindung Eingang in den EC 5-NA gefunden. Dabei weisen diese reinen Holz-Holz-Verbindungen gegenüber Verbindungen mit Metallteilen einige Vorteile auf. Insbesondere hinsichtlich der steigenden Brandschutzanforderungen im Holzbau und den geforderten Brandschutzbemessungen der Anschlüsse ist das Tragverhalten dieser stahlfreien Konstruktion sehr günstig. Heutige Abbundanlagen ermöglichen inzwischen eine kostengünstige und passgenaue Herstellung. Allerdings wird die Tragfähigkeit durch die Querschnittsschwächungen herabgesetzt. Zimmermannsmäßige Verbindungen können im Allgemeinen keine Zugkräfte aufnehmen. Dies kann jedoch durch das zusätzliche Anbringen mechanischer Verbinder wie z. B. Lochblechen ermöglicht werden.

5.5.2 Kontaktanschluss

Auflagerpressung / Schwellenpressung

Die einfachste Verbindung von Bauteilen stellt die Kraftübertragung über direkten Kontakt dar. Gebräuchlichstes Beispiel hierfür ist die Auflagerung eines Holzbalkens auf einem Auflager. Dabei wirkt reiner Querdruck. Ist der Balken beispielsweise im Holztafelbau als Schwelle unter den Wandpfosten eingebaut, so liegt Schwellendruck vor. Somit können durch Kontakt sowohl Querkräfte als auch Normalkräfte in die Unterkonstruktion weitergeleitet werden.

Lagesicherung

Kontaktanschlüsse sind konstruktiv in ihrer Lage zu sichern (s. Abbildung 88).

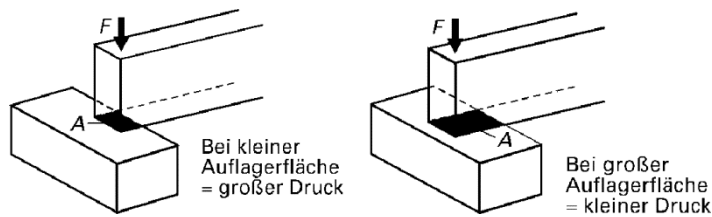


Abbildung 87: Auflagerpressung

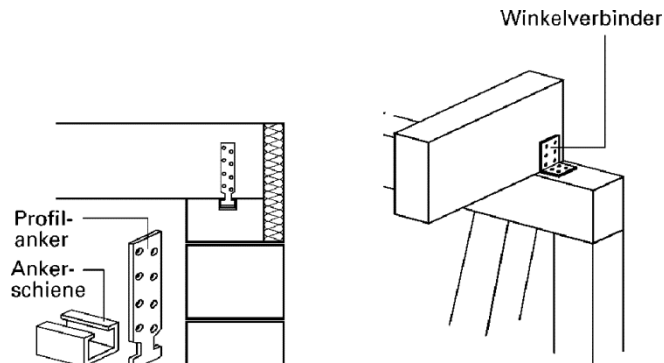


Abbildung 88: Lagesicherung von Deckenbalken

In Abbildung 89 werden die Vertikallasten über die Pfosten in die Schwelle abgetragen. Für den Pfosten ist der Nachweis der Druckspannungen parallel zur Faser bzw. der Knickspannungsnachweis zu führen. Da die Druckfestigkeit in Längsrichtung vergleichsweise groß ist und die Pfostenlänge durch die Raumhöhe begrenzt wird, sind diese Nachweise in der Regel nicht bemessungsrelevant. Maßgebend für die Dimensionierung des Pfostenquerschnitts ist daher meistens die geringe Querdruckfestigkeit des Schwellenholzes.

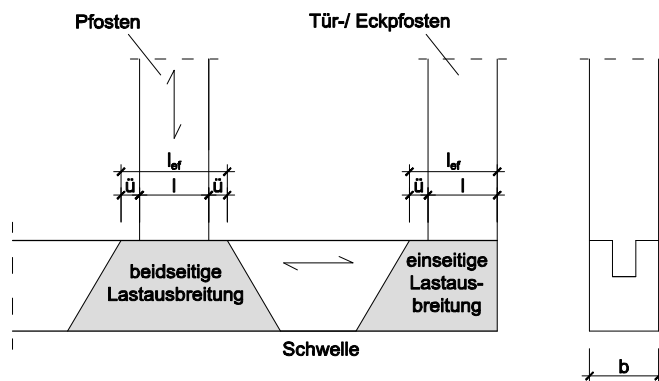


Abbildung 89: Schwellenpressung

In Abbildung 89 wird die Kontaktfläche zwischen Pfosten und Schwelle durch die Zapfenverbindung reduziert. Nachteilig wirkt sich im Bereich des Randpfostens auch der fehlende Schwellenüberstand aus. Hier ist nur eine einseitige Lastausbreitung möglich. Wird der Nachweis der Druckspannungen rechtwinklig zur Faser nicht eingehalten, sind folgende Gegenmaßnahmen möglich:

- Verteilen der vertikalen Lasten auf mehrere Pfosten, d. h. kleinere Pfostenabstände.

- Vergrößerung der Aufstandsfläche durch größere Pfostenquerschnitte.
- Vergrößerung der Aufstandsfläche durch Ersetzen des Zapfens durch einen stumpfen Anschluss.
- Querdruckverstärkung mit Vollgewindeschrauben (die Anordnung einer lasteinleitenden Stahlplatte wird empfohlen).

5.5.3 Versätze

Versatzarten

Der Versatz ist ein reiner Druckanschluss, bei dem die Druckstreben unter einem spitzen Winkel durch ein oder mehrere Passflächen an der Stirnseite mit anderen Hölzern verbunden werden. Die Kraftübertragung erfolgt durch Kontakt. Je nach Anzahl und Lage dieser Kontaktflächen wird zwischen Stirn-, Rück- bzw. Fersenversatz und doppeltem Versatz unterschieden, die in verschiedenen Abwandlungen in der Praxis Verwendung finden.

Die Norm begrenzt die erlaubte Einschnitttiefe im Tragholz, um eine zu große Schwächung des Schwellenholzes auszuschließen.

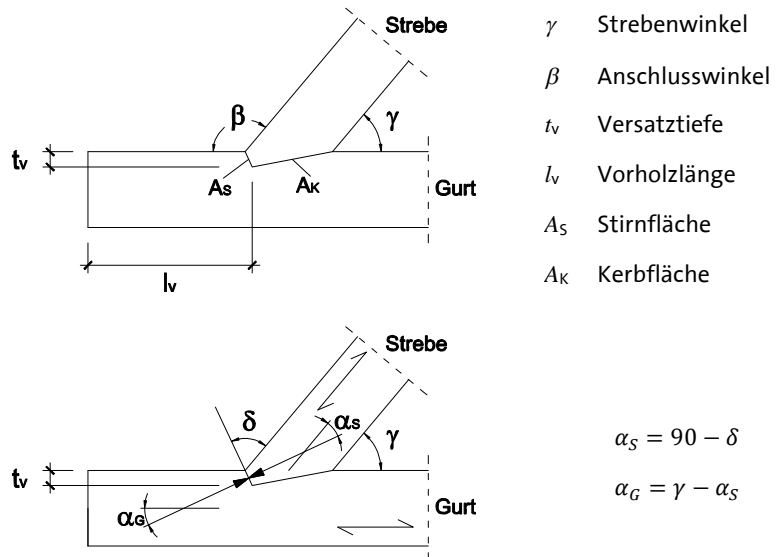


Abbildung 90: Definitionen, Begriffe, Kraft-Faser-Winkel beim allgemeinen Versatz

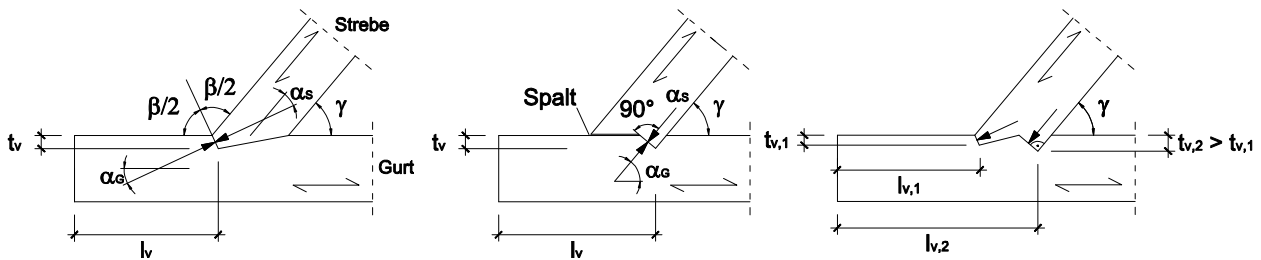


Abbildung 91: Stirn-, Fersen- und Doppelter Versatz

Tabelle 42: geometrische Randbedingungen für Versätze

Grenzwerte für die Versattiefe			
einseitiger Einschnitt		zweiseitiger Einschnitt	
$\gamma \leq 50^\circ$	$50^\circ < \gamma \leq 60^\circ$	$60^\circ > \gamma$	$t_v \leq \frac{h}{6}$
$t_v \leq \frac{h}{4}$	$t_v \leq \frac{h}{4} \cdot \left(1 - \frac{\gamma - 50}{30}\right)$	$t_v \leq \frac{h}{6}$	
Kraft-Faser-Winkel			
Versatz in Richtung der Winkelhalbierenden zwischen Strebe/Gurt	Versatz rechtwinklig zur Achse der Strebe	Versatz rechtwinklig zur Achse des Gurtes	
Strebe: $\alpha_S = \gamma/2$ Gurt: $\alpha_G = \gamma/2$	Strebe: $\alpha_S = 0^\circ$ Gurt: $\alpha_G = \gamma$	Strebe: $\alpha_S = \gamma$ Gurt: $\alpha_G = 0^\circ$	

Versätze sind grundsätzlich in ihrer Lage zu sichern. Dies kann beispielsweise mit Bolzen, Sondernägeln, selbstbohrenden Schrauben oder Laschen erfolgen.

Lagesicherung

Versätze können durch Knaggen oder seitliche Laschen verstärkt werden. Allerdings ist hierzu das Zusammenwirken verschiedener Verbindungsmittel gemäß Abschnitt 5.8 zu beachten.

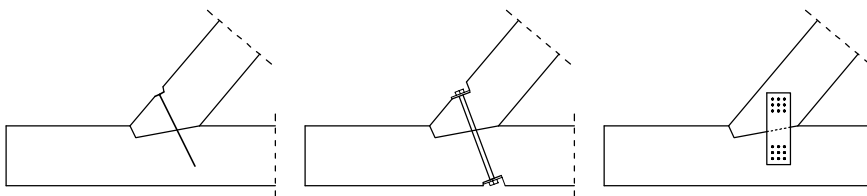


Abbildung 92: Lagesicherung von Versätzen

Stirnversatz

Das Gurtholz erhält eine keilförmige Ausklüftung, in die der Druckstab eingepasst wird. Die größte Tragfähigkeit wird erreicht, wenn die Stirnfläche in der Winkelhalbierenden des stumpfen Außenwinkels liegt. Der Kraft-Faser-Winkel im Gurt entspricht dann dem der Strebe, so dass in beiden Bauteilen

erforderliche und wirksame Vorholzlänge

die gleichen maximalen Druckspannungen aufgenommen werden können. Nachteilig wirkt sich die lange Versatzfläche aus, da sich hier infolge von Schwindverformungen oder Herstellungsunauigkeiten eine klaffende Fuge ausbilden kann.

Das Vorholz wird durch die eingeleitete Druckkraft auf Abscheren beansprucht. Da die Scherfestigkeit des Holzes relativ gering ist, muss die Vorholzlänge entsprechend groß gewählt werden. Näherungsweise darf angenommen werden, dass diese Kraftkomponente durch gleichmäßig verteilte Scherspannungen übertragen wird. Vorholzlängen $l_v \geq 8 \cdot t_v$ dürfen rechnerisch allerdings nicht berücksichtigt werden, da hier bereits ein Abklingen der Spannungen zum Gurtende hin zu erwarten ist. An freien Gurtenden muss mit Trocknungsrissen gerechnet werden, so dass die Vorholzlänge mindestens 200 mm betragen sollte.

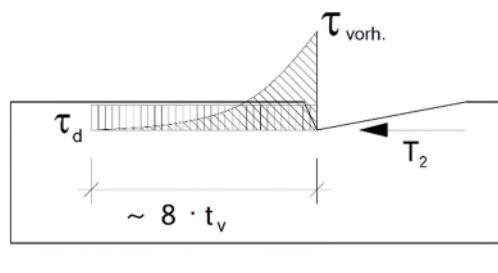
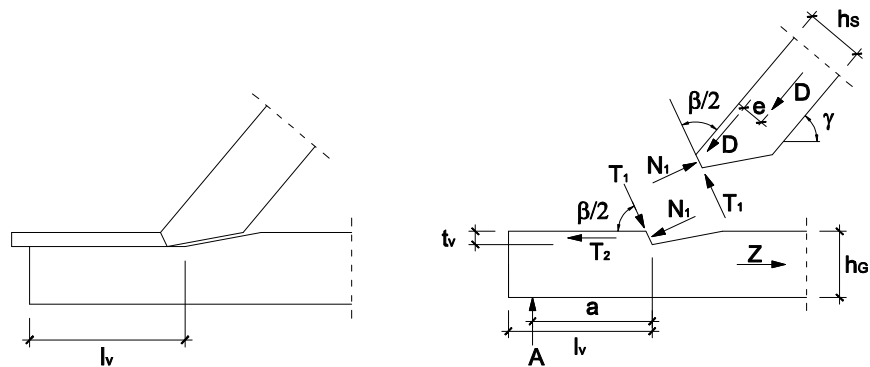
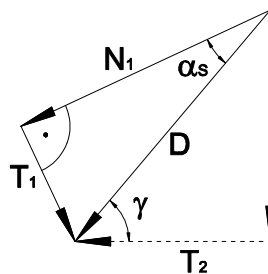


Abbildung 93: wirksame Vorholzlänge



Abscheren im Vorholz

Kräfteverlauf in einem Stirnversatz



Berechnung der Kraftkomponenten

$$N_1 = D \cdot \cos \alpha_s$$

$$e = \frac{h_s - t_v}{2}$$

$$T_1 = D \cdot \sin \alpha_s$$

$$T_2 = D \cdot \cos \gamma$$

Abbildung 94: Lastabtrag in einem Stirnversatz

Fersen-/Rückversatz

Beim Fersen-/Rückversatz ist die Versatzfläche zurück versetzt, so dass die überstehende Vorholzlänge reduziert werden kann. Außerdem kann die rechtwinklig zum Druckstab stehende Versatzfläche einfach hergestellt werden. Nachteilig ist, dass aufgrund der unterschiedlichen Kraft-Faser-Winkel der Strebe und des Gurtes verschiedene Druckspannungen aufgenommen werden können. Maßgebend ist der Stab mit der geringeren Festigkeit. Gegenüber dem Stirnversatz ist somit ein kleinerer Balkenüberstand möglich, die Tragfähigkeit ist allerdings bei gleicher Versatztiefe geringer. Zudem liegt eine exzentrische Lasteinleitung in den Gurt vor, so dass entsprechende Zusatzbeanspruchungen in der Nachweisführung berücksichtigt werden müssen. Die waagrechte Schnittfläche darf nicht auf dem Gurtholz aufsitzen, um ein Aufspalten der Strebe zu vermeiden. Hier muss eine Fuge gewährleistet werden.

Doppelter Versatz

Der doppelte Versatz ist eine Kombination aus Stirn- und Fersenversatz und sollte nur angewendet werden, wenn der einfache Versatz bei voller Versatztiefenausnutzung nicht ausreicht. Die passgenaue Fertigung beider Versatzflächen ist zumindest bei manuellem Abbund schwer herzustellen. Damit die beiden Scherfugen nicht in einer Ebene liegen, wird empfohlen, die hintere Einschnitttiefe etwa 10 mm tiefer als die vordere auszuführen.

5.5.4 Zapfenverbindungen

Zapfenverbindungen eignen sich zur Herstellung querkraftübertragender Verbindungen und bieten den Vorteil eines nicht sichtbaren Anschlusses. Insbesondere in Dach-, Wand- und Deckenkonstruktion werden sie verwendet. Allerdings ist die Tragfähigkeit aufgrund der erheblichen Querschnittschwächung deutlich geringer als die der Einzelbauteile. Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit der Zapfenverbindung können drei Versagenszustände maßgebend werden:

1. Querdrucknachweis unter dem Zapfen
2. Zusammenwirken von Querkzug- und Scherbeanspruchungen an der unteren Kerbstelle (vgl. Ausklinkungen → 4.6.2)
3. Querkzugspannungen im Nebenträger

rechnerischer Nachweis

Neben dem rechnerischen Nachweis sind folgende geometrische Randbedingungen bei der Ausführung zu beachten:

geometrischer Nachweis

- Zapfenlänge $15 \text{ mm} \leq l_z \leq 60 \text{ mm}$
- Querschnittshöhe $1,5 \cdot b \leq h \leq 2,5 \cdot b$
- Zapfenhöhe $h_z \geq \frac{h}{6}$
- Ausklinkung auf der Lastseite $h_u \leq \frac{h}{3}$
- Ausklinkung lastabgewandte Seite $h_o \geq h_u$

- Abstand des Lastangriffes von der Kerbe $x \leq 0,4 \cdot h$

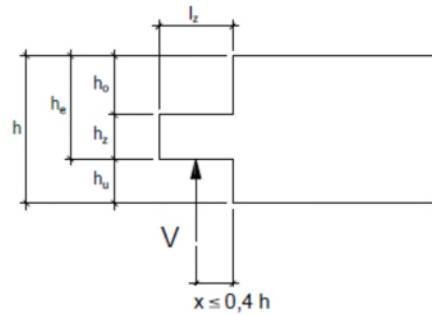


Abbildung 95: Zapfenanschluss

5.6 Einfluss der Nachgiebigkeit von Verbindungen

Das nachgiebige Verhalten der Verbindung kann den Kraftfluss und das Verformungsverhalten der Gesamtkonstruktion erheblich beeinflussen und ist bei der Bemessung von Holzkonstruktionen durch den Tragwerksplaner zu berücksichtigen.

Verschiebungsmodul

Die Eigenschaft der Verbindung wird aus dem Verhalten eines einzelnen Verbindungsmittels abgeleitet. Anhand experimenteller Last-Verformungskurven (vgl. Abbildung 50) kann der Anfangs-Verschiebungsmodul K_{ser} des Verbindungsmittels hergeleitet werden. Dabei beschreibt der Verschiebungsmodul K_{ser} [N/mm] die Kraftaufnahme F [N] pro Verschiebung u [mm] und ist abhängig von der Rohdichte des Holzes und dem Verbindungsmitteldurchmesser.

$$K_{ser} = \frac{F}{u}$$

Tabelle 43: Verschiebungsmoduln K_{ser} [N/mm] je Scherfuge stiftförmiger Verbindungsmittel und je Verbindungseinheit mit Dübeln besonderer Bauart

Verbindungsmittel	Verbindungen Holz-Holz, Holz-Holzwerkstoff, Stahl-Holz
Stabdübel, Passbolzen, Bolzen mit oder ohne Lochspiel ¹⁾ , Gewindestangen, Holzschrauben, Nägel (vorgebohrt)	$\frac{\rho_m^{1,5}}{23} \cdot d$ ²⁾
Nägel nicht vorgebohrt	$\frac{\rho_m^{1,5}}{30} \cdot d^{0,8}$
Klammern	$\frac{\rho_m^{1,5}}{80} \cdot d^{0,8}$
Ringdübel Typ A, Scheibendübel Typ B	$\frac{d_c \cdot \rho_m}{2}$
Scheibendübel mit Zähnen -Dübeltyp C1 bis C9 -Dübeltyp C10 und C11	$\frac{1,5 \cdot d_c \cdot \rho_m}{4}$ $\frac{d_c \cdot \rho_m}{2}$
¹⁾ Das Lochspiel ist zusätzlich zu der Verbindung hinzuzurechnen	
²⁾ Bei Bauteilen mit unterschiedlichen charakteristischen Rohdichtekennwerten $\rho_{m,1}$ und $\rho_{m,2}$ gilt: $\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}}$	

Die Nachgiebigkeit der Verbindungen ist u. a. in folgenden Berechnungen zu berücksichtigen:

- genauere Verformungsberechnungen
Beispielsweise führen bei Fachwerkträgern die Nachgiebigkeiten in den Anschlüssen zu größeren Durchbiegungen.
- Stabilitätsnachweise
Bei Stabilitätsproblemen stellt sich infolge der Nachgiebigkeit im Anschlussbereich gegenüber einer starren Verbindung eine andere Knickfigur ein, die rechnerisch durch eine vergrößerte Knicklänge berücksichtigt werden muss (Tabelle 21).
- Spannungsnachweise statisch unbestimmter Systeme
Bei statisch unbestimmten Systemen haben die Steifigkeiten der Bauteile und Verbindungen Einfluss auf die Beanspruchungen. „Weiche“ Tragelemente geben die Kräfte an „starre“ Teile ab, so dass hier die Nachgiebigkeit bereits bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden muss.

Einfluss der Nachgiebigkeit auf die Konstruktion

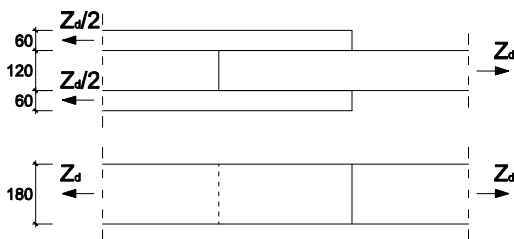
Optimierungsproblem:
Wahl eines geeigneten
Verbindungsmittels

5.7 Beispiel: Ausführungsvarianten eines Zugstoßes

Häufig stellt sich die Frage, welches Verbindungsmittel für welche Verbindung das günstigste ist. Neben den statischen Anforderungen sollte der Planer immer auch die Material- und Herstellungskosten des Anschlusses sowie konstruktive und gestalterische Ansprüche bedenken. Die Wahl des geeigneten Verbindungsmittels stellt somit ein Optimierungsproblem dar, bei dem sämtliche Vor- und Nachteile abzuwägen sind.

Anhand des Beispiels eines Zugstoßes sollen im Folgenden die wesentlichen Verbindungsmittelcharakteristiken hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens dargestellt werden.

Betrachtet wird ein zweischnittiger Zugstoß mit einem Mittelholz 120/180 mm und zwei Laschen 60/180 mm gemäß Abbildung 96. Die Berechnung erfolgt für eine Bemessungszugkraft $Z_d \approx 100$ kN. Der Stoß wird mit verschiedenen Verbindungsmitteln ausgeführt.



Bemessungszugkraft $Z_d \approx 100$ kN
 Kraft-Faser-Winkel $\alpha = 0^\circ$
 Mittelholz 120/180 mm, C24
 2×Seitenholz 2 × 60/180 mm, C24
 Nutzungsklasse 1
 Klasse der Lasteinwirkungsdauer „mittel“

Abbildung 96: Zugstoß

Anschlussvarianten:

- Stabdübel $\varnothing 10$ mm, S235
- Stabdübel $\varnothing 20$ mm, S235
- Nägeln 42×100 , einschnittig, glattschaftig, nicht vorgebohrt
- Nägeln 42×100 , einschnittig, glattschaftig, vorgebohrt
- Holzschraube 5×100 , Senkkopf, Vollgewinde
- Einlassdübel, Typ A1, $\varnothing 65$ mm

Ergebnisse:

Die Ergebnisse sind in Abbildung 97 und Abbildung 98 dargestellt. Obwohl mit den gewählten Anschlussvarianten annähernd die gleiche Tragfähigkeit erreicht wird, sind die Unterschiede in der Anfangsverschiebung offensichtlich. Neben dem Verformungsverhalten lässt sich die Leistungsfähigkeit des Anschlusses anhand des Anschlusswertes beurteilen. Dieser wird definiert als die Kraft, die pro Flächeneinheit des Anschlussbildes übertragen werden kann. Große Anschlusswerte sind somit optimal, da die größtmögliche Kraft über die kleinste Fläche abgetragen wird. Das Anschlussbild wird durch das gewählte Verbindungsmittel und den zugehörigen Mindestabständen bestimmt.

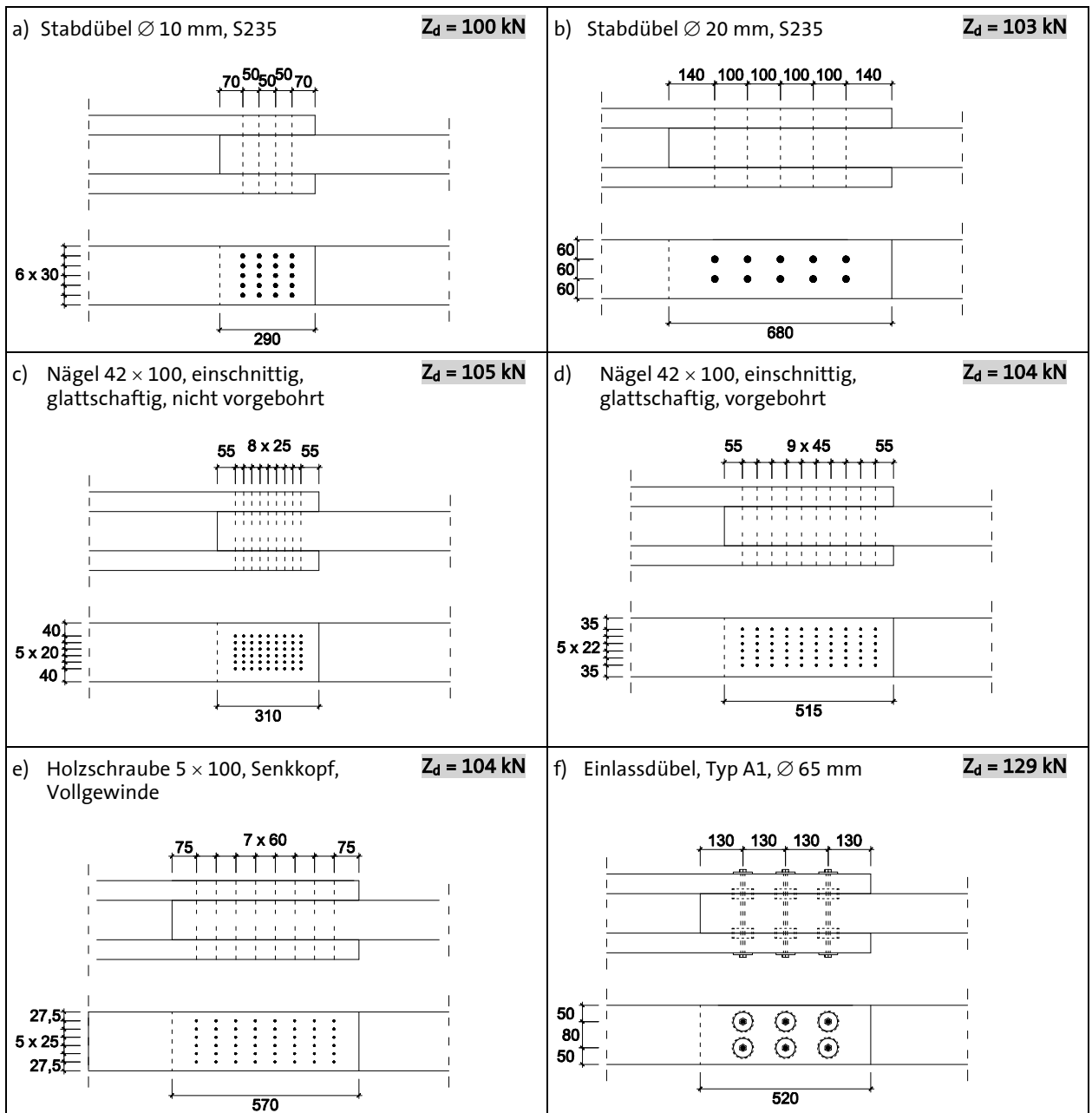


Abbildung 97: Ausführung der Anschlussvarianten a) bis f) mit Angabe der aufnehmbaren Zugkraft [kN] und der erforderlichen Stoßlänge [mm]

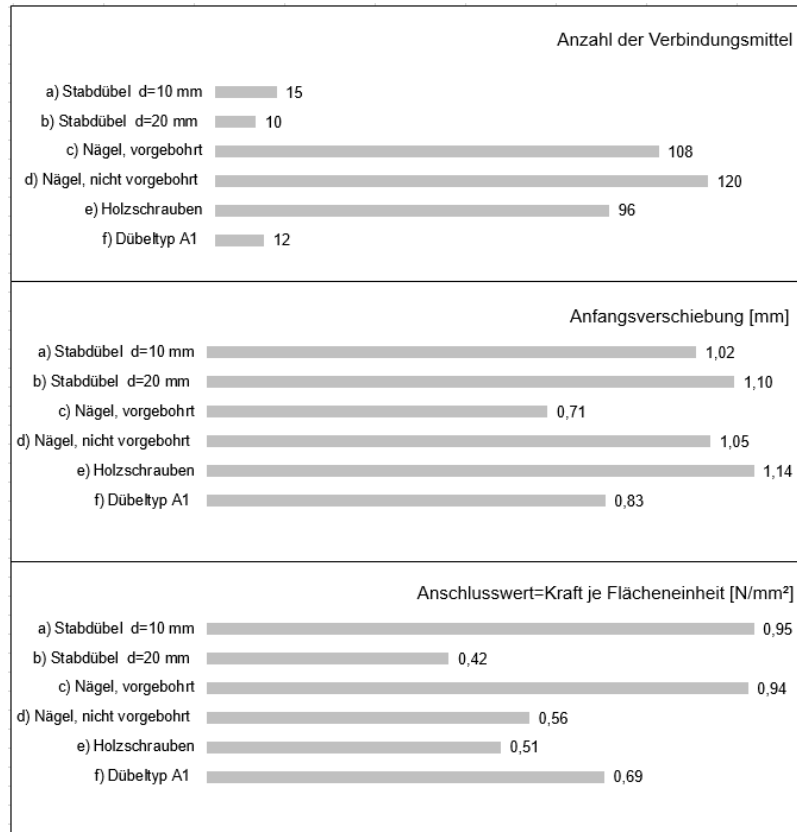


Abbildung 98: Vergleich der Anschlussvarianten

Wesentliche Erkenntnisse:

- Die geringste Anfangsverformung weist hier die Anschlussvariante mit vorgebohrten Nägeln (Variante c)) auf. Obwohl Verbindungen mit einzelnen Nägeln bereits unter geringen Lasten große Verschiebungen aufzeigen, wird hier durch die Anordnung vieler Verbindungsmittel eine vergleichsweise starre Verbindung erzielt. Die Nachgiebigkeit wird durch das Vorbohren der Nagellöcher reduziert. Zudem ist das Anschlussbild sehr „kompakt“ und damit aufgrund der kurzen Laschenlänge sehr effizient.
- Die Anfangsverformung bei Verwendung von Einlassdübeln (Variante f)) ist aufgrund der Passgenauigkeit ebenfalls gering.
- Durch die Wahl großer Verbindungsmittelquerschnitte wird zwar die Anzahl reduziert, gleichzeitig werden aber auch größere Mindestabstände und damit Laschenlängen gefordert.
- Die Tragfähigkeit bei Schrauben ist im Vergleich zu Nägeln mit ähnlichem Durchmesser und Fließmoment aufgrund der Profilierung höher (Einhängeeffekt), so dass eine geringere Anzahl von Verbindungsmitteln notwendig ist. Da die Mindestabstände bei Schrauben denen von nicht vorgebohrten Nägeln entsprechen, ist im Fall e) allerdings eine deutlich größere Laschenlänge erforderlich.

- Die Verwendung vieler schlanker Verbindungsmittel anstatt weniger dicker ist empfehlenswert. Zum einen wird die Anschlussfläche aufgrund der geringeren Mindestabstände tendenziell reduziert, zum anderen kann ein sprödes und damit schlagartiges Versagen der Verbindung ausgeschlossen werden.

5.8 Zusammenwirken verschiedener Verbindungsmittel

Wie bereits in Abschnitt 4.1, Abbildung 50 beschrieben, unterscheiden sich die Last-Verformungs-Linien verschiedener Verbindungsmittel deutlich. Das Zusammenwirken in einem Anschluss kann daher nicht unbedingt vorausgesetzt werden. Die Gesamtlast verteilt sich entsprechend dem Verhältnis der Verschiebungsmoduli auf die einzelnen Verbindungsmittel, d. h. die steiferen Verbindungsmittel „ziehen“ die Last an. Bei zunehmender Beanspruchung wird entsprechend Abbildung 50 die Last-Verformungs-Linie einzelner Verbindungsmittel nichtlinear, die Steifigkeit nimmt ab und es findet eine Lastumlagerung auf weniger beanspruchte Verbindungsmittel statt.

Geklebte Verbindungen versagen dagegen bereits bei sehr geringen Verformungen spröde, so dass Lastumlagerungen nicht gegeben sind und ein gemeinsames Wirken mit duktilen mechanischen Verbindungsmitteln nicht in Rechnung gestellt werden darf.

Bei Anschlüssen in denen sämtliche Verbindungsmittel ein duktileres Verhalten vor dem Versagen aufweisen, ist das Zusammenwirken der Verbinder weitgehend gegeben. Allerdings weisen die Verbinder unterschiedliche Verformungen auf, so dass die Gesamttraglast des Anschlusses nicht als Summe der Einzeltraglasten der Verbinder berechnet werden darf. Die Traglast des Verbindungsmittels, auf das rechnerisch der geringere Anteil der zu übertragenden Last entfällt, ist um 1/3 abzumindern.

Folgende Verbindungen dürfen als duktil betrachtet werden:

- auf Abscheren beanspruchte schlanke Verbindungsmittel (Verhältnis Holzdicke/Stiftdurchmesser > 6)
- Kontaktanschlüsse
- Einpressdübel
- Verbindungsmittel in Verbindungen, bei denen das Spalten im Verbindungsbereich durch Querkzugverstärkungen verhindert wird.

Beispielberechnung: Lastannahmen und Bemessung eines Sparrens

B.1 Vorbemerkungen

Am konkreten Beispiel eines Pultdaches soll im Folgenden die Ermittlung der Eigen-, Nutz- und Verkehrslasten dargestellt werden. Die darauffolgende Bemessung des Sparrens beschränkt sich auf den Nachweis der Biegetragfähigkeit nach EC 5 und zugehörigem Nationalen Anhang.

B.2 Normen und Regelwerke

Die nachfolgenden Nachweise werden auf Grundlage folgender Normen geführt:

- DIN EN 1990:2010-12
DIN EN 1990/NA:2010-12
DIN EN 1990/NA/A1:2012-08
Grundlagen der Tragwerksplanung
- DIN EN 1991-1-1:2010-12
DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12
Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- DIN EN 1991-1-3:2010-12
DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12
DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12
Einwirkungen auf Tragwerke – Schneelasten
- DIN EN 1991-1-4:2010-12
DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12
Einwirkungen auf Tragwerke – Windlasten
- DIN EN 1995-1-1:2010-12
DIN EN 1995-1-1/A2
DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Allgemeines

B.3 Gebäudegeometrie und Gebäude Standort

Höhe über NN:	400 m
Schneelastzone	2
Windzone	1
Dachform:	Pultdach
Dachkonstruktion:	Pfettendach

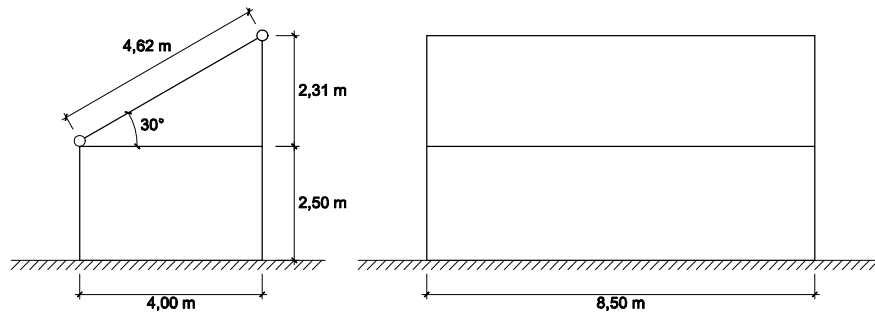


Abbildung 99: Gebäudegeometrie

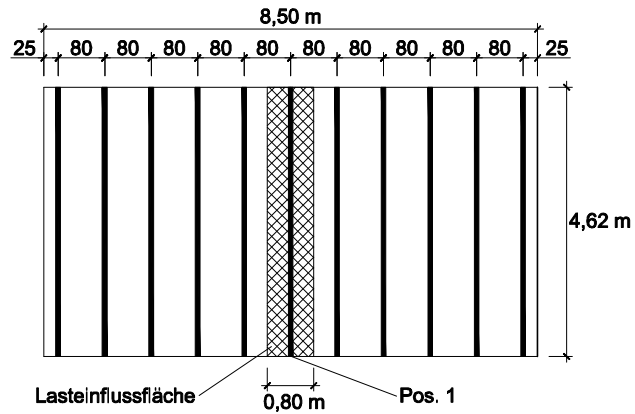


Abbildung 100: Lage der Sparren und Lasteinzugsfläche

B.4 Lastannahmen

B.4.1 Ständige Einwirkungen / Eigenlasten

Eigenlasten

Eigenlasten nach DIN EN 1991-1-1 „Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau“ einschließlich Nationalem Anhang

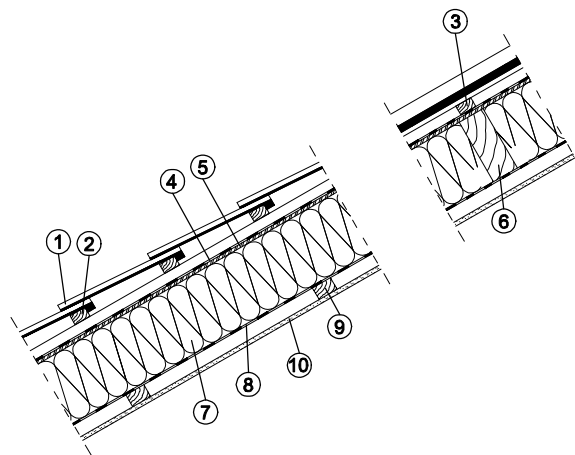


Abbildung B.1: Dachaufbau

Nr.	Bauteil	Maße [mm]	Wichte nach DIN EN 1991-1-1:2010 + NA:2010	Eigengewicht [kN/m ²]
1+2	Dachdeckung (Falzziegel + Lattung)	-	0,55 kN/m ² Tab. NA.A.21, Zeile 10	0,55
3	Konterlattung C24, Abstand $e = 80$ cm	30/50	4,2 kN/m ³ Tab.A.3	$0,03 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 4,2 \text{ kN/m}^3 / 0,8 \text{ m} =$ 0,01
4	Unterspannfolie	-	0,02 kN/m ² je Lage Tab. NA.A.27, Zeile 13	0,02
5	Rauhspundschalung C24	20	4,2 kN/m ³ Tab..A.3	$0,02 \text{ m} \cdot 4,2 \text{ kN/m}^3 =$ 0,08
6	Sparren C24, Abstand $e = 80$ cm	80/200	4,2 kN/m ³ Tab. A.3	$0,08 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 4,2 \text{ kN/m}^3 / 0,8 \text{ m} =$ 0,08
7	Wärmedämmung (Mineralwolle)	200	0,01 kN/m ² je cm Dicke Tab. NA.A.19	$20 \text{ cm} \cdot 0,01 \text{ kN}/(\text{m}^2 \cdot \text{cm}) =$ 0,20
8	Dampfsperre	-	0,07 kN/m ² je Lage Tab. NA.A.27	0,07
9	Lattung C24, Abstand $e = 62,5$ cm	40/60	4,2 kN/m ³ Tab. A.3	$0,04 \text{ m} \cdot 0,06 \text{ m} \cdot 4,2 \text{ kN/m}^3 /$ $0,625 \text{ m} =$ 0,02
10	Gipsplatte	12,5	0,09 kN/m ² je cm Dicke Tab. NA.A16, Zeile 3	$1,25 \text{ cm} \cdot 0,09 \text{ kN}/(\text{m}^2 \cdot \text{cm}) =$ 0,11

$$\underline{\underline{\Sigma g_k = 1,14 \text{ kN/m}^2}}$$

Das berechnete Eigengewicht von 1,14 kN/m² wirkt als gleichmäßige Flächenlast über die gesamte Dachfläche. Um die vorhandene Belastung eines einzelnen Sparrens zu ermitteln, muss unter Berücksichtigung der Lasteinflussbreite (0,80 m) die Flächenlast in eine Linienlast umgewandelt werden.

$$g_k = 1,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,8 \text{ m} = \underline{\underline{0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}}$$

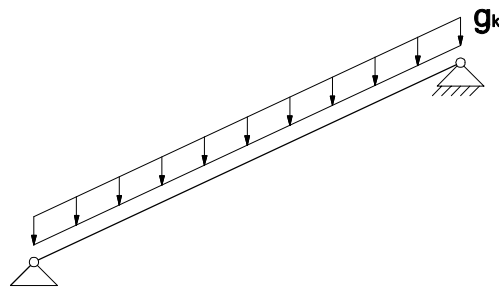
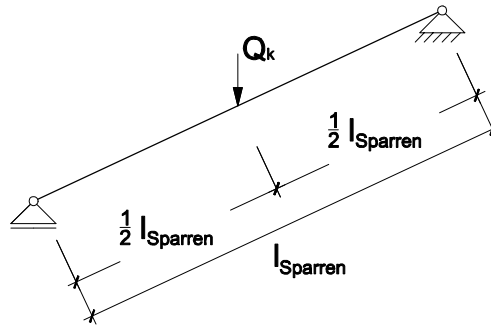


Abbildung B.2: Eigenlast

Nutzlasten

B.4.2 Veränderliche EinwirkungenNutzlasten

Nach DIN EN 1991-1-1/NA, Tabelle 6.10DE „Nutzlasten für Dächer“ wird für nicht begehbare Dächer (außer für übliche Erhaltungsmaßnahmen und Reparaturen), eine Personenlast von $Q_k = 1 \text{ kN}$ angegeben. Diese Last muss so angesetzt werden, dass ihre Wirkung für das zu bemessende Bauteil am ungünstigsten ist. Für das Beispiel ist dies der Fall, wenn Q_k in Sparrenmitte angreift.

**Abbildung B.3:** Personenlast

Schneelasten

Schneelasten

Die maßgebende Schneelast s nach DIN EN 1991-1-3 errechnet sich aus dem Wert s_k für die charakteristische Schneelast auf dem Boden und einem Formbeiwert μ_i :

$$s = \mu_i \cdot s_k$$

Die Schneelast auf dem Boden wird in Abhängigkeit der Schneelastzone (DIN EN 1991-1-3 + NA Bild NA.1 - Schneelastzonenkarte) und der Geländehöhe über dem Meeresniveau bestimmt. Der Formbeiwert berücksichtigt die Dachform und die Dachneigung.

Für eine Höhe von 400 mNN. und Schneelastzone 2 ergibt sich eine Schneelast am Boden von (DIN EN 1991-1-3/NANDP zu 4.1):

$$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760}\right)^2 \geq 0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Sockelbetrag; Mindestwert})$$

mit $A = 400 \text{ m}$ über NN

$$s_k = 1,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \geq 0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Das Pultdach mit einem Dachneigungswinkel von $\alpha = 30^\circ$ hat einen Formbeiwert von (DIN EN 1991-1-3:2010, Abschnitt 5.3.2):

$$\mu_1 = 0,8$$

Die Schneelast auf dem Dach ergibt sich zu:

$$s_{1,k} = 0,8 \cdot 1,21 = 0,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Analog zum Eigengewicht, muss die für die gesamte Dachfläche angegebene Schneelast in eine auf die Lasteinflussbreite des Sparrens (0,80 m) bezogene Linienlast transformiert werden.

$$s_{1,k} = 0,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,8 \text{ m} = \underline{\underline{0,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}}$$

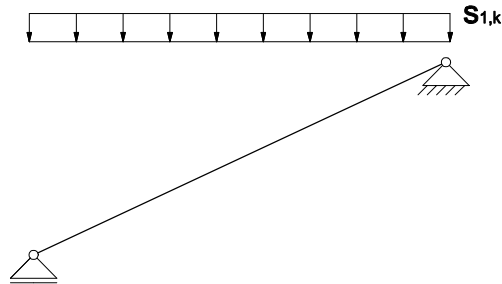


Abbildung B.4: Schneelast

Windlasten

Die Belastung durch Wind auf eine Außenfläche eines Bauwerks errechnet sich nach DIN EN 1991-1-4 zu:

Windlast

$$w_e = c_{pe} \cdot q_p(z_e)$$

mit

c_{pe} aerodynamischer Beiwert (nach DIN EN 1991-1-4, Abschnitt 5.2)

q_p Böengeschwindigkeitsdruck (nach DIN EN 1991-1-4, Abschnitt 7)

z_e Bezugshöhe (DIN EN 1991-1-4, Abschnitt 7)

Für Bauwerke bis 25 m Höhe darf der Böengeschwindigkeitsdruck vereinfacht als konstant über die gesamte Gebäudehöhe angenommen werden.

Böengeschwindigkeitsdruck

Die Bezugshöhe beträgt $z_e = h = 4,81 \text{ m} \leq 10 \text{ m}$.

Der Standort des Bauwerks liegt in der Windzone 1 entsprechend der Windzonenkarte in DIN EN 1991-1-4/NA, Anhang NA.A. Damit beträgt der Geschwindigkeitsdruck nach DIN EN 1991-1-4/NA, Anhang NA.B.3.2, Tabelle NA.B.3:

$$q_p = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Die in den Tabellen 7.1 bis 7.5 (mit NDP zu 7.2.2. (2): Tab. NA.1) der DIN EN 1991-1-4, Abschnitt 7 angegebenen Werte für c_{pe} weisen auf eine Belastung der entsprechenden Bauteile bzw. Bereiche durch

Aerodynamischer Außendruckbeiwert

Windsog $c_{pe} < 0$ (negative Beiwerte) oder

Winddruck $c_{pe} > 0$ (positive Beiwerte)

hin.

Den Tabellen 7.3a und 7.3b (Empfohlene Werte für Außendruckbeiwerte für Pultdächer) der DIN EN 1991-1-4 entstammen die in der folgenden

Abbildung aufgeführten $c_{pe,10}$ -Werte. Sie sind gemäß Bild 7.7 der EN 1991-1-4 für die Anströmrichtungen $\theta = 0^\circ$, 90° und 180° des Windes in die entsprechenden Bereiche der Pultdachprojektionen eingetragen.

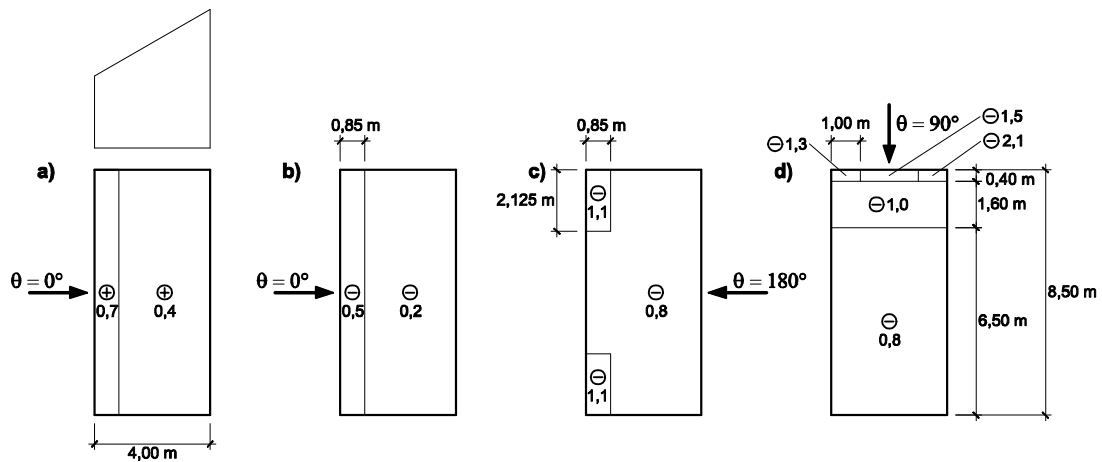


Abbildung B.5: Außendruckbeiwerte für die Anströmrichtungen $\theta = 0^\circ$, 90° und 180°

Für die Bemessung der Biegetragfähigkeit eines Sparrens ist es in den meisten Fällen ausreichend nur den Winddruck (hier Fall a)) zu berücksichtigen. Die Wirkungsrichtung der Winddruckkraft stimmt mit der Wirkungsrichtung von Eigen-, Nutz- und Schneelast überein, d. h. die durch die einzelnen Einwirkungen hervorgerufenen Momente addieren sich bei Überlagerung innerhalb der Einwirkungskombinationen auf und die Gesamtbelastung des Sparrens ist infolgedessen größer.

Windsogkräfte (Fälle b), c) und d)) wirken entgegen der Belastung aus Eigengewicht. Ist der Dachaufbau sehr leicht (geringe Eigenlast) und der Windsog nimmt einen entsprechend großen Wert an, kann die Kombination aus günstig wirkendem Eigengewicht und ungünstig wirkendem Windsog ($1,0 \cdot g \oplus 1,50 \cdot (w_e)$ „Lagesicherheit“) maßgebend werden. Wenn dieser Fall nicht zweifelsfrei ausgeschlossen werden kann, muss eine Überprüfung dieser Einwirkungskombination erfolgen.

Um das Beispiel anschaulich zu halten wird an dieser Stelle nur der Fall a) (Winddruck) betrachtet, bei dem das Dach durch folgende Lasten beansprucht wird:

$$w_1 = 0,7 \cdot 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_2 = 0,4 \cdot 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Transformation der Flächenlast in eine Linienlast (Lasteinflussbreite 0,8 m):

$$w_1 = 0,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,8 \text{ m} = \underline{\underline{0,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}}$$

$$w_2 = 0,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,8 \text{ m} = \underline{\underline{0,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}}$$

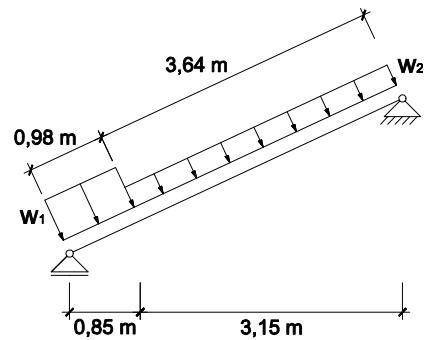
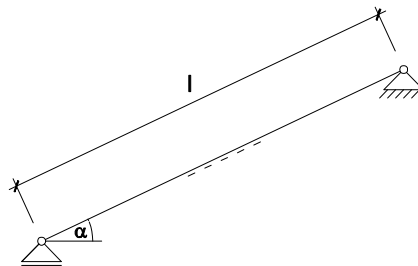


Abbildung B.6: Windlast

B.5 Einwirkungskombinationen

Der maßgebende Bemessungswert der Beanspruchung E_d des Tragwerks ergibt sich aus der Betrachtung verschiedener Lastfallkombinationen. Im Hinblick auf eine effiziente Berechnung, empfiehlt es sich, bei Systemen mit gleichartigen Einwirkungen (z.B. nur Streckenlasten) bereits die Belastungen miteinander zu kombinieren und die Schnittgrößen bzw. Spannungen infolge der maßgebenden Bemessungslast zu ermitteln. Da der Sparren in diesem Beispiel sowohl durch Strecken- als auch durch eine Einzellast beansprucht wird, müssen hier allerdings zunächst die Biegemomente für die einzelnen Einwirkungen berechnet werden, bevor eine Überlagerung nach den Kombinationsregeln erfolgen kann.

- Balken auf zwei Stützen
- $\alpha = 30^\circ$
- $l = 4,62 \text{ m}$



statisches System

Abbildung B.7: statisches System eines Dachsparrens (Pos. 1)

- Eigenlasten $g_k = 0,91 \text{ kN/m}$
- Nutzlast $Q_k = P_k = 1,00 \text{ kN}$
- Schneelast $\bar{s}_k = 0,78 \text{ kN/m}$

Einwirkungen

Die für die KLED und den Kombinationsbeiwert ψ_0 der Schneelast maßgebende Standorthöhe des Gebäudes liegt bei unter 1000 m über NN.

- Windlast
Für die Bemessung werden nur Winddruckkräfte berücksichtigt.

Um die maximalen Momente aus den vorhandenen Einwirkungen zu berechnen, wird für jede Belastung der senkrecht auf den Sparren wirkende Anteil ermittelt, durch den ein Moment erzeugt wird. Die Umrechnung erfolgt wie in Tabelle 15 beschrieben:

$$g_{\perp,k} = g_k \cdot \cos \alpha = 0,91 \text{ kN/m} \cdot \cos 30^\circ = 0,79 \text{ kN/m}$$

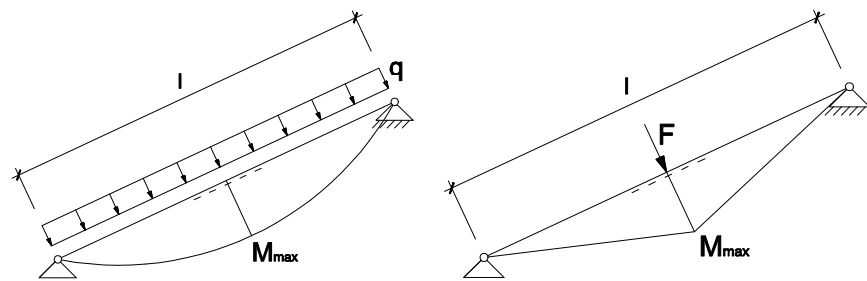
$$Q_{\perp,k} = P_{\perp,k} = P_k \cdot \cos \alpha = 1,00 \text{ kN} \cdot \cos 30^\circ = 0,87 \text{ kN}$$

$$s_{\perp,k} = \bar{s}_k \cdot \cos^2 \alpha = 1,00 \text{ kN/m} \cdot \cos^2 30^\circ = 0,59 \text{ kN/m}$$

$$w_{\perp,k} = w_k$$

Schnittkräfte

Die beiden folgenden Abbildungen zeigen die qualitativen Schnittkraftverläufe für das Moment, das durch eine über die gesamte Länge l des Stabes angreifende konstante Linienlast q bzw. eine in Stabmitte wirkende Einzelast F entsteht. Das aus der Windlast resultierende Moment wird mithilfe von Formelwerken ermittelt.



$$\max M = \frac{q \cdot l^2}{8} \text{ [kNm]}$$

$$\max M = \frac{F \cdot l}{4} \text{ [kNm]}$$

Abbildung B.8: Biegemomentenverlauf

Entsprechend ergeben sich für die vorhandenen Einwirkungen die folgenden maximalen Momente:

$$\max M_{g,k} = \frac{g_{\perp,k} \cdot l^2}{8} = \frac{0,79 \text{ kN/m} \cdot 4,62^2 \text{ m}^2}{8} = 2,11 \text{ kNm}$$

$$\max M_{P,k} = \frac{Q_{\perp,k} \cdot l}{4} = \frac{0,87 \text{ kN} \cdot 4,62 \text{ m}}{4} = 1,00 \text{ kNm}$$

$$\max M_{s,k} = \frac{s_{\perp,k} \cdot l^2}{8} = \frac{0,59 \text{ kN/m} \cdot 4,62^2 \text{ m}^2}{8} = 1,57 \text{ kNm}$$

$$\max M_{w,k} = 0,43 \text{ kNm (s. Abbildung B.6)}$$

Einwirkungskombination

In der folgenden Tabelle sind die Klassen der Lasteinwirkungsdauer (KLED), die Modifikationsbeiwerte k_{mod} und die Kombinationsbeiwerte ψ_0 für die einzelnen Einwirkungen zusammengestellt.

Einwirkung	KLED	k_{mod} (NKL 2)	ψ_0	M_k [kNm]
g	ständig	0,6	–	2,11
Q	kurz	0,9	0	1,00
s	kurz	0,9	0,5	1,57
w	kurz / sehr kurz	1,0 ¹⁾	0,6	0,43

¹⁾ Mittelwert für die zugehörigen k_{mod} -Werte aus „kurz“ und „sehr kurz“;
hier: $(0,9 + 1,1)/2 = 1,0$

Mit den vorhandenen Einwirkungen können auf der Grundlage der Kombinationsregel

$$E_d = E\{\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\} \quad i \geq 1; j \geq 1$$

für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, die nachfolgend tabellierten Bemessungswerte der Biegemomente M_d berechnet werden. Es werden nur die Kombinationen aufgeführt, die nicht bereits im Vorfeld ausgeschlossen werden können (→ 2.3, Tabelle 6).

Grundkombination									
Nr.	$\gamma_G \cdot M_{g,k}$	$+$	$\gamma_{Q,1} \cdot M_{Q,k}$	$+$	$\gamma_{Q,2} \cdot \psi_0 \cdot M_{Q,k}$	$= M_d$ [kNm]	k_{mod}	Anmerkung	
1	$1,35 \cdot M_{g,k}$					$= 2,85$	0,6	nur Eigenlasten	
	$1,35 \cdot 2,11$								
2	$1,35 \cdot M_{g,k}$	$+$	$1,5 \cdot M_{p,k}$			$= 4,35$	0,9	Personenlast als vorherrschende veränderliche Einwirkung in der KLED „kurz“. Überlagerung von Personenlast mit Schnee- und/oder Windeinwirkungen nach DIN EN 1991-1-1, 3.3.2 (1) nicht erforderlich.	
	$1,35 \cdot 2,11$	$+$	$1,5 \cdot 1,00$						
4	$1,35 \cdot M_{g,k}$	$+$	$1,5 \cdot M_{s,k}$			$= 5,20$	0,9	Schnee als vorherrschende veränderliche Einwirkung in der KLED „kurz“. Überlagerung von Personenlast mit Schneeeinwirkungen nach DIN EN 1991-1-1, 3.3.2 (1) nicht erforderlich	
	$1,35 \cdot 2,11$	$+$	$1,5 \cdot 1,57$						
8	$1,35 \cdot M_{g,k}$	$+$	$1,5 \cdot M_{w,k}$	$+$	$1,5 \cdot 0,5 \cdot M_{s,k}$	$= 4,67$	1,0	Wind als vorherrschende veränderliche Einwirkung. Überlagerung von Personenlast mit Schnee- und/oder Windeinwirkungen nach DIN EN 1991-1-1, 3.3.2 (1) nicht erforderlich.	
	$1,35 \cdot 2,11$	$+$	$1,5 \cdot 0,43$	$+$	$1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,57$				
9	$1,35 \cdot M_{g,k}$	$+$	$1,5 \cdot M_{s,k}$	$+$	$1,5 \cdot 0,6 \cdot M_{w,k}$	$= 5,59$	1,0	Schnee als vorherrschende veränderliche Einwirkung. Überlagerung von Personenlast mit Schnee- und/oder Windeinwirkungen nach DIN EN 1991-1-1, 3.3.2 (1) nicht erforderlich.	
	$1,35 \cdot 2,11$	$+$	$1,5 \cdot 1,57$	$+$	$1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,43$				
$\gamma_G \cdot M_{g,k}$	ständige Einwirkung					Biegemoment infolge			
$\gamma_{Q,1} \cdot M_{Q,k}$	vorherrschende veränderliche Einwirkung					$M_{g,k}$	Eigenlast	$M_{s,k}$	Schnee
$\gamma_{Q,2} \cdot \psi_0 \cdot M_{Q,k}$	weitere veränderliche Einwirkungen					$M_{p,k}$	Personenlast	$M_{w,k}$	Wind

maßgebende Kombination

Das maximale Biegemoment ergibt sich für die Überlagerung des Eigengewichts mit voller Schnee- und abgeminderter Windlast nach Kombination 9. Für den Nachweis der Biegespannung sind aufgrund des geringeren k_{mod} -Wertes zusätzlich die Kombinationen 1 und 4 zu untersuchen.

B.6 Nachweis

Biegespannungsnachweis

Für den Nachweis der Biegespannung werden die Bemessungswerte der Biegespannung mit den Bemessungswerten der Biegefestigkeit verglichen. Hieraus lässt sich der Ausnutzungsgrad η ableiten.

$$\eta = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

Die Biegebeanspruchung des Sparrens berechnet sich aus dem maximalen Biegemoment und dem Widerstandsmoment:

$$\sigma_{m,d} = \frac{\max M_d}{W}$$

Widerstandsmoment für den Sparren mit einem Querschnitt 80/200 mm:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{80 \text{ mm} \cdot 200^2 \text{ mm}^2}{6} = 533 \, 333 \text{ mm}^3$$

Der Bemessungswert der Biegefestigkeit für den Sparren aus Nadelholz C24 (charakteristische Biegefestigkeit $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$) ergibt sich zu:

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{k_{mod} \cdot 24 \text{ N/mm}^2}{1,3}$$

Nr.	$f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}$	Ausnutzungsgrad η	Anmerkung
1	11,08	5,34	0,48 $\hat{=}$ 48 %	
4	16,62	9,75	0,59 $\hat{=}$ 59 %	maßgebend
9	18,46	10,48	0,56 $\hat{=}$ 56 %	

wirtschaftliche Bemessung

Obwohl die Kombination 9 die größte Beanspruchung bewirkt, wird hier für den Nachweis der Biegespannung die alleinige Überlagerung der Eigenlast mit dem Schnee (Kombination 4) maßgebend. Dies ist auf die geringere Beanspruchbarkeit infolge der mittleren Lasteinwirkungsdauer zurückzuführen. Der Sparrenquerschnitt ist zu 59 % ausgenutzt.

Querschnittsoptimierung

Allerdings soll an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass bei der Querschnittsoptimierung neben den statischen auch wärmeschutztechnische Anforderungen maßgebend sein können. Nicht selten müssen beispielsweise bei Dächern aufgrund der Anforderungen an den U-Wert und den daraus resultierenden Höhen der Zwischensparrendämmung auch die Sparrenhöhen entsprechend angepasst werden.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Bauteile und Verbindungen	10
Abbildung 2:	Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	11
Abbildung 3:	Verteilungsfunktion einer zeitlich veränderlichen Einwirkung F.....	13
Abbildung 4:	repräsentative Werte einer zeitlich veränderlichen Einwirkung.....	16
Abbildung 5:	Verteilungsfunktion einer Baustoffeigenschaft X	19
Abbildung 6:	Auswirkungen der Holzfeuchte auf die mechanischen Werkstoffeigenschaften	21
Abbildung 7:	Klassen der Lasteinwirkungsdauer	23
Abbildung 8:	Einwirkungen auf ein Bauteil	24
Abbildung 9:	Festigkeiten NH C24 in Abhängigkeit von der Lasteinwirkungsdauer und den Umgebungsbedingungen	26
Abbildung 10:	statistische Gegenüberstellung der Einwirkung E und des Bauteilwiderstandes R	30
Abbildung 11:	Tatsächliche und idealisierte Windgeschwindigkeit nach DIN EN 1991-1-4	32
Abbildung 12:	Beanspruchungen an einer Überdachung	35
Abbildung 13:	Spannungs-Dehnungs-Linie von fehlerfreiem Holz unter Zug- und Druckbeanspruchung parallel und senkrecht zur Faser bei konstanter Dehnungszunahme	35
Abbildung 14:	Abhängigkeit der Druck- und Zugfestigkeiten (Festigkeitsklasse C24) vom Kraft-Faser-Winkel	36
Abbildung 15:	Zugspannungsverlauf bei Querschnittsschwächungen.	39
Abbildung 16:	Druckspannungsverlauf bei Querschnittsschwächungen	40
Abbildung 17:	Verformungsverhalten von Holz unter Querdruckbeanspruchung	41
Abbildung 18:	Vergrößerungsfaktor der wirksamen Aufstandslänge..	42
Abbildung 19:	Lastausbreitung.....	42
Abbildung 20:	Schub aus Querkraft bzw. Abscheren.....	43
Abbildung 21:	Ausführung eines Gerbergelenks	44
Abbildung 22:	statische Systeme für Biegeträger	49
Abbildung 23:	Spannungen in einem Biegeträger	50
Abbildung 24:	KVH®, DUO-Balken®, TRIO-Balken®	52
Abbildung 25:	Brettschichtholz-Binderformen	53
Abbildung 26:	Spannungskombinationen am angeschnittenen Rand eines Pultdachträgers	54
Abbildung 27:	Querzugspannungen im gekrümmten Trägerbereich infolge eines positiven Momentes	54

Abbildung 28:	Querzuggefährdete Bereiche üblicher BS-Holz-Binder ..	55
Abbildung 29:	außen liegende Verstärkung im Firstbereich	55
Abbildung 30:	qualitativer Verlauf des Momentes, Widerstandsmomentes und Biegespannung bei symmetrischen Satteldachbindern mit geradem Untergurt unter Gleichstreckenlast.....	56
Abbildung 31:	nichtlinearere Biegespannungsverteilung im gekrümmten Trägerbereich	56
Abbildung 32:	Versagensfall Kippen.....	57
Abbildung 33:	Bezeichnungen am Fachwerkträger	58
Abbildung 34:	Zug- und Druckkräfte an Fachwerken	58
Abbildung 35:	Fachwerkträger	59
Abbildung 36:	Knicken eines Druckstabes	59
Abbildung 37:	Knickbeiwert k_c in Abhängigkeit von der Knicklänge λ_{ef} für eine Stütze 120/120 mm, C24.....	60
Abbildung 38:	a) verschieblicher Rahmen mit Ersatzsystem ($\beta = 2,7$) b) unverschieblicher Rahmen mit Ersatzsystem ($\beta = 0,7$)	61
Abbildung 39:	Ausklinkungen und Durchbrüche mit wahrscheinlicher Rissausbreitung	63
Abbildung 40:	Querzug bei ausgeklinkten Trägersauflagern	63
Abbildung 41:	Verstärkungsmaßnahmen bei rechtwinkligen Ausklinkungen	65
Abbildung 42:	unverstärkte Durchbrüche.....	66
Abbildung 43:	Verstärkungsmaßnahmen bei Durchbrüchen.....	67
Abbildung 44:	Beispiele von Queranschlüssen mit Querzugriss.....	69
Abbildung 45:	erforderlicher Querzugnachweis	69
Abbildung 46:	Verstärkung von Queranschlüssen.....	70
Abbildung 47:	Beispiel – Queranschluss.....	70
Abbildung 48:	links: Anschlüsse mit Querzugrissen infolge Schwinden rechts: Anschlüsse unter Vermeidung von Querzugspannungen durch Ausführung mit Langlöchern für die Klemmbolzen.....	70
Abbildung 49:	Verbindungen im Holzbau.....	71
Abbildung 50:	Last-Verformungskurve verschiedener Verbindungsmittel.....	71
Abbildung 51:	Beanspruchung einer Schraube auf Herausziehen	74
Abbildung 52:	Kraftübertragung und Verformungen bei stiftförmigen Verbindungsmitteln (Abscheren).....	74
Abbildung 53:	Blockscherversagen	74
Abbildung 54:	Schaftausbildung: glattschaftiger Nagel, Rillen und Schraubnagel.....	76
Abbildung 55:	Mindestholzdicke, Mindesteinschlagtiefe und Versenkmaß von Nägeln	76

Abbildung 56: Anforderung (Mindestabstände) bei übergreifenden Nägeln..... 77

Abbildung 57: Klammer 78

Abbildung 58: Holzschrauben 79

Abbildung 59: selbstbohrende Schrauben mit Voll- und Teilgewinde... 80

Abbildung 60: Stabdübel 80

Abbildung 61: Passbolzen mit Kopf, Mutter und Unterlegscheiben 81

Abbildung 62: Aufspalten verursacht durch
a) zu geringen Abstand zum Hirnholz
b) zu geringen Abstand der Verbindungsmittel 82

Abbildung 63: Beanspruchter Rand Untergurt/Strebe 83

Abbildung 64: Definition der Verbindungsmittelabstände 83

Abbildung 65: Definition der Abstände bei Klammerverbindungen 83

Abbildung 66: Einfluss der Einbindetiefe auf die Tragfähigkeit von Nägeln, Klammern und Schrauben bei Abscherbeanspruchung 85

Abbildung 67: Spannungsverteilung über die Verbindungsmittel 86

Abbildung 68: n_{ef} für Holz-Holz-Verbindungen mit nicht versetzt angeordneten Nägeln und Schrauben ($d \leq 6\text{ mm}$) 86

Abbildung 69: n_{ef} für Stabdübel, Passbolzen, Bolzen und Schrauben ($d > 6\text{ mm}$) 87

Abbildung 70: mit Schrauben verstärkte Stabdübelverbindung eines Zugstoßes..... 87

Abbildung 71: Stopp des Risswachstums durch Verstärkung der Stabdübelverbindung mit Schrauben 87

Abbildung 72: auf Abscheren beanspruchte Verbindungen 88

Abbildung 73: Lochleibungsversuch..... 89

Abbildung 74: Verteilung der Spannungen in einem Lochleibungsversuch..... 89

Abbildung 75: Fließmoment $M_{y,k}$ 89

Abbildung 76: Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten nach dem vereinfachten und genauen Verfahren nach EC 5-NA unter Angabe des Versagensmechanismuses 91

Abbildung 77: Erhöhung der Tragfähigkeit durch Einhängeeffekt..... 92

Abbildung 78: Versagensmechanismen bei Beanspruchung einer Schraube in Schaftrichtung 95

Abbildung 79: Tragverhalten eines Dübels besonderer Bauart 96

Abbildung 80: Verbindung mit zweiseitigen und einseitigen Einpressdübeln 97

Abbildung 81: Dübelverbindung 99

Abbildung 82: Anordnung zusätzlicher ausziehfester Verbindungsmittel 100

Abbildung 83: gebräuchliche ingenieurmäßige Verbindungen mit Stahlblechformteilen 106

Abbildung 84: typische Nagelplatte 108

Abbildung 85:	Fachwerkbinder mit Nagelplatten.....	109
Abbildung 86:	Zugstoß mit Schubspannungsverteilung	112
Abbildung 87:	Auflagerpressung	113
Abbildung 88:	Lagesicherung von Deckenbalken.....	113
Abbildung 89:	Schwellenpressung	113
Abbildung 90:	Definitionen, Begriffe, Kraft-Faser-Winkel beim allgemeinen Versatz	114
Abbildung 91:	Stirn-, Fersen- und Doppelter Versatz.....	114
Abbildung 92:	Lagesicherung von Versätzen	115
Abbildung 93:	wirksame Vorholzlänge	116
Abbildung 94:	Lastabtrag in einem Stirnversatz	116
Abbildung 95:	Zapfenanschluss	118
Abbildung 96:	Zugstoß	120
Abbildung 97:	Ausführung der Anschlussvarianten a) bis g) mit Angabe der aufnehmbaren Zugkraft [kN] und der erforderlichen Stoßlänge [mm]	121
Abbildung 98:	Vergleich der Anschlussvarianten	122

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Zusammenstellung von Produktnormen	8
Tabelle 2:	Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit	12
Tabelle 3:	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	15
Tabelle 4:	Kombinationsbeiwerte ψ für Einwirkungen.....	16
Tabelle 5:	Kombinationsregeln der Einwirkungen zur Ermittlung des Bemessungswertes der Beanspruchung E_d	17
Tabelle 6:	Einwirkungskombinationen nach DIN EN 1990	18
Tabelle 7:	Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Festigkeitseigenschaften in der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation.	20
Tabelle 8:	Nutzungsklassen (NKL).....	21
Tabelle 9:	Verwendbarkeit von Holz und Holzwerkstoffen in den Nutzungsklassen (NKL).....	22
Tabelle 10:	Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED).....	23
Tabelle 11:	Zuordnung von Einwirkungen in Klassen der Lasteinwirkungsdauer (KLED).....	25
Tabelle 12:	Rechenwerte für die Modifikationsbeiwerte k_{mod}	27
Tabelle 13:	Rechenwerte für den Verformungsbeiwert k_{def}	29
Tabelle 14:	Normen zu Einwirkungen auf Tragwerke	31
Tabelle 15:	Wirkungsrichtung und Bezugsfläche von Einwirkungen bei geneigten Dächern	33
Tabelle 16:	Umrechnung der Wirkungsrichtung und Bezugsfläche von Einwirkungen bei geneigten Dächern.....	34
Tabelle 17:	Charakteristische Materialkennwerte von Nadelholz und Brettschichtholz	37
Tabelle 18:	Durchbiegungsanteile am Beispiel eines Einfeldträgers mit Gleichstreckenlast	47
Tabelle 19:	Vorschläge für Grenzwerte der rechnerische Enddurchbiegung w_{fin}	48
Tabelle 20:	Aufbau von homogenem und kombiniertem Brettschichtholz	53
Tabelle 21:	Knicklängen ausgewählter Systeme.....	62
Tabelle 22:	Tragfähigkeit R_d einer Ausklinkung mit und ohne Verstärkung am Beispiel (EC 5-NA.6.7)	66
Tabelle 23:	Gegenüberstellung der Verstärkungsvarianten eines Durchbruchs am Beispiel	68
Tabelle 24:	Beispiele für ausmittige Anschlüsse.....	72
Tabelle 25:	Querschnittsschwächung durch Verbindungsmittel.....	72
Tabelle 26:	Versagensarten bei Verbindungen	75
Tabelle 27:	Mindestabstände nach DIN EN 1995.....	84

Tabelle 28:	mögliche Versagensmechanismen für einschnittige Holz-Holz-Verbindungen.....	90
Tabelle 29:	mögliche Versagensmechanismen für zweischnittige Holz-Holz-Verbindungen.....	90
Tabelle 30:	charakteristische Tragfähigkeiten $F_{v,Rk}$ von Nägeln in Holz-Holz-Verbindungen aus Nadelholz je Scherfuge und Nagel bei Beanspruchung auf Abscheren.....	93
Tabelle 31:	charakteristische Tragfähigkeiten $F_{v,Rk}$ von Stabdübeln in Holz-Holz-Verbindungen aus Nadelholz je Scherfuge und Verbindungsmittel bei Beanspruchung auf Abscheren.....	94
Tabelle 32:	gebräuchliche Dübel besonderer Bauart	97
Tabelle 33:	Einlassdübel	98
Tabelle 34:	Einpressdübel	98
Tabelle 35:	Mindestabstände nach EC 5	100
Tabelle 36:	wirksame Dübelanzahl (Kraft-Faser-Winkel $\alpha = 0^\circ$).....	100
Tabelle 37:	charakteristische Tragfähigkeiten (Basiswerte für $\alpha=0^\circ$) von Ring- und Scheibendübeln.....	102
Tabelle 38:	charakteristische Tragfähigkeiten (Basiswerte für $\alpha=0^\circ$) von Scheibendübeln mit Zähnen/Dornen	104
Tabelle 39:	Gegenüberstellung der Versagensmechanismen für Stahlblech-Holz-Verbindungen mit außen liegenden dünnen und dicken Blechen	105
Tabelle 40:	Bescheinigungen für den Nachweis der Eignung zum Kleben von tragenden Holzbauteilen	110
Tabelle 41:	Klebstoffarten und Anwendungsgebiete	111
Tabelle 42:	geometrische Randbedingungen für Versätze.....	115
Tabelle 43:	Verschiebungsmoduln K_{ser} [N/mm] je Scherfuge stiftförmiger Verbindungsmittel und je Verbindungseinheit mit Dübeln besonderer Bauart	118

Impressum

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek:

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie, detaillierte bibliografische Daten sind im Internet unter <http://www.ddb.de> abrufbar.

Herausgeber:

Holzbau Deutschland
Bund Deutscher Zimmermeister
im Zentralverband des Deutschen Baugewerbes e.V.

Verlag und Vertrieb:

Zeittechnik Verlag GmbH
Friedhofstraße 13, 63263 Neu-Isenburg
und
Fördergesellschaft Holzbau und Ausbau mbH
Kronenstraße 55-58, 10117 Berlin

© 2019 Holzbau Deutschland - Bund Deutscher Zimmermeister
Alle Rechte vorbehalten. / All rights strictly reserved.
Nachdruck, auch auszugsweise, verboten.

Das Werk einschließlich seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Kein Teil dieses Werkes darf ohne schriftliche Einwilligung des Herausgebers in irgendeiner Form (Fotokopie, Mikrofilm oder eines anderen Verfahrens) auch nicht für Zwecke der Unterrichtsgestaltung reproduziert oder unter Verwendung elektronischer Systeme verarbeitet, vervielfältigt oder verbreitet werden.

Für Irrtümer, Satz- oder Druckfehler übernimmt der Herausgeber keine Haftung.

Die technischen Informationen dieser Schrift entsprechen zum Zeitpunkt der Ausgabe den anerkannten Regeln der Technik. Eine Haftung für den Inhalt kann trotz sorgfältigster Bearbeitung und Korrektur nicht übernommen werden.

2. Auflage

ISBN 978-3-939216-27-8