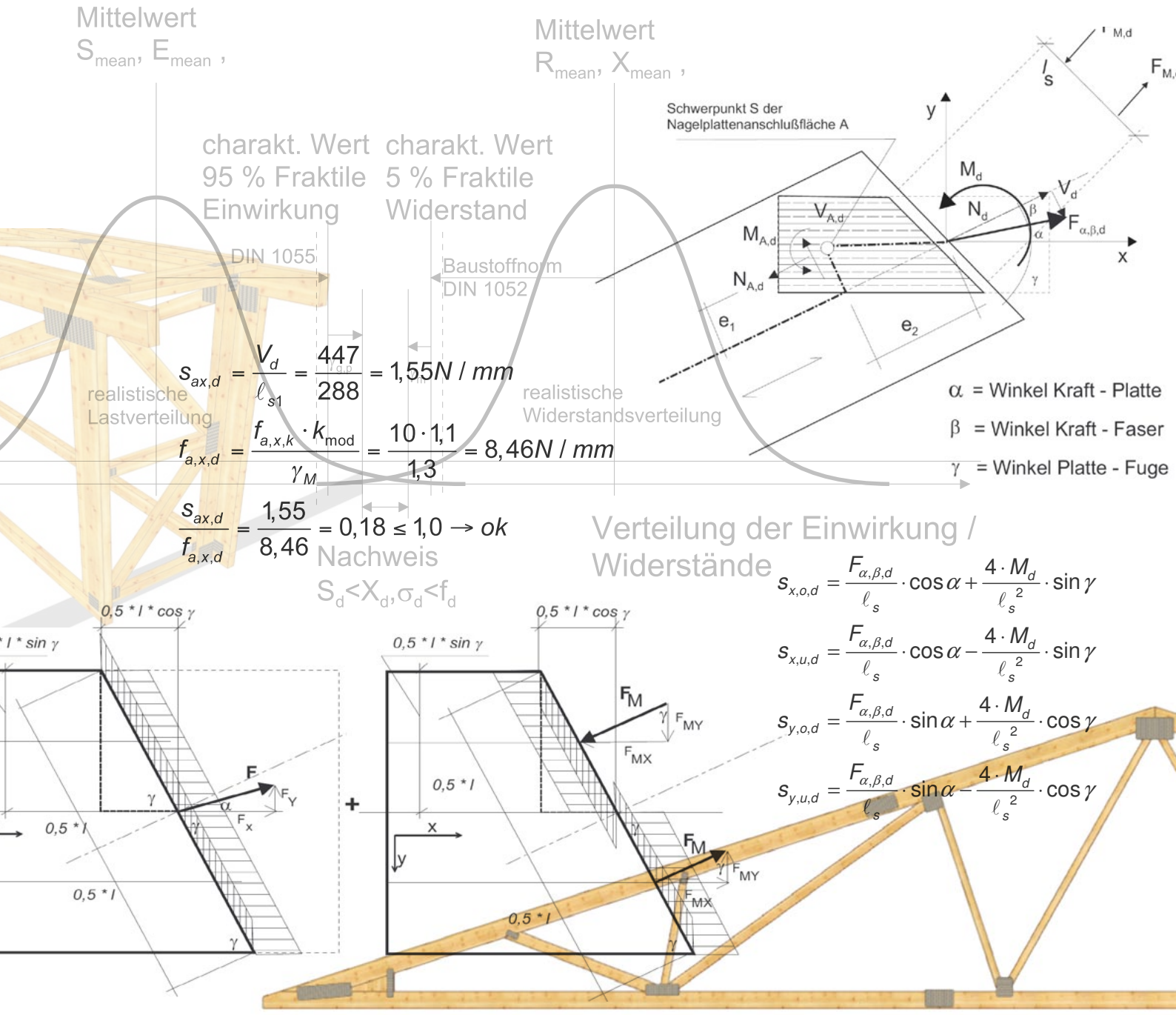
Nagelplattenkonstruktionen nach DIN 1052-2008
Eine Informationsschrift der GIN

Gütegemeinschaft Nagelplattenprodukte e.V.
Interessenverband
Nagelplatten e.V.

Nagelplattenbinder nach DIN 1052:2008-12



Inhaltsverzeichnis

1.	**Einleitung**	**2**
2.	**Grundlagen**	**3**
2.1.	**Allgemeines**	**3**
2.1.1.	Materialien	3
2.1.2.	Holzfeuchte	3
2.1.3.	Holzschutz	4
2.1.4.	Chemischer Holzschutz	4
2.1.5.	Korrosionsschutz	4
2.2.	**Sicherheitskonzept und Nachweiskombinationen**	**4**
2.2.1.	Einwirkungen und Widerstände	4
2.2.2.	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT	4
2.2.3.	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG	7
2.3.	**Geometrie und Steifigkeiten**	**8**
2.3.1.	Steifigkeit normaler Stäbe und Anschlüsse	8
2.3.2.	Dreh- und Verschiebefedern	8
2.3.3.	Steifigkeit fiktiver Stäbe	9
2.3.4.	Bestimmung von Anschlussflächen A_{ef} und polarem Trägheitsmoment I_p	9
2.4.	**Einwirkungen**	**9**
2.4.1.	Einwirkungen allgemein	9
2.4.2.	Eigengewicht	9
2.4.3.	Verkehrs- und Nutzlasten	10
2.4.4.	Schneelasten	10
2.4.5.	Windlasten	14
2.4.6.	Aussteifungslasten	19
2.4.7.	Erdbebenlasten	20
2.4.8.	Betonier- und Schalungslasten	21
2.5.	**Bemessung von Stäben**	**22**
2.5.1.	Allgemeines	22
2.5.2.	Biegung und Zug	22
2.5.3.	Druck, Knicken mit k_c-Verfahren	22
2.5.4.	Kippen mit k_m-Verfahren	23
2.5.5.	Biegung und Druck (Biegedrillknicken)	23
2.5.6.	Querkraft	24
2.5.7.	Querdruck und Auflagerpressung	24
2.5.8.	Querzug	24
2.5.9.	Druck und Biegung (Spannungsnachweis)	25
2.5.10.	Nachweis Theorie II. Ordnung	25
2.6.	**Bemessung von Nagelplattenverbindungen**	**25**
2.6.1.	Allgemeines:	25
2.6.2.	Nachweis der Nagelanschlussfläche	25
2.6.3.	Nachweis der Plattenbeanspruchung	26
2.6.4.	Montagenachweise	29
2.7.	**Brandschutzbemessungen bei Nagelplattenbindern**	**31**
2.7.1.	Allgemeines	31
2.7.2.	Holzbemessung an einteiligen Hölzern und an Hölzern für mehrteilige Nagelplattenbinder	32
2.7.3.	Nagelplattenbemessung für mehrteilige Nagelplattenbinder:	32
3.	**Bemessung eines ebenen Binders**	**32**
3.1.	**Systeme und Systemfindung**	**32**
3.1.1.	Allgemeines und Begriffe	32
3.1.2.	Modellierung	33
3.1.3.	Beispiele für Knotenmodellierung	35
3.2.	**Übersicht über Bauformen und Sonderkonstruktionen von Nagelplattenkonstruktionen**	**36**
3.2.1.	Häufig verwendete Binderformen	36
3.2.2.	Sonderkonstruktionen	38
3.2.3.	Verstärkungen	40
4.	**Gesamttragwerk:**	**40**
4.1.	**Allgemeines**	**40**
4.2.	**Aussteifungen**	**41**
4.2.1.	Arten von Verbänden	41
4.2.2.	Alternative Konstruktionen:	43
4.2.3.	Fehlerquellen:	43
4.3.	**Räumliche Steifigkeiten**	**43**
4.3.1.	Aussteifungselemente:	43
4.3.2.	Aufgaben der Dachlatten:	43
4.3.3.	Aufgaben der Obergurtverbände:	44
4.3.4.	Aufgaben der Druckstollen im Firstbereich:	44
4.3.5.	Aufgaben der Mittelabstützungen:	44
4.3.6.	Aufgaben der Druckstollen im Traufenbereich:	44
4.3.7.	Aufgaben der Rispenbänder bzw. hölzernen Rispen:	44
4.3.8.	Aufgaben der Querabstützungen gedrückter Füllstäbe:	44
4.4.	**Bemessungen der Aussteifungselemente**	**45**
4.4.1.	Wind- und Knickverbände	45
4.4.2.	Einzelabstützungen	45
4.4.3.	Anordnung von Läufern und Querabstützungen	45
4.4.4.	Weiterleitung der Kräfte:	45
4.5.	**Sonderfälle:**	**45**
5.	**Beispiele**	**45**
6.	**Anhang und Verweise**	**46**
6.1.	**Checklisten für Statik**	**46**
6.1.1.	Erstellung von Lastannahmen	46
6.1.2.	Berechnung der Haupttragglieder	46
6.1.3.	Ermittlung der Zwischenglieder	46
6.1.4.	Berechnung der Aussteifungselemente:	46
6.1.5.	Erstellung eines Verlege- und Positionsplanes	46
6.1.6.	Erstellung von Montageunterlagen	46
6.2.	**Maßgebende Normen**	**46**
6.3.	**Literaturliste**	**47**

1. Einleitung

Nagelplatten als Holzverbindungsmittel werden in Deutschland seit ca. 1968, also mehr als 40 Jahren, erfolgreich eingesetzt. Ursprünglich in Deutschland erfunden, aber nicht in der Praxis verwendet, gelangte die Technologie der Nagelplatten in den Wirren des Zweiten Weltkrieges schließlich nach Amerika.



Bild 1.0-1 Nagelplatte

Dort wurden die Vorteile der Nagelplatten im Vergleich zu anderen Verbindungsmitteln rasch erkannt und der Praxis zugeführt.

Eng verbunden mit den Nagelplatten ist der Markenname GANG-NAIL, der erstmalig von den Gebrüdern Jureit in den USA (Florida) gegründeten Herstellerfirma von Nagelplatten.

Es ist bekannt, dass die ersten Versuche an Nagelplatten in Deutschland an der Universität in Karlsruhe ab 1966 unter Leitung von Herrn Prof. Dr. Dr.- Ing. Karl Möhler durchgeführt wurden.
Da zu diesem Zeitpunkt die Erteilung von Zulassungen noch Ländersache war - das heutige Deutsche Institut für Bautechnik gab es zu diesem Zeitpunkt noch nicht - wurde in Baden–Württemberg erstmals eine Zulassung für den Einsatz von Nagelplatten erteilt.
Aus Gründen fehlender Erfahrung im Umgang mit Nagelplatten als tragendes Verbindungsmittel hatte man damals zunächst die Anwendungen von Bauteilen auf eine freie Spannweite von max. 20m begrenzt.
In den Zulassungen von Nagelplatten nach DIN 1052:1988 findet man noch Auswirkungen dieser ehemals gestellten Anforderung. Einige Plattentypen sind nach wie vor mit 20 m Spannweite beschränkt, bei anderen sind bei Spannweiten von mehr als 20 m die Nagel- und Plattenwerte um 10% zu verringern.

Heutzutage sind Nagelplatten in der täglichen Praxis als Verbindungsmittel von hochtragfähigen Bauteilen nicht mehr weg zu denken. Nicht nur in Deutschland, den USA, Frankreich oder England hat die Nagelplattenbauweise ihren Siegeszug angetreten, sondern auch in den skandinavischen Ländern Schweden, Dänemark, Norwegen und Finnland haben findige Forscher auf dem Gebiet des Ingenieurholzbaues die enormen Vorteile der Nagelplattenverbindungen erkannt und weiterentwickelt.

Längst hat sich die Nagelplatte vom bloßen Verbindungsmittel zu einem Nagelplattensystem weiterentwickelt. Ein modernes Nagelplattensystem unterstützt nicht nur den Tragwerksplaner eines Daches mit reinen statischen Angaben zur Schnittkraftermittlung und Bemessung der Hölzer und Verbindungen, sondern stellt per Software alle produktionstechnischen Daten wie Zuschnitt der Hölzer, automatische Steuerung der Zuschnitt- und Pressenanlagen zur Verfügung.

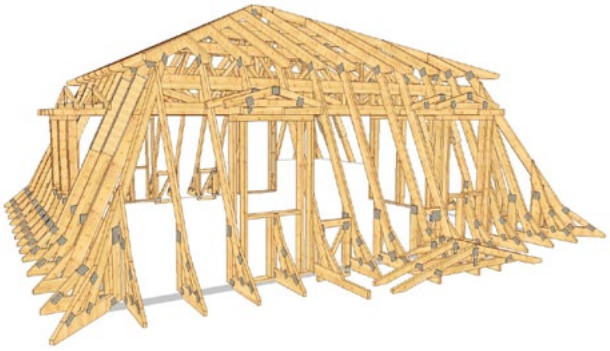


Bild 1.0-2 Mansarddach

Neben diesen statischen und produktionstechnischen Unterlagen erhält der Anwender zum einen die Möglichkeit z.B. ganze Dachlandschaften in 3D zu visualisieren und ggf. als verkaufsfördernde Maßnahme zu nutzen sowie die erzeugten Daten für Auswertungen mittels Kalkulations- und Managementprogrammen zu verwenden.

Bei der Fertigung der Binder werden hohe Ansprüche gestellt und mittels Eigen- und Fremdüberwachung sichergestellt. Dokumentiert wird dies bereits seit über 20 Jahren mit dem RAL Gütezeichen GZ 601.

Mittlerweile ist das Trag- und Verformungsverhalten von Nagelplatten ausführlich untersucht worden, so dass es heutzutage zusätzlich möglich ist, neben den üblichen Beanspruchungen aus Normal -und Querkräften, auch Beanspruchungen aus planmäßigen Momenten zu übernehmen.
Dabei spielt es keine Rolle, ob die Momente von äußeren Lasteinflüssen stammen oder ob sie durch Exzentrizitäten im Anschlussbereich lokal verursacht werden. Diese Eigenschaft ermöglicht neue, bisher nicht nachweisbare Konstruktionen.
Beispiele hierfür können eine biegesteife Rahmeneckverbindung oder ein rotationssteifer Riegelanschluss an einen Gurtstab sein.

RAL GÜTEZEICHEN
NAGELPLATTENPRODUKTE
GIN

Bild 1.0-3 RAL GZ 601

In DIN 1052:2008 /1/ findet man Regeln zur Modellierung des statischen Systems und zur Bemessung der Nagelplattenverbindung unter Biege-, Längs- und Querkraftbeanspruchung.
In DIN 1052:2008 sind auch Nachweise für den Transport- und Montagezustand aufgenommen.

Das neue Bemessungskonzept entspricht im Wesentlichen einer Weiterentwicklung der europäischen Norm EC5 (EN 1995-1-1)

2. Grundlagen

2.1. Allgemeines

2.1.1. Materialien

Nagelplattenbinder sind nach DIN 1052 /1/ und nach DIN EN 14250 herzustellen und zu bemessen.

2.1.1.1. Holz und Holzwerkstoffe

Tragende Konstruktionen aus Holz sind nach DIN 1052:2008 /1/ zu bemessen. Für Nagelplattenbinder wird üblicherweise Schnittholz nach DIN 4074 der Sortierklasse S10 TS (C24) verwendet. Es darf aber auch Nadelholz anderer Festigkeit sowie KVH, Brettschichtholz, Balkenschichtholz oder Furnierschichtholz ohne Querlagen verwendet werden, sofern die Trockenrohdichte nicht höher als 480kg/m³ ist.
Die Gurte und Stäbe der Binder von Nagelplattenkonstruktionen müssen je nach Zulassung eine Mindeststärke von 35 – 50 mm und eine Mindesthöhe von 70 mm aufweisen. Üblicherweise werden Stärken von 50 bis 100 mm verwendet. Die Höhen werden mindestens 80 mm, bei Gurten mindestens 120 mm, jedoch selten mehr als das fünffache der Holzstärke gewählt.

Holzart (Handelsname)	Herkunft	Botanische Bezeichnung nach DIN EN 1912, Tabelle 3	Sortierklasse [a) b) c)] nach DIN 4074-1 bzw. Güteklasse nach DIN 4074-2	Festigkeitsklasse
Fichte Tanne	CNE-Europa [d)] CNE-Europa [d)]	22 1	S7 / C16M III	C16
Kiefer Lärche	CNE-Europa [d)] CNE-Europa [d)]	47 15	S10 / C24M II	C24
Douglasie Southern Pine	Deutschland USA	54 35 36 43 48	S13 / C30M I	C30
Western Hemlock	USA Canada	62	C35M	C35
Yellow Cedar	USA Canada	e)	C40M	C40

a) diese Zuordnung gilt für trocken sortiertes Holz (TS)

b) vorwiegend hochkant biegebeanspruchte Bretter und Bohlen sind wie Kantholz zu sortieren und entsprechend zu Kennzeichnen (k)

c) grundsätzlich kann Nadelholz maschinell in jede gewünschte Festigkeitsklasse sortiert werden

d) CNE-Europa ist eine Abkürzung für Mittel-, Nord- und Osteuropa

e) Botanische Bezeichnung: Chamaecyparis nootkatensis

Tab. 2.1-1 Holzarten und Sortierung aus /1/

2.1.1.2. Nagelplatten

Nagelplatten bedürfen einer Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBT). Diese regelt Form, Herstellung und Kennzeichnung und gibt die charakteristischen Festigkeiten des jeweiligen Plattentyps an.

Nagelplatten werden aus 1,0 – 2,0mm dickem Blech gestanzt. Die Nägel haben Längen zwischen 8,0 und 21mm.

Dicken	Hersteller		
	Eleco	Mitek	Wolf
1,00 mm	Z-9.1-753 GN20	Z-9.1-350 M20H	Z-9.1-757 W101
1,25 mm	Z-9.1-754 GN80	Z-9.1-460 TOP-W	Z-9.1-183 12N
1,50 mm		Z-9.1-368 M16H	Z-9.1-755 15N, 15Z
2,00 mm	Z-9.1-751 GN14 Z-9.1-752 GN14Z	Z-9.1-230 M14	Z-9.1-211 20N, 20Z
Edelstahl		Z-9.1-95 M16S	Z-9.1-304 12NE Z-9.1-755 15NE, 15ZE Z-9.1-211 20NE, 20ZE

Tab. 2.1-2 Verbreitete Nagelplattentypen

2.1.2. Holzfeuchte

Holzbauteile werden nach DIN 1052 in Abhängigkeit der klimatischen Verhältnisse der Bauteilumgebung in Nutzungsklassen eingeteilt. Sie sind abhängig von der Holzfeuchte des Bauteils. Definiert werden die Nutzungsklassen durch Umgebungstemperatur und -luftfeuchte, die diesen Holzfeuchten entsprechen.

NKL	Umgebungsklima	Ausgleichsfeuchte [d)]	Beispiel
1	20°C [a)] 65% [b)]	5 bis 15% in den meisten NH ≤ 12%	allseitig geschlossene und geheizte Bauwerke
2	20°C [a)] 85% [b)]	10 bis 20% in den meisten NH ≤ 20%	überdachte offene Bauwerke [c)]
3	Klimabedingungen, die zu höheren Luftfeuchten führen als NKL 2	12 bis 24%	Konstruktionen die der Witterung ausgesetzt sind

a) Umgebungstemperatur

b) relative Luftfeuchte, die nur für wenige Wochen im Jahr überschritten wird

c) Anmerkung: In Ausnahmefällen können auch überdachte Bauteile in die NKL 3 einzustufen sein

d) Nach DIN 1052, Tabelle F3

Tab. 2.1-3 Zuordnung Umgebungsklima aus /1/

Diese Nutzungsklassen haben Einfluss auf den Modifikationsbeiwert k_{mod} zur Berechnung der Festigkeitseigenschaften von Holz und Holzwerkstoffen, und auf den Verformungsbeiwert k_{def} zur Erfassung von zeitabhängigen Verformungen.
Nutzungsklasse 1 (NKL1) schließt nicht beheizte, aber geschlossene Tragwerke ein.
Weiterhin werden durch die Nutzungsklassen Anwendungsbereiche der Holzwerkstoffe verschiedener technischer Klassen definiert.

2.1.3. Holzschutz

Dem Prinzip, das tragende Holz vor einem andauerndem Feuchteeintrag durch konstruktive Maßnahmen zu schützen, ist höchste Priorität einzuräumen.

Gebrauchsklasse	Anwendungsbereiche
Holzteile, die durch Niederschläge, Spritzwasser oder dergleichen **nicht** beansprucht werden	
0	Wie Gebrauchsklasse 1 unter Berücksichtigung von Abschnitt 2.2.1
1 [a])	Innenbauteile bei einer mittleren relativen Luftfeuchte bis 70% und gleichartig beanspruchte Bauteile
2	Innenbauteile bei einer mittleren relativen Luftfeuchte über 70% und gleichartig beanspruchte Bauteile
	Innenbauteile in Nassbereichen, Holzteile wasserabweisend abgedeckt.
	Aussenteile ohne unmittelbare Wetterbeanspruchung
Holzteile, die durch Niederschläge, Spritzwasser oder dergleichen beansprucht werden	
3	Aussenteile mit Wetterbeanspruchung, ohne ständigen Erd- und / oder Wasserkontakt
	Innenbauteile in Nassräumen
4	Holzteile mit ständigem Erd- und/oder Süsswasserkontakt [b]) auch bei Ummantelung
[a]) Holzfeuchte u < 20% sichergestellt	
[b]) Besondere Bedingungen gelten für Kühltürme sowie für Holz in Meerwasser	

Tab. 2.1-4 Gebrauchsklassen aus /12/

2.1.4. Chemischer Holzschutz

Chemischer Holzschutz sollte nur dort angewendet werden, wo der konstruktive Holzschutz nicht ausreichend sein kann und/oder weitergehende Forderungen sich aus den Gebrauchsklassen nach DIN 68 800 /12/ ergeben.

2.1.5. Korrosionsschutz

Das Umgebungsklima ist auch maßgebend für die zusätzlichen Anforderungen an die Nagelplatten, die sich aus der Umgebungsluft und dem Witterungseinfluss ergeben.

Durch Verzinkung des Bleches haben Nagelplatten einen kathodischen Korrosionsschutz. Dieser wirkt auch an den Kanten der Bleche und Nägel, die wegen des Herausstanzens der Nägel keine Zink-Auflage haben.

Folgende Maßnahmen helfen Korrosion von Nagelplatten zu verringern oder zu vermeiden:

- Tauwasser vermeiden und eine schnelle Austrocknung ungewollter Feuchte ermöglichen: möglichst wärmebrückenfreie Konstruktion der Außenhaut, ausreichende Lüftung, ggf. Beheizung des Gebäudes.

- Freie (nicht unterstützte) Plattenflächen vermeiden, da solche Stellen besonders stark verschmutzen und die Nagelplatten hier einer besonderen Korrosionsgefahr ausgesetzt sind: hier helfen entsprechende Konstruktionen und Futterhölzer.

Für Nagelplatten in Stallgebäuden hat die GIN ein eigenes Merkblatt / 57/ mit ergänzenden Angaben erstellt.

2.2. Sicherheitskonzept und Nachweiskombinationen

2.2.1. Einwirkungen und Widerstände

Der Zusammenhang zwischen Einwirkungen und Widerständen nach DIN 1055 wird durch das Bild 2.2-1 erläutert.

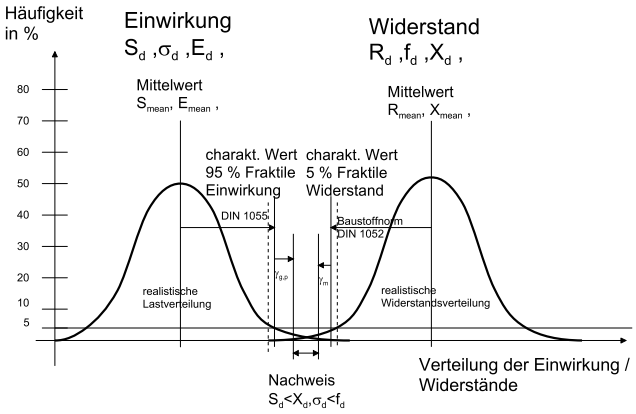


Bild 2.2-1 Einwirkung und Widerstände

Es muß für jede Beanspruchung sichergestellt sein, dass auch unter Berücksichtigung der Umwelteinflüsse und Nutzung ($\rightarrow k_{mod}$) sowie der Teilsicherheitsfaktoren die Einwirkung E_d bzw. die daraus resultierende Spannung kleiner ist als der Bauteilwiderstand R_d oder dessen Festigkeit.
Somit lautet die allgemeine Form des Nachweises:

$$E_d \leq R_d \qquad (2.2\text{-}1)$$

Grundsätzlich unterscheiden DIN 1052 weiter in Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) sowie Nachweise für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

2.2.2. Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT

Grenzzustände der Tragfähigkeit bei Dachkonstruktionen sind das Versagen des Tragwerks durch Bruch, durch Verlust der Stabilität oder der Verlust der Lagesicherheit (Sogverankerung der einzelnen Bauteile).

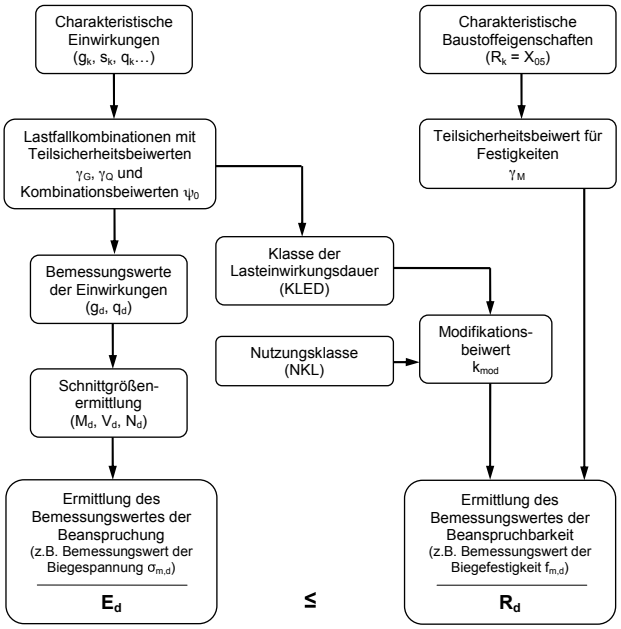


Bild 2.2-2 Ablaufschema GZT

Allgemein werden nach der DIN 1055-100 im Grenzzustand der Tragfähigkeit ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Situationen unterschieden. Dabei sind die Einwirkungen nach DIN 1055-100 in allgemeiner Form oder mit der vereinfachten Kombinationsregel nach DIN 1052 zu kombinieren. Mit den in dieser Weise ermittelten Schnittgrößen (Bemessungsschnittgrößen = Design-Niveau → Index $_d$) sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) nachfolgende Nachweise zu führen.

2.2.2.1. Allgemeine Regel DIN 1055-100

Es darf die **allgemeine Kombinationsregel** im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN 1055-100 verwendet werden:

a) Ständige und vorübergehende Bemessungssituation

$$E_d = \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \qquad (2.2\text{-}2)$$

b) Kombination für außergewöhnliche Bemessungssituation

$$E_{d,A} = \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{PA} \cdot P_k \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \qquad (2.2\text{-}3)$$

c) Kombination für Bemessungssituationen

$$E_{d,AE} = \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_1 \cdot A_{Ed} \oplus \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,1} \right\} \qquad (2.2\text{-}4)$$

mit:

$\oplus$ …"in Kombination mit"

$G_{k,j}$: charakteristische ständige Einwirkung

$Q_{k,1}$: vorherrschende charakteristische veränderliche Einwirkung

$Q_{k,i}$: andere charakteristische veränderliche Einwirkung

$\gamma_{G,j}$: Teilsicherheitsbeiwert einer ständigen unabhängigen Einwirkung

$\gamma_{Q,1}$: Teilsicherheitsbeiwert für die vorherrschende veränderliche charakteristische Einwirkung

$\gamma_{Q,i}$: Teilsicherheitsbeiwert für eine andere unabhängige veränderliche charakteristische Einwirkung

ψ: jeweiliger Kombinationsbeiwert zur Bestimmung repräsentativer Werte veränderlicher Einwirkungen nach DIN 1055-100 /2/

P_k, γ_P, γ_{PA}: Vorspannung

A_d: Bemessungswert der außergewöhnlichen Einwirkung

γ_1: Wichtungsfaktor Erdbeben

Hierbei ist zu beachten, dass die Lastkombination mit dem größten Bemessungswert der Einwirkungen nicht zwingend maßgebend wird. Da die Tragfähigkeit von Bauteilen aus Holz- und Holzwerkstoffen von den Klassen der Lasteinwirkungsdauer (KLED) abhängig ist, müssen alle Gruppen mit gleichem k_{mod}- Faktor bezüglich ihres Bauteilwiderstandes untersucht werden.

Die Nachweise sind dabei unter Berücksichtigung folgender Teilsicherheitsbeiwerte vorzunehmen:

Nachweis	Einwirkung	Teilsicherheitsbeiwerte	
		günstig	ungünstig
Lagesicherheit	Ständig	0,90	1,10
	Veränderlich	-	1,50
Bruchsicherheit/	Ständig	1,00	1,35
Stabilität	Veränderlich	-	1,50

Tab. 2.2-3 Teilsicherheitsbeiwerte

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten [a) d)]			
- Kategorie A - Wohn- u. Aufenthaltsräume	0,7	0,5	0,3
- Kategorie B - Büros	0,7	0,5	0,3
- Kategorie C - Versammlungsräume	0,7	0,7	0,6
- Kategorie D - Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
- Kategorie E - Lagerräume	1,0	0,9	0,8
Verkehrslasten			
- Kategorie F, Fahrzeuglast < 30 kN	0,7	0,7	0,6
- Kategorie G, 30 kN ≤ Fahrzeuglast ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
- Kategorie H - Dächer	0	0	0
Schnee- u. Eislasten			
Orte bis NN + 1000 m	0,5	0,2	0
Orte über NN + 1000 m	0,7	0,5	0,2
Windlasten	0,6	0,5	0
Temperatureinwirkungen (nicht Brand) [b)]	0,6	0,5	0
Baugrundsetzungen	1,0	1,0	1,0
Sonstige Einwirkungen [c)]	0,8	0,7	0,5

[a)] Abminderungsbeiwerte für Nutzlasten in mehrgeschossigen Hochbauten siehe E DIN 1055-3
[b)] ψ-Beiwerte für Maschinenlasten sind betriebsbedingt festzulegen.
[c)] Siehe E DIN 1055-7
[d)] ψ-Beiwerte für Flüssigkeitsdruck sind standortbedingt festzulegen.

Tab. 2.2-4 Kombinationsbeiwerte DIN 1055-100

2.2.2.2. Vereinfachte Regel DIN 1052

Für die Berechnung der Einwirkungen dürfen im Holzbau nach DIN 1052:2008 /1/ folgende **vereinfachte Kombinationsregeln für den Nachweis des Tragverhaltens** (der ungünstigere Wert ist maßgebend) verwendet werden:

$$E_d = \max. \begin{cases} \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus 1{,}5 \cdot Q_{k,1} \right\} \\ \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus 1{,}35 \cdot \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \right\} \end{cases} \qquad (2.2\text{-}5)$$

mit

$\oplus$ ..."in Kombination mit"

$G_{k,j}$: charakteristische ständige Einwirkung

$Q_{k,i}$: charakteristische veränderliche Einwirkung

$\gamma_{G,j}$: 1,35 für ungünstig wirkende ständige Einwirkungen bzw. 1,00 für günstig wirkende ständige Einwirkungen (siehe Tabelle 2.2-3)

Günstig wirkende veränderliche Einwirkungen dürfen nicht berücksichtigt werden! Dabei dürfen jeweils gleichartige Einwirkungen (z.B. alle Nutzlasten einer Nutzung) als eine Gruppe zusammengefaßt und brauchen nicht auch innerhalb der Gruppe weiter kombiniert zu werden. So dürfen z.B. die Verkehrslasten q_i in verschiedenen Geschossen als eine Gruppe mit zugeordneten Beiwerten γ_F zusammengefaßt werden.

2.2.2.3. Nachweise für die Lagesicherheit

Für den Nachweis der **Lagesicherheit des Tragwerks** (Bauteile dürfen nicht durch Wind oder andere Einflüsse abgehoben oder verschoben werden) ist nachzuweisen, dass:

$$E_{d,\,dst} \leq E_{d,\,stb} \qquad (2.2\text{-}6)$$

mit:

$E_{d,dst}$: Bemessungswert der Beanspruchung infolge der **de**stabilisierenden Einwirkungen, z.B. Wind, Erdbeben, abhebende Lasten

$E_{d,stb}$: Bemessungswert der Beanspruchung infolge der stabilisierenden Einwirkungen, z.B. Eigengewicht, Reibung

Kann die Bedingung Gl. 2.2-1 nicht eingehalten werden, ist die Verankerung nachzuweisen mit:

$$E_{d,\,dst} - E_{d,\,stb} \leq R_d \qquad (2.2\text{-}7)$$

mit:

R_d: Bemessungswert der Tragfähigkeit der Verankerung

Hinweis: für Teilsicherheitsbeiwerte muß Tabelle 2.2-3 für die jeweils ungünstigste Situation beachtet werden, die vereinfachten Kombinationsregeln nach DIN 1052 dürfen für den Nachweis der Lagesicherheit ***nicht*** *angewendet werden.*

2.2.2.4. Nachweis gegen Versagen des Tragwerks durch Bruch oder durch Verlust der Stabilität

$$E_d \leq R_d \qquad (2.2\text{-}8)$$

mit:

E_d: Bemessungswert der Beanspruchung (z.B. Biegespannungen)

R_d: Bemessungswert des Tragwiderstands (z.B. Biegefestigkeit)

Der Bemessungswert R_d der **Tragfähigkeit** bzw. einer Festigkeitseigenschaft f_d ergibt sich aus:

$$R_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_k}{\gamma_M} \; bzw. \; f_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_k}{\gamma_M} \qquad (2.2\text{-}9)$$

mit

R_k, f_k: charakteristischer Wert eines Tragwiderstandes bzw. Festigkeitswertes

Baustoff	Teilsicherheitsbeiwert
Holz und Holzwerkstoffe	**1,3**
Verbindungsmittel aus Stahl:	
- auf Biegung	**1,1**
- auf Zug oder Abscheren	**1,25**
- Plattennachweis bei Nagelplatten	**1,25**
- Nagelnachweis bei Nagelplatten	**1,3**

Tab. 2.2-5 Teilsicherheitsbeiwerte γ_M nach /1/

Dabei sind die Modifikationsbeiwerte k_{mod} in Abhängigkeit der KLED und der NKL nach Anhang F der DIN 1052:2008 /1/ (siehe Tab. 2.2.6) zu bestimmen. Dort findet man auch k_{mod} Faktoren für die Nutzungsklasse 3 bzw. für andere Holzwerkstoffe.

Modifikationsbeiwerte k_{mod} für Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz, Furnierschichtholz, Brettsperrholz und Sperrholz in NKL 1 und NKL 2			
Lastfall-Kombination		KLED	k_{mod}
Nur Eigengewichte		ständig	0,6
Eigengewichte in Kombination mit			
- lotrechten Nutzlasten	Regelfälle	mittel	0,8
	Anhäufungen von Gütern (Lager)	lang	0,7
	Balkone, nicht begehbare Dächer	kurz	0,9
- horizontalen Nutzlasten	Brüstungen, Geländer, Absperrungen	kurz	0,9
- Wind- und/oder Schnee		kurz	0,9
- Schnee über 1000m.ü.NN		mittel	0,8
- Dynamische (Stoß)-Lasten	Anprall	sehr kurz	1,1

Tab. 2.2-6 Modifikationsbeiwerte k_{mod} aus /1/

Die jeweils am kürzesten wirkende Einwirkung einer Lastkombination bestimmt KLED und damit auch k_{mod}. Die Schnittgrößen in Folge der oben beschriebenen Lastkombinationen sind dabei an Strukturen zu bestimmen, deren mittlere Steifigkeit um den Sicherheitsbeiwert γ_M reduziert wurden.

Bei Nachweisen von Einzelbauteilen nach Theorie II. Ordnung ist die 5 % Fraktile der Steifigkeit zu verwenden. Für Nadelschnittholz ist 2/3 der mittleren Steifigkeit zu verwenden.

Wenn bei NKL 2 und 3 die ständige Last 70% der Gesamtlast überschreitet ist bei druckbeanspruchten Bauteilen das Kriechen zu berücksichtigen, indem deren Steifigkeit mit dem Faktor $1/(1+k_{def})$ abgemindert wird.

Hinweis: Verformungen müssen im GZT dann nachgewiesen werden, wenn sie für den Nachweis der Stabilität erforderlich sind, z.B. bei Aussteifungskonstruktionen

2.2.3. Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG

Bei Dachtragwerken und üblichen Konstruktionen in Nagelplattenbauweise wird die Gebrauchstauglichkeit über Verformungen nachgewiesen. Hierzu sind die charakteristischen Werte der Einwirkungen (= 1,0-fach) zu verwenden.
Die Verformung wird unter 1,0-fachen Lasten an Strukturen mit den mittleren Steifigkeiten E_{mean} und G_{mean} sowie der Verbindungsmittelsteifigkeit K_{ser} bestimmt. Für die Lastkombination sind die Beiwerte ψ zu beachten. Eine vereinfachte Regel analog im GZT gibt es hier nicht.

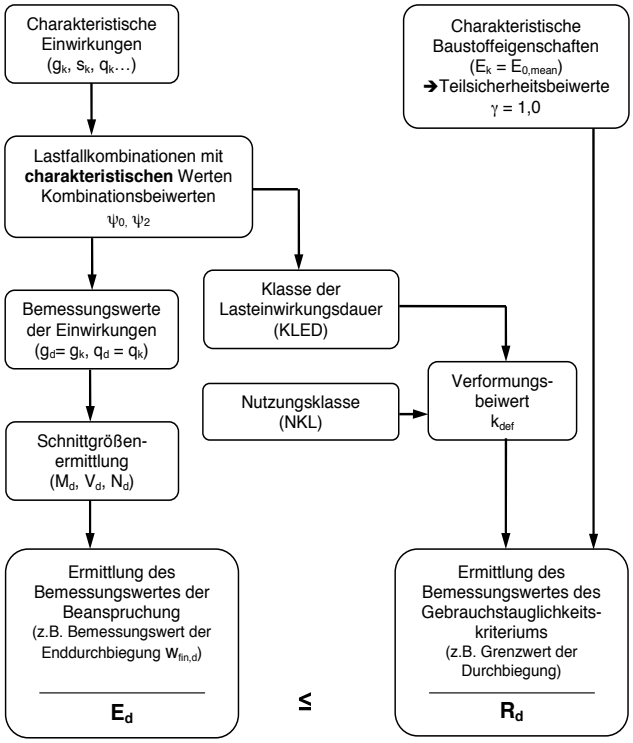


Bild 2.2-7 Ablaufschema GZG

Hinweis: Die Schnittkraftermittlung für GZT und GZG wird am gleichen Modell mit unterschiedlichen Eigenschaften geführt. Vereinfachend dürfen die aus 1,0-fachen Lasten am GZT System resultierenden Verformungen für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis durch den Sicherheitsbeiwert γ_m geteilt werden:

$$w_{inst,GZG} \cong w_{inst,GZT} / 1{,}3$$

Die Endverformung infolge ständiger Einwirkung berechnet sich grundsätzlich unter Berücksichtigung von Kriechen zu:

$$w_{G,fin} = w_{G,inst} \cdot (1 + k_{def}) \qquad (2.2\text{-}10)$$

mit

$w_{G,fin}$ Endverformung mit Kriechen aus Eigengewicht
$w_{G,inst}$ elastische Verformung aus Eigengewicht, die sich sofort nach Belastung einstellt.

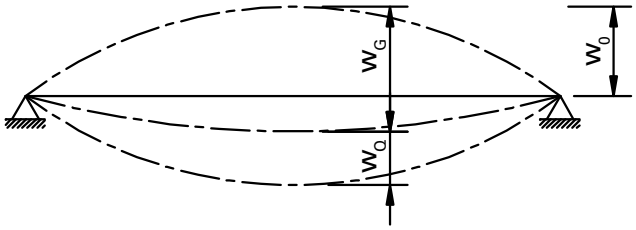


Bild 2.2-8 Verformungsgrenzen nach /1/ mit

w_G = Verformung infolge ständiger Einwirkungen
w_Q = Durchbiegung infolge veränderlicher Einwirkungen
w_0 = im lastfreien Zustand (falls vorhanden)

2.2.3.1. Nachweis in der charakteristischen (seltenen) Bemessungssituation

Die Endverformung infolge veränderlicher Einwirkung *(= Charakteristische, seltene Bemessungssituation)* und zur Vermeidung von Schäden berechnet sich in der vorherrschenden veränderlichen Einwirkung zu:

$$w_{Q,1,fin} = w_{Q,1,inst} \left(1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}\right) \qquad (2.2\text{-}11)$$

mit

$w_{Q,1,fin}$ Endverformung mit Kriechen inf. der vorherrschenden veränderlichen Einwirkung
$w_{Q,1,inst}$ elastische Verformung infolge der vorherrschenden veränderlichen Einwirkung

bzw. bei weiteren veränderlichen Einwirkungen zu

$$w_{Q,i,fin} = w_{Q,i,inst} \left(\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}\right) \qquad (2.2\text{-}12)$$

Die gesamte Endverformung in der charakteristischen (seltenen) Bemessungskombination ergibt sich zu:

$$w_{fin} = \sum w_{G,fin} \oplus w_{Q,1,fin} \oplus \sum_{i>1} w_{Q,i,fin} \qquad (2.2\text{-}13)$$

Die ψ -Werte für die Kombination von mehreren Veränderlichen sind Tab. 2.2-4 zu entnehmen. Die Beiwerte für das Kriechen sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen.

Baustoff	Nutzungsklasse		
	1	2	3
Vollholz [a)]	0,60	0,80	2,00
Brettschichtholz			
Furnierschichtholz [b)]			
Balkenschichtholz			
Brettsperrholz			

a) Die Werte für k_{def} für Vollholz, dessen Feuchte beim Einbau im Fasersättigungsbereich oder darüber liegt und im eingebauten Zustand austrocknen kann, sind um 1,0 zu erhöhen.

b) Mit allen Furnieren faserparallel.

Tab. 2.2-9 Kriechbeiwerte k_{def} aus / 1/

2.2.3.2. Nachweis in der quasi-ständigen Bemessungssituation

Für die quasi-ständige Bemessungssituation (Wohlbefinden) berechnet sich die Verformung aus allen veränderlichen Einwirkungen zu:

$$w_{Q,i,fin} = \psi_{2,i} \cdot w_{Q,i,inst} \left(1 + k_{def}\right) \qquad (2.2\text{-}14)$$

mit

$w_{Q,i,fin}$ Endverformung mit Kriechen infolge quasi-ständiger Lasten

Die gesamte Endverformung in der quasi-ständigen Bemessungskombination ergibt sich zu:

$$w_{fin} = \sum w_{G,fin} \oplus \sum_{i \geq 1} w_{Q,i,fin} \qquad (2.2\text{-}15)$$

2.2.3.3. Grenzwerte für Verformungen

Grenzwerte sind eigenverantwortlich unter Beachtung der Empfehlung der Norm festzulegen. Zu berücksichtigen ist auch, dass die berechneten Verformungen mit den Mittelwerten der Steifigkeiten errechnet werden – zusätzlich ist die Gesamtverformung des Tragwerks zu beachten. Die Verformungen können also lokal auch größer sein. Ansonsten werden folgende Grenzwerte /1/ empfohlen:

Durchbiegungen in der **charakteristischen** Bemessungssituation:

$$w_{Q,inst} \leq \ell / 300 \quad \left(Kragträger \quad \ell / 150\right) \qquad (2.2\text{-}16)$$

mit

$w_{Q,inst}$ elastische Verformung aus Nutzlasten die sich sofort nach Belastung einstellt

sowie

$$w_{fin} - w_{G,inst} \leq \ell / 200 \quad \left(Kragträger \quad \ell / 100\right) \qquad (2.2\text{-}17)$$

Und für die Durchbiegung in der **quasi-ständigen** Bemessungssituation:

$$w_{fin} - w_0 \leq \ell / 200 \quad \left(Kragträger \quad \ell / 100\right) \qquad (2.2\text{-}18)$$

mit

w_0 planmäßige Überhöhung

Daraus folgt, dass für Tragwerke mit hohem Eigengewichtsanteil (z.B. begrünte Dächer) die Kriechverformung maßgebend werden kann.

2.2.3.4. Schwingungsnachweis

Der Schwingungsnachweis gilt bei Decken in Wohnräumen als erfüllt, wenn in der **quasi-ständigen** Bemessungssituation

$$w_{G,inst} + w_{Q,inst} \cdot \psi_2 \leq 6mm \qquad (2.2\text{-}19)$$

eingehalten wird. Bei Mehrfeldträgern ist die Durchbiegung des größten Feldes, unter Beachtung der elastischen Einspannung, zu begrenzen.

Diese Forderung wird bei Einfeldsystemen oder Systemen ähnlicher Tragwirkungen i.d.R. vom statisch erforderlichen Querschnitt nicht erreicht. Dies ist besonders bei Studiobindern mit Untergurt zu beachten. Eine Berechnung der Eigenfrequenz kann hier einen genaueren Nachweis erbringen. Siehe dazu auch Kreuzinger / Mohr in /49/.

2.3. Geometrie und Steifigkeiten

2.3.1. Steifigkeit normaler Stäbe und Anschlüsse

Zur Verbindung zwischen den Anschlussmittelpunkten mit den Stabachsen der anzuschließenden Stäbe können nach Norm fiktive Stäbe angenommen werden. Die Steifigkeiten der Stäbe sind anzunehmen mit:

für normale Stäbe:

- *Dehnsteifigkeit* $E_{0,mean} A$
- *Biegesteifigkeit* $E_{0,mean} I$
- *Schubsteifigkeit* $G_{0,mean} A$
- *Torsionssteifigkeit* $G_{0,mean} I_t$

und bei Verbindungen:

- *Dehnfedersteifigkeit* K_i
- *Drehfedersteifigkeit* K_φ

sowie bei fiktiven Stäben:

- wie die Steifigkeit der weiterführenden Stäbe

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit gelten die Moduln E_{mean}; G_{mean} und K_{ser}.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit sind diese wie folgt abzumindern.

$$E = \frac{E_{mean}}{\gamma_M}; G = \frac{G_{mean}}{\gamma_M}; K = \frac{K_{u,mean}}{\gamma_M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} \qquad (2.3\text{-}1)$$

2.3.2. Dreh- und Verschiebefedern

Die über die Plattenanschlussfläche verteilten Nägel der Nagelplatte bilden in der Summe einen nachgiebigen Anschluss, der sowohl in die Plattenhauptrichtungen (Verschiebefeder) als auch in eine Drehfedersteifigkeit um den Drehpunkt S zerlegt werden kann. Die Federsteifigkeiten des Anschlusses (2 Platten) berechnen sich somit zu:

$$\begin{aligned} K_X &= K_{ser} \cdot 2 \cdot A_{eff} \\ K_Y &= K_{ser} \cdot 2 \cdot A_{eff} \\ K_\varphi &= K_{ser} \cdot 2 \cdot I_p \end{aligned} \qquad (2.3\text{-}2)$$

Im statischen Modell kann die Drehfeder sowohl starr oder auch gelenkig angenommen werden, solange die Kinematik des Anschlusses beachtet wird (siehe Kapitel 3.1. ff).

Die Steifigkeit pro Flächeneinheit ist dabei von der Form und Anordnung der einzelnen Nägel abhängig und ist der Zulassung der Platte zu entnehmen.

2.3.3. Steifigkeit fiktiver Stäbe

Zur Berücksichtigung der Ausmittigkeit der Plattendrehpunkte (S = Schwerpunkt) bezogen zu der Stabachse der anzuschließenden Stäbe dürfen nach DIN 1052:2008 fiktive Stäbe eingeführt werden. Angaben zur Struktur von fiktiven Stäben sind in Kap. 3.1 ff enthalten. Soweit keine genaueren Angaben vorliegen sind diese fiktiven Stäbe mit Steifigkeiten mindestens in der Größe der angeschlossenen Stäbe zu belegen.

Beispiel zu Bild 2.3-1

Stab 1; Querschnitt 5/8cm; C24 (S10)
$E_{0,mean}$ = 11000 N/mm², A = 5·8=40cm²
EA = 11000 MN/m² · 0,004m² = 44 MN
EI = 11000·0,05·0,08³/12 = 0,0234MNm²

Fiktiver Stab: Steifigkeit wie Stab 1 *(2.3-3)*

2.3.4. Bestimmung von Anschlussflächen A_{ef} und polarem Trägheitsmoment I_p

In der Anschlussfläche eines Stabes über eine Nagelplatte treten folgende geometrische Größen auf:

A_{eff} = effektive Anschlussfläche einer Nagelplatte mit Schwerpunkt S

I_p = polares Trägheitsmoment als Summe der Hauptträgheitsmomente mit $I_p = I_I + I_{II} = I_y + I_z$

r_{max} = max. Abstand einer Ecke der Platte zum Verdrehpunkt (= Schwerpunkt S)

Die geometrischen Daten der Plattenanschlussflächen lassen sich entweder vereinfacht nach Noren (Ersatzdiagonale in /44,45/) oder aber auch exakt aus dem Polygonzug der eingeschlossenen Fläche (Hartmann in /43/) bestimmen.

2.3.4.1. Beispiel für Berechnung der Geometrie und der Steifigkeit

Nachfolgend ist ein Knoten aus dem Beispiel Kapitel 5 ff herausgegriffen:

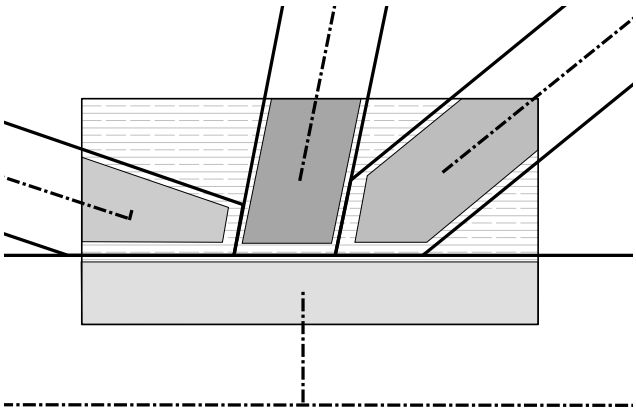


Bild 2.3-1 Geometrie eines Knotens

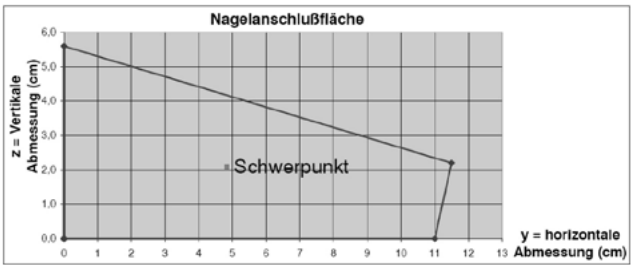


Bild 2.3-2 Nagel-Anschlussfläche 1

Lage des Schwerpunktes:	**e y =**	**4,83** *cm*
	e z =	**2,09** *cm*
Fläche:	**A =**	**44,30** *cm²*
Hauptträgheitsmomente:	**I 1 =**	65,79 *cm⁴*
	I 2 =	450,86 *cm⁴*
Polares Trägheitsmoment:	**I p =**	516,65 *cm⁴*
Bemessungswerte	max r =	**6,67** *cm*
	W =	**77,50** *cm³*

Tab. 2.3-3 Geometriewerte einer Anschlussfläche

Federsteifigkeiten für Tragfähigkeitsnachweis: Platten mit nachfolgenden Steifigkeitsannahmen:

K_{ser} = 3,00 N/mm je mm² = 3000 N/cm³;

für GZT:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_{ser}}{\gamma_m} = \frac{2}{3} \cdot 3000 \frac{1}{1{,}3} = 1538 N/cm^3 \qquad (2.3\text{-}4)$$

$$K_x = 1538 \cdot 2 \cdot 44{,}3 = 136 \cdot 10^3 N/cm = 136\ kN/cm = K_y$$

$$K_\varphi = 1538 \cdot 2 \cdot 516{,}6 = 1589 \cdot 10^3 Ncm = 1589\ kNcm$$

2.4. Einwirkungen

2.4.1. Einwirkungen allgemein

Einwirkungen auf Dächer sind ständige Lasten, Nutzlasten, Windlasten, Schnee- und Eislasten. Angaben zu den Einwirkungen enthält die Norm DIN 1055, welche seit dem 01.01.2007 in allen Teilen (T1 – T10, T100) und in allen Bundesländern eingeführt wurde.
Die Lastfälle aus Eigengewicht, Nutzlast, Wind, Schnee und Eis (Grundlastfälle) sind nach den Kombinationsregeln miteinander zu kombinieren und führen damit zu Bemessungsschnittgrößen. Nur mit den zugeordneten Schnittgrößen lassen sich so an einem Teilabschnitt der Stelle x alle Kräfte anschreiben, dass ein Kräftegleichgewicht entsteht.
Zur Übersicht und Kontrolle der Lastweiterleitung empfiehlt es sich, mindestens die Auflagerreaktionen auf charakteristischem Niveau (1,0-fach) weiter zu verfolgen.

2.4.2. Eigengewicht

Als ständige Einwirkungen bezeichnet man zeitlich unveränderliche Lasten. Dazu gehören insbesondere das Eigengewicht der tragenden Bauteile (Verbände, Dachhaut) sowie baulich fest mit der Tragkonstruktion verbundene Dämmschichten, Bekleidungen und Installationen.

Deckung aus Dachziegeln, Dachsteinen und Glasdeckstoffe	kN/m²
Betondachsteine [a]	0,50-0,65
Grossformatige Pfannen [a]	0,50
Falzziegel, Reformpfannen, Falzpfannen, Flachdachpfannen [a]	0,55
Mönch und Nonne [a d]	0,90
Bibeschwanzziegel, Spiessdach [a]	0,60
Biberschwanzziegel, Doppeldach, Kronendach [a]	0,75
Kleinformatige Biberschwanzziegel, Sonderformate [a]	0,95
Krempziegel, Hohlpfannen [a]	0,45-0,55
Glasdeckstoffe [a]	bei gl. Deckung s.o.
Schieferdeckungen	
Einfach- / Doppeldeckung [c]	0,50-0,6
Schablonendeckung auf Lattung [a]	0,45
Metalldeckungen	
Aluminiumblechdach [b]	0,25
Aluminiumblech aus Well-, Trapez- und Klemmrippenprofilen	0,05
Doppelstehpfalzdach aus Titanzink oder Kupfer [c]	0,35
Stahlpfannendach [a]	0,15
Stahlpfannendach [c]	0,30
Wellblechdach	0,25
Deckungen aus Faserzement	
Dachplatten, Deutsche Deckung [c]	0,40
Dachplatten. Doppeldeckung / waagerechte Deckung auf Lattung [a]	0,25-0,38
Dachplatten. Doppeldeckung / waagerechte Deckung auf Schalung [b]	0,35-0,48
Wellplatten	0,20-0,24
Sonstige Deckungen	
Reetdach	0,70
Schindeldach [a]	0,25
Sprossenlose Verglasung aus Profilbauglas, einschalig	0,27
Sprossenlose Verglasung aus Profilbauglas, zweischalig	0,54

[a] einschließlich Lattung
[b] einschließlich Schalung
[c] einschließlich Vordeckung und Schalung
[d] einschließlich Vermörtelung
Bei Vermörtelung, wenn nicht bereits enthalten, 0,1 kN/m² zuschlagen!

Tab. 2.4-1 Eigengewichte nach /3/

2.4.3. Verkehrs- und Nutzlasten

Nutzlasten sind zeitlich veränderliche oder bewegliche Einwirkungen, z.B. Personen, Einrichtungsgegenstände und unbelastete leichte Trennwände. DIN 1055-3 /5/ enthält Nutzlasten für Hochbauten.

Kategorie		Nutzung	Beispiele	q_k kN/m²	Q_k kN
A	A1	Spitzböden	Für Wohnzwecke nichtgeeigneter, aber zugänglicher Dachraum bis 1,80 m lichter Höhe.	1,0	1,0
	A2	Wohn- und Aufenthaltsräume	Räume mit ausreichender Querverteilung der Lasten. Räume und Flure in Wohngebäuden, Bettenräume in Krankenhäusern, Hotelzimmer einschl. zugehöriger Küchen u. Bäder	1,5	–
	A3		wie A2 aber ohne ausreichende Querverteilung der Lasten	2,0 [c)]	1,0
B	B1	Büroflächen, Arbeitsflächen, Flure	Flure in Bürogebäuden, Büroflächen, Arztpraxen, Stationsräume, Aufenthaltsräume einschl. der Flure, Kleinviehställe	2,0	2,0
	B2		Flure in Krankenhäusern, Hotels, Altenheimen, Internaten usw., Küchen u. Behandlungsräume einschl. Operationsräume ohne schweres Gerät	3,0	3,0
	B3		wie B2, jedoch mit schwerem Gerät	5,0	4,0

[c)] Zur Weiterleitung der Auflagerreaktionen darf Flächenlast auf 1,5 kN/m² reduziert werden.

Tab. 2.4-2 Nutzlasten Kategorien A und B / 5 /

Zu Spitzböden zählen dabei alle Dachgeschosse, die wegen der verbleibenden Höhe für Wohnzwecke nicht geeignet, aber zugänglich (Einschubtreppe) verbleiben. Nicht zugängliche Flächen von Dachräumen (z.B. nicht begehbare Flächen) sind davon nicht betroffen.

2.4.4. Schneelasten

In der DIN 1055-5 sind die Lastannahmen für die Schneelast und die Eislast geregelt.
Die charakteristische Schneelast s_k ist in Abhängigkeit der Schneelastzonen 1 bis 3, 1a und 2a angegeben.

Hinweis: Sie gilt nicht für Orte, die höher als 1500 m über NN liegen. Für diese und für bestimmte andere Lagen (z.B Landkreis Traunstein, Bad Tölz und Teile des Harzes) müssen im Einzelfall von der zuständigen Behörde entsprechende Werte festgelegt werden. Die norddeutsche Tiefebene ist in der Norm als außergewöhnlicher Lastfall geregelt.

2.4.4.1. Schneelastzonen

Die Schneelasten sind von der geographischen Lage des Ortes und der Zuordnung in Schneelastzonen abhängig. Es gilt:

$$Zone\ 1: s_k = 0{,}19 + 0{,}91 \cdot \left(\frac{A+140}{760}\right)^2 \geq 0{,}65\ kN/m^2$$

$$Zone\ 2: s_k = 0{,}25 + 1{,}91 \cdot \left(\frac{A+140}{760}\right)^2 \geq 0{,}85\ kN/m^2$$

$$Zone\ 3: s_k = 0{,}31 + 2{,}91 \cdot \left(\frac{A+140}{760}\right)^2 \geq 1{,}10\ kN/m^2$$

Schneezonengleichungen mit A = Geländehöhe (m) über Meeresniveau

(2.4-1)

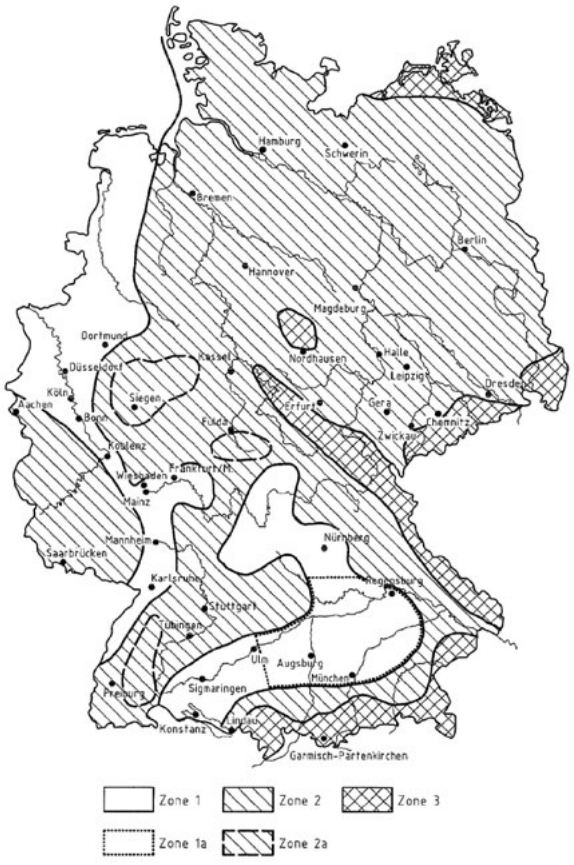


Bild 2.4-3 Schneelastzonenkarte

Die Schneelastzone ist der Schneelastzonenkarte der DIN 1055-5 zu entnehmen (oder auch der Zuordnung nach Gemeinden, Tabelle DIBT, Berlin).

Die Schneelasten können unter Zuordnung von Höhe und Zone exakt bestimmt werden. Die Gleichungen für die Bestimmung der charakteristischen Schneelast s_k auf dem Boden sind den Formeln 2.4-1 zu entnehmen. Dabei sind die Zwischenzonen 1a und 2a jeweils durch den 1,25-fachen Wert der Zone 1 bzw. 2 zu ermitteln.

Eine Auswertung der Schneelastzonen ist nachfolgend aufgeführt.

Schneelasten nach DIN 1055-5:7/2005					
Höhe ü. NN	Charakteristische Schneelast s_k (kN/m²) in der Schneelastzone				
m	**1**	**1a**	**2**	**2a**	**3**
≤200	0,65	0,81	0,85	1,06	1,1
300	0,65	0,81	0,89	1,11	1,29
400	0,65	0,81	1,21	1,52	1,78
500	0,84	1,04	1,6	2,01	2,37
600	1,05	1,32	2,06	2,58	3,07
700	1,3	1,63	2,58	3,23	3,86
800	1,58	1,98	3,17	3,96	4,76
900	1,89	2,37	3,83	4,78	5,76
1000	2,24	2,8	4,55	5,68	6,86
1100			5,33	6,67	8,06
1200			6,19	7,73	9,36
1300			7,11	8,88	10,76
1400					12,26
1500					13,86

Tab. 2.4-4 Schneelastentabelle nach Zonen

In der Norm werden alle symmetrisch oder unsymmetrisch, jedoch gleichmäßig verteilte Schneelasten, sowie Schneeanhäufungen in Folge von Verwehung oder Abrutschung geregelt.
Nicht enthalten sind dynamische Beanspruchungen, z.B. aus der Stoßlast des herabrutschenden Schnees, Schneeanhäufungen aufgrund fehlerhafter Entwässerungen, zusätzliche Windlasten aufgrund der größeren Schneeoberfläche und Schneeseitendruck. Ebenfalls nicht berücksichtigt werden örtliche Störungen durch Abräumen oder Umverteilen des Schnees.

2.4.4.2. Grundschneelast (auf dem Dach)

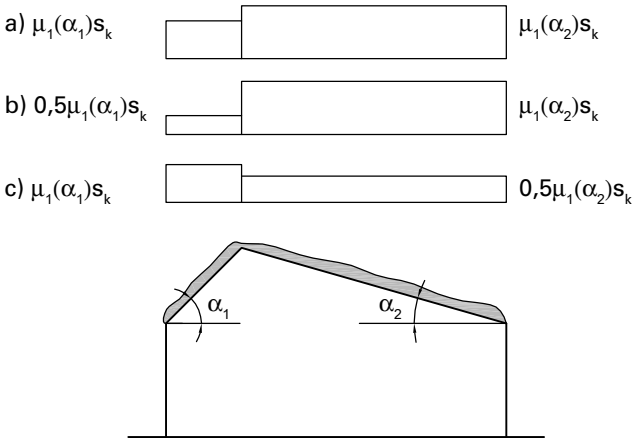
Die Schneelast auf dem Dach (i) berechnet sich dabei grundsätzlich aus der charakteristischen Schneelast am Boden zu

$$s_i = \mu_i \cdot s_k \qquad (2.4\text{-}2)$$

mit
μ_i = Formbeiwerte der Schneelast
s_k = charakteristische Schneelast auf dem Boden in Abhängigkeit der geographischen Lage sowie der Schneelastzone

2.4.4.3. Satteldächer

Für Satteldächer werden 3 Lastfälle (a-c) vorgestellt, die ungünstigste Anordnung ist dabei zu berücksichtigen.
Es wird zwischen drei Bereichen von Dachneigungswinkeln und zwischen symmetrischer bzw. unsymmetrischer Lastanordnung unterschieden. Sind außerdem Schneefanggitter vorgesehen, dann muss ein Formbeiwert von mindestens $\mu_1 = 0{,}8$ gewählt werden



Dachneigung α	$0^\circ \le \alpha \le 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \le 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
Formbeiwert μ_1	0,8	$0{,}8\,(60^\circ - \alpha)/30^\circ$	0
Formbeiwert μ_2	$0{,}8 + 0{,}8\,\alpha/30^\circ$	1,6	1,6

Bild 2.4-5 Schneelasten bei Satteldächern /7/

2.4.4.4. Pultdächer

Der Beiwert ist analog den Angaben von Satteldächern zu wählen.

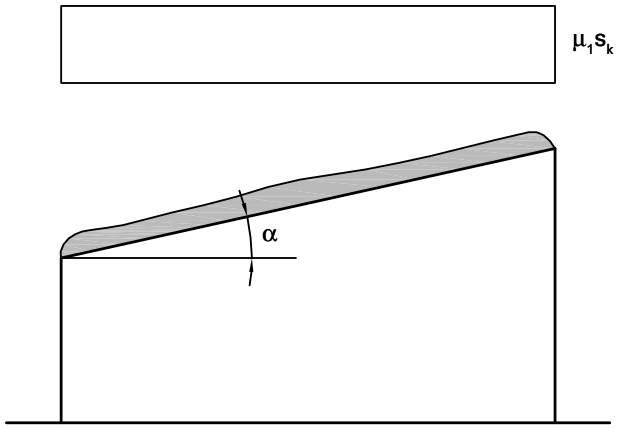


Bild 2.4-6 Schneelast bei Pultdächern

2.4.4.5. Hintereinandergereihte Satteldächer

Zusätzlich zu den Annahmen für Satteldächer sollte für nebeneinandergereihte Satteldächer der nachfolgende Formbeiwert untersucht werden, der die Verwehung der in Windrichtung hintereinander liegenden Dachformen berücksichtigt.

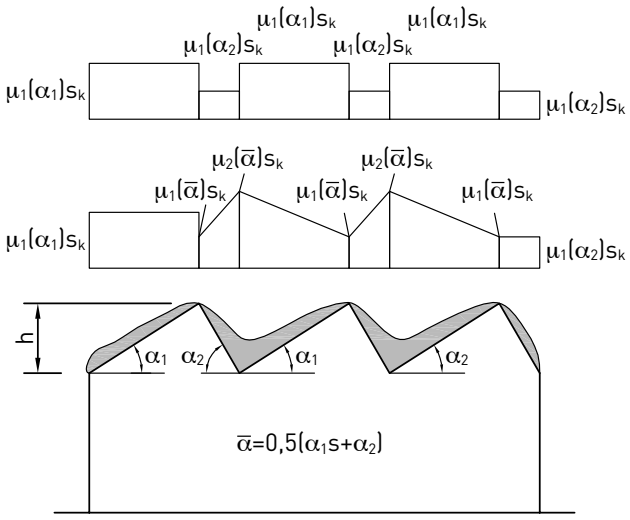


Bild 2.4-7 Hintereinandergereihte Dächer /7/

$$\max.\ \mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{s_k} + \mu_1 \le 1{,}6 \qquad (2.4\text{-}3)$$

Diese Ansätze können auch für nebeneinander liegende Dachgauben mit dazwischen liegender Kehle in Ansatz gebracht werden. Sind dabei die Dachflächen der aufeinanderfolgenden Dächer steiler als 60°, dann sind gesonderte Überlegungen anzustellen (→ Sheddächer /7/).

2.4.4.6. Höhensprünge an Dächern

Entlang von Höhensprüngen an Dächern ist neben der gleichförmigen oder unsymmetrischen Schneeverteilung auch das Herabrutschen vom höherliegenden Dach und das Heranwehen von Schnee zu berücksichtigen.
Bei den Formbeiwerten wird folglich zwischen einem Beiwert für den abgerutschten Schnee μ_s sowie für den angewehten Schnee μ_w unterschieden. Die Verteilungsbreite l_s beider Einwirkungen wird gleich angenommen und die Schneelast reduziert sich am Ende der Verteilungsbreite auf das Maß des Formbeiwertes μ_1 für das tiefer liegende Dach.

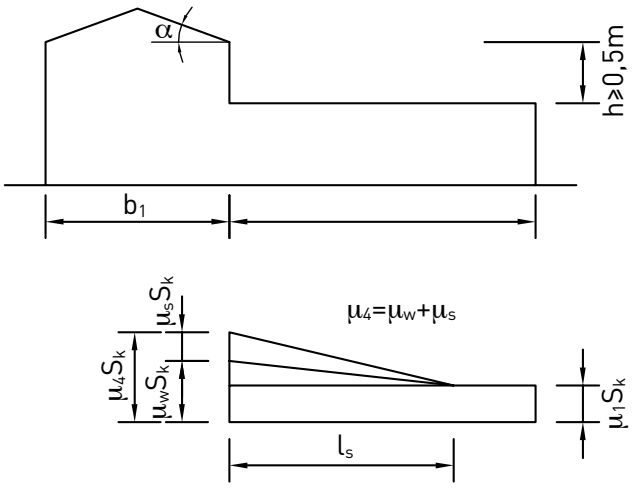


Bild 2.4-8 Schneelasten bei Höhensprüngen /7/

Dabei gelten für die Formbeiwerte:

μ_1= 0,8 (unteres Dach als flach unterstellt)
μ_4= $\mu_s + \mu_w > \mu_1$

mit
μ_s = Formbeiwert des **herabrutschenden Schnees** (Dachneigung α oben)

für $\alpha \le 15°$ ist $\mu_s = 0$
für $\alpha > 15°$ ist μ_s= aus einer Zusatzlast zu berechnen, die aus 50 % der größten auf dem oberen Dach berechneten Schneelast entspricht.

$$\rightarrow \mu_s = 0{,}5 \cdot \mu_{oben} \cdot b_{oben} \cdot 2 / \ell_s = \mu_{oben} \cdot b_{oben} / \ell_s \qquad (2.4\text{-}4)$$

und

μ_w = Formbeiwert des **herangewehten Schnees** mit

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / (2h) \le \gamma_s h / s_k$$
$$\gamma_s = \textit{Raumgewicht Schnee mit } 2{,}0\ kN/m^3$$
$$0{,}8 \le \mu_4 = \mu_s + \mu_w \le 4{,}0 \qquad (2.4\text{-}5)$$

Die Verteilungsbreite ℓ_s des Verwehungskeiles ist dabei auf eine Länge ℓ_s = 2 h anzunehmen, wobei weiter für diese Länge gilt:

$$5\ m \le \ell_s \le 15\ m \qquad (2.4\text{-}6)$$

*Anmerkung der Fachkommission Bautechnik, DIBT, Sitzung Nr. 170: Im Lastfall ständige / vorübergehende Bemessungssituation gilt zusätzlich die Begrenzung: $0{,}8 \le \mu_w + \mu_s \le 2$. Bei **größeren Höhensprüngen** mit $3 \le \mu_w + \mu_s \le 4$ ist die Situation als **außergewöhnlicher Lastfall** zu behandeln. Bei seitlich offenen und zugänglichen Vordächern mit $b_2 \le 3m$ braucht nur die ständige / vorübergehende Situation mit $\mu \le 2$ behandelt werden.*

2.4.4.7. Schneeverwehungen an Wänden und Aufbauten

Bei starkem Wind kann es auf Dächern mit Aufbauten in deren Windschatten zu Schneeanhäufungen durch Verwehung kommen. Es werden die Formbeiwerte der Schneelast und die Länge des Verwehungskeiles ℓ_s nach der folgenden Darstellung angenommen:

Dabei gelten für die Formbeiwerte:

μ_1= 0,8 (unteres Dach als flach unterstellt)
μ_2= $\gamma_s \cdot h / s_k$ mit
γ_s= Raumgewicht Schnee ca. 2,0 kN/m³

und

$$0{,}8 \le \mu_2 \le 2{,}0 \qquad (2.4\text{-}7)$$

Die Verteilungsbreite ℓ_s des Verwehungskeiles ist dabei auf eine Länge ℓ_s = 2 h anzunehmen, wobei gilt:

$$5\ m \le \ell_s \le 15\ m \qquad (2.4\text{-}8)$$

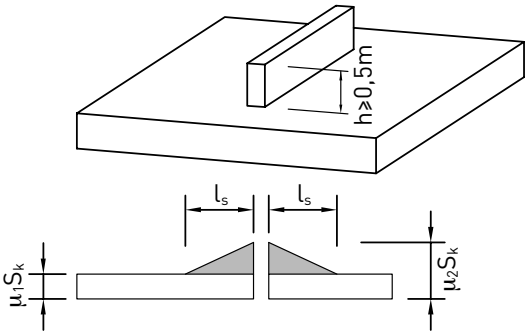


Bild 2.4-9 Schneeanwehung an Dachaufbauten

2.4.4.8. Schneeüberhang an der Traufe

Bei auskragenden Teilen von Dächern ist zusätzlich zur Schneelast entlang der Traufe eine Linienlast zu berücksichtigen:

$$S_e = k \cdot \frac{\mu_1^2 s_k^2}{\gamma} \qquad (2.4\text{-}9)$$

mit
S_e = Schneelast des Überhanges
μ_1 = Formbeiwert des Daches
γ = Raumgewicht Schnee (3,0 kN/m³)
k = Beiwert für lokale Dachsituation

Anmerkung Fachkommission Bautechnik:
Die Randlast darf mit k = 0,4 abgemindert werden. Sofern über die Dachfläche verteilt Schneefanggitter oder vergleichbare Einrichtungen angeordnet werden, die das Abgleiten von Schnee wirksam verhindern, kann auf den Ansatz der Linearlast ganz verzichtet werden. Für die Bemessung der Schneefangeinrichtung ist μ_1 = 0,8 anzusetzen.

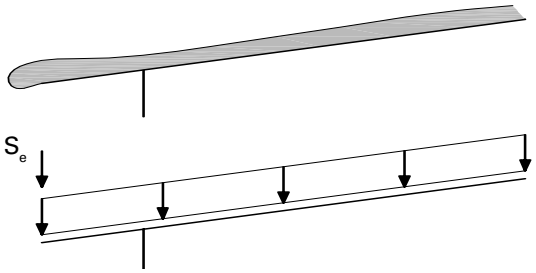


Bild 2.4-10 Schneelast am Vordach

2.4.4.9. Annahmen zum Raumgewicht von Schnee

Abgesehen von den Fällen, in denen im Rahmen der vorausgegangen Erläuterungen Angaben zum Raumgewicht von Schnee getroffen wurden, sind für besondere Untersuchungen nachfolgende Raumgewichte zu verwenden (aus /13/):

für Neuschnee:	γ_s = 1,0 kN/m³
für abgelagerten Schnee (bis mehrere Tage):	γ_s = 2,0 kN/m³
für Altschnee (Wochen bis Monate):	γ_s = 2,5 .. 3,5 kN/m³
für Nassschnee:	γ_s = 4,0 kN/m³

2.4.4.10. Eislasten

Auch Eislasten bzw. der Eisansatz auf tragende Querschnitte ist nach DIN 1055-5 geregelt.
In der Regel ist jedoch nicht davon auszugehen, dass Konstruktionen in Nagelplattenbauart frei bewittert und mit Eisansatz belastet werden. Von Eislasten werden danach nur sehr filigrane und leichte Bauteile maßgebend beeinflusst.
Eine Ausnahme bilden Konstruktionen im näheren Umfeld von Seen – z.B. Bodensee, Chiemsee usw. Hier könnten lokale Witterungseinflüsse zu extremen Eisansätzen führen.



Bild 2.4-11 Eislasten an einem See

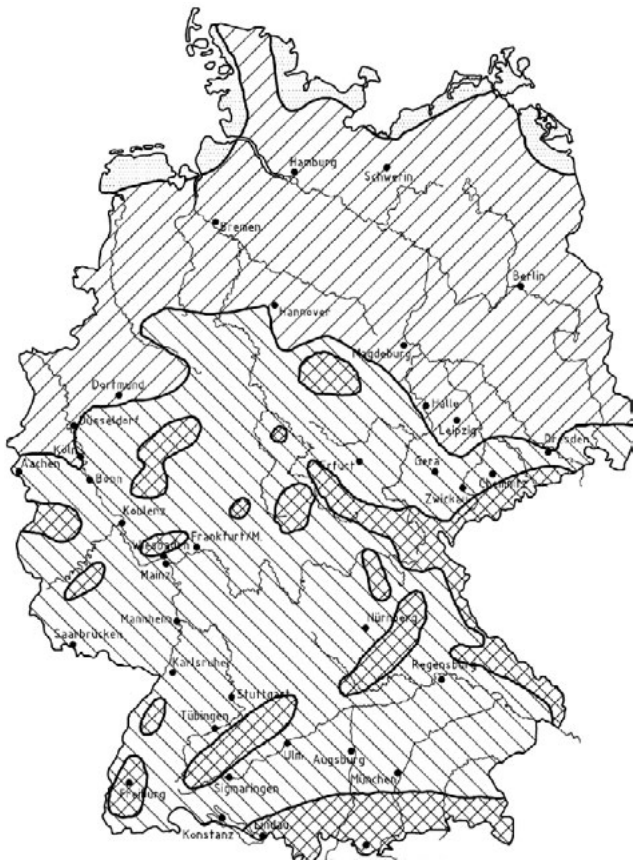


Bild 2.4-12 Eiszonenkarte aus /7/

2.4.4.11. Beispiel 1 zu Schneelastannahmen

Nachfolgend wird ein Beispiel mit Anwehung und Herabrutschung vorgestellt.

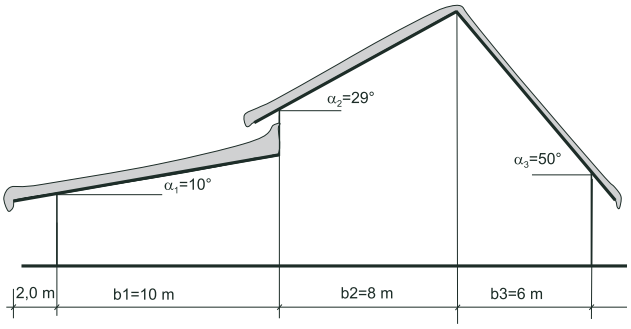


Bild 2.4-13 Beispiel zu Schneelasten, Geometrie

Geometrie:

b1 = 10m, b2 = 8m, b3 = 6m, h = 2m = Höhensprung

Schneelast:

s_k = = 1,1 kN/m²
α_1 = = 10 ° → μ_1 = 0,8
α_2 = = 29 ° → μ_1 = 0,8
α_3 = = 50 ° (ohne Schneefang)
→ $\mu_{1,3}$ = 0,8 · (60-50) / 30 = 0,8 · 10/30 = 0,27

(2.4-10)

somit:

$s_1 = s_2 = 0{,}8 \cdot 1{,}1 = 0{,}88$ kN/m²
$s_3 = 0{,}27 \cdot 1{,}1 = 0{,}30$ kN/m²

(2.4-11)

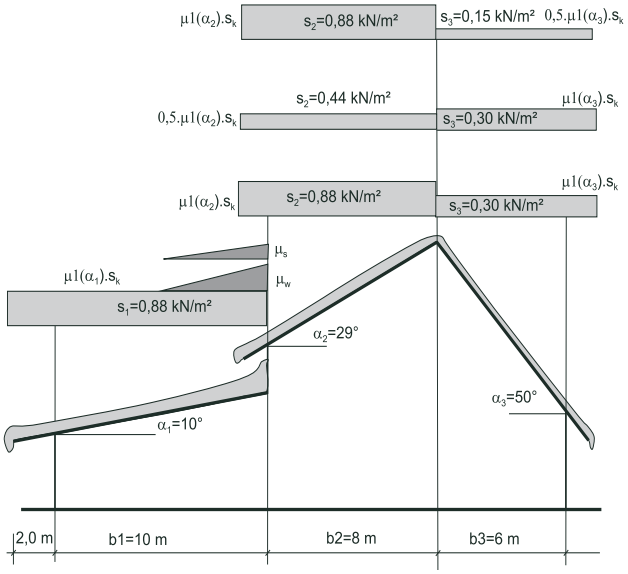


Bild 2.4-14 Schneelastordinaten

Herabrutschen:

S = 0,5 · 0,88 · 8m = 3,5 kN = herabrutschender Schnee mit einer Verteilbreite von
h = 2m → $\ell_s = 2 \cdot h = 4$ → 5m = min ℓ_s

Randordinate für dreiecksförmige Anwehung:

$\mu_s \cdot s_k = 3{,}5 \cdot 2 / 5 = 1{,}4$ kN/m entspricht
$\mu_s = 1{,}4 / 1{,}1 = 1{,}28$ oder
direkt nur aus den Beiwerten mit
$\mu_s = 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 8{,}0 \cdot 2/5 = 1{,}28$ *(2.4-12)*

Heranwehen:

μ_w = (10 + 8 + 6) / 2 · 2,0 = 6,00
bzw. = 2,0 · 2,0/ 1,1 = 3.63

μ_4 = 1,28 + 3,63 = 4,91
μ_4 = 4,0 > 2 → außergewöhnl. LF →
$s \cdot \mu_w$ = 4,0 · 1,1 = 4,4 kN/m
(max.-Wert an der Ecke) *(2.4-13)*

Schneefanggitter (falls vorhanden):

S_3 = 0,27 · 1,1 · 6 · sin 50° = 1,36 kN/m *(2.4-14)*

Trauflasten:

am Pultdach:
$S_{e,1}$ =(0,8 · 1,1)² / 3,0 = 0,26 kN/m
Eine Abminderung mit dem Faktor k wird hier nicht angesetzt.

am Satteldach
$S_{e,3}$ = (0,8 · 1,1)² / 3,0 = 0,26 kN/m *(2.4-15)*

2.4.5. Windlasten

Die DIN 1055-4 /6/ enthält Regeln und Verfahren für die Berechnung von Windlasten auf Bauwerke bis zu einer Höhe von 300 m. Wohn-, Büro- und Industriegebäude mit einer Höhe bis zu 25 m dürfen als **nicht schwingungsanfällig** angenommen werden. Das allgemeine Vorgehen ist in nachfolgendem Schema dargestellt.

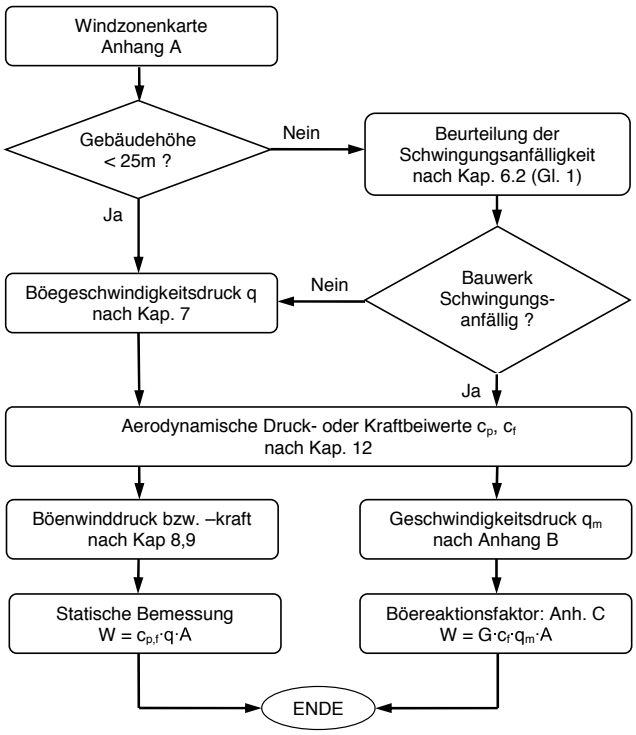


Bild 2.4-15 Ermittlungsschema Windlast

2.4.5.1. Windzonen und Kategorien

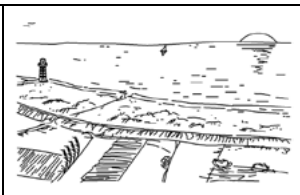
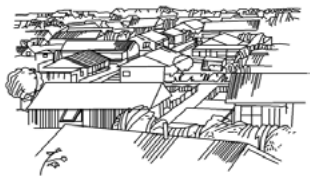
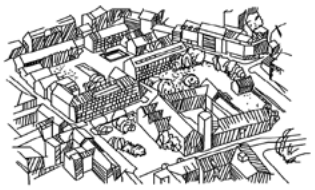
Dem Geschwindigkeitsdruck, der bei nicht schwingungsanfälligen Konstruktionen angewendet wird, liegt eine Böengeschwindigkeit zugrunde, die über eine Böendauer von 2 bis 4 Sekunden gemittelt ist.



Bild 2.4-16 Windzonenkarte aus /6/

Der Böengeschwindigkeitsdruck ist abhängig von:

- der Windzone (1-4)
- der Gebäudehöhe
- der Geländekategorie in Abhängigkeit der Bodenrauhigkeit

Geländekategorie I Offene See; Seen mit mindestens 5 km freier Fläche in Windrichtung; glattes, flaches Land ohne Hindernise z_o = 0,01 m	
Geländekategorie II Gelände mit Hecken, einzelnen Gehöften, Häusern oder Bäumen, z. B. lanfwirtschaftliches Gebiet z_o = 0,05 m	
Geländekategorie III Vorstädte, Industrie- oder Geerbegebiete; Wälder z_o = 0,30 m	
Geländekategorie IV Stadtgebiete, bei denen mindestens 15 % der Fläche mit Gebäuden bebaut sind, deren mittlere Höhe 15 m überschreitet z_o = 1,00 m	

Tab. 2.4-17 Geländekategorien aus /6/ mit z_o = untere Profilgrenze

Zur Lastannahme des Windstaudruckes stehen zwei Verfahren zu Auswahl:

2.4.5.1.1. Vereinfachtes Verfahren

Der Geschwindigkeitsdruck wird über die Höhe (h ≤ 25m) als konstant angenommen. Maßgebend ist der Geschwindigkeitsdruck an der höchsten Stelle des Gebäudes. Der Staudruck darf nicht entsprechend der Gebäudehöhe über Gelände gestaffelt werden.

Windzone	Referenzgeschwindigkeitsdruck	Geländeprofil	Geschwindigkeitsdruck q in kN/m² bei einer Gebäudehöhe h in den Grenzen[a] von		
	q_{ref} [kN/m²]		h ≤ 10m	10m < h ≤ 18m	18m < h ≤ 25m
1	0,32	Binnenland	0,50	0,65	0,75
2	0,39	Binnenland	0,65	0,80	0,90
		Küste und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
3	0,47	Binnenland	0,80	0,95	1,10
		Küste und Inseln der Ostsee	1,05	1,20	1,30
4	0,56	Binnenland	0,95	1,15	1,30
		Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	1,25	1,40	1,55
		Inseln der Nordsee	1,40	–	–
	[a] Eine Interpolation der Werte ist nicht zulässig				

Tab. 2.4-18 Windstaudruck aus /6/ Referenzwert und vereinfachtes Verfahren

2.4.5.1.2. Regelverfahren

Der Böengeschwindigkeitsdruck q_z wird abhängig von der Gebäudehöhe z gestaffelt. Abhängig vom Mischprofil sind in Tab. 2.4-19 Formeln aus /6/ angegeben. Der anzusetzende Referenzgeschwindigkeitsdruck q_{ref} ist von der Windzone abhängig und in Tab. 2.4-18 aufgeführt.

Geländeprofil	Geschwindigkeitsdruck q in Abhängigkeit der Höhe z	
Im Binnenland (Mischprofil der Geländekategorien II und III)	$q(z) = 1{,}5 \cdot q_{ref}$	für $z \le 7m$
	$q(z) = 1{,}7 \cdot q_{ref}(z/10)^{0{,}37}$	für $7m < z \le 50m$
	$q(z) = 2{,}1 \cdot q_{ref}(z/10)^{0{,}24}$	für $50m < z \le 300m$
In küstennahen Gebieten sowie auf den Inseln der Ostsee (Mischprofil der Geländekategorien I und II)	$q(z) = 1{,}8 \cdot q_{ref}$	für $z \le 4m$
	$q(z) = 2{,}3 \cdot q_{ref}(z/10)^{0{,}27}$	für $4m < z \le 50m$
	$q(z) = 2{,}6 \cdot q_{ref}(z/10)^{0{,}19}$	für $50m < z \le 300m$
auf den Inseln der Nordsee (Geländekategorie I)	$q(z) = 1{,}1\ kN/m^2$	für $z \le 2m$
	$q(z) = 1{,}5 kN/m^2 \cdot (z/10)^{0{,}19}$	für $2m < z \le 300m$

Tab. 2.4-19 Windstaudruck Regelverfahren /6/

2.4.5.2. Geländelagen

Wenn der Bauwerksstandort oberhalb von 800m über NN liegt, ist der Geschwindigkeitsdruck mit dem Faktor:

$(0{,}2+H_s/1000)$ *(2.4-16)*

zu erhöhen, wobei H_s die Höhe über NN bezeichnet. Für Kamm- und Gipfellagen der Mittelgebirge oberhalb Hs = 1100m sowie in Küstennähe sind besondere Überlegungen erforderlich.

2.4.5.3. Windlast auf Wandflächen

Es wird zwischen einem Winddruck auf der Außenfläche und der Innenfläche eines Bauwerks unterschieden. Wind auf der Innenfläche entsteht dann, wenn ein offenes Bauwerk oder durchlässige Außenflächen vorhanden sind. Die Durchlässigkeit der Außenfläche wird über den Faktor μ = Verhältnis offene Fläche / Gesamtfläche gebildet.

Mit 1 % < μ < 30 % ist der Innendruck nach DIN 1055, Bild 10 anzusetzen. Der Innendruck wirkt gleichzeitig mit dem Außendruck und hat auf allen Innenflächen das gleiche Vorzeichen (Druck/Sog)

- Winddruck auf der Innenfläche:
  $W_{pi} = c_{pi} \cdot q\ (zi)$ *(2.4-17)*
- Winddruck auf der Außenfläche:
  $W_{pe} = c_{pe} \cdot q\ (ze)$ *(2.4-18)*

c_{pe}, c_{pi}: aerodynamischer Druckbeiwert
q (zi) = q (ze) : Böengeschwindigkeitsdruck

Der Winddruck wirkt immer senkrecht zur Bauteiloberfläche. Die Werte für Lasteinzugsflächen < 10m² (unmittelbar betroffene Bauteile) sind ausschließlich für die Bemessung von Sogverankerungen und ihrer Unterkonstruktion erforderlich. Bei Flächen von 1–10 m² sind die Werte nach DIN 1055 T4, Abschn. 12.1.1, Gl. 18 zu interpolieren.

Der Wind wirkt auf **alle** Außenwände, auch Seitenwände parallel zu Windrichtung. Bei Fassaden wurde in einem schmalen Streifen an der Gebäudekante der Sog auf der Seitenwand berücksichtigt. Öffnungen (Fenster, Türen, Tore) sind als geschlossen zu betrachten. Ausnahme: Gebäude der Rettungskräfte.

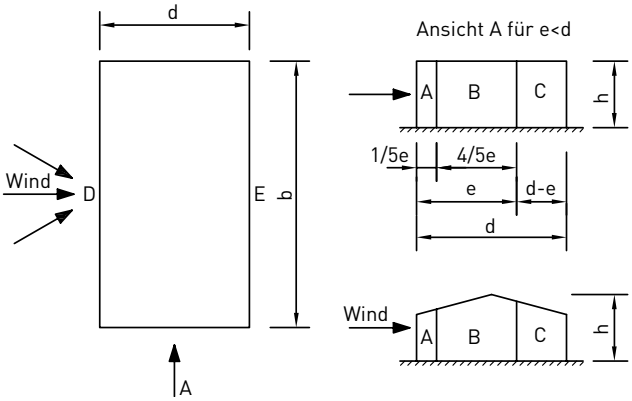


Bild 2.4-20 Wind auf Wandflächen

Bereich	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
≤ 5	- 1,4	- 1,7	- 0,8	- 1,1	- 0,5	- 0,7	+ 0,8	+ 1,0	- 0,5	- 0,7
≤ 1	- 1,2	- 1,4	- 0,8	- 1,1	- 0,5		+ 0,8	+ 1,0	- 0,5	
≤ 0,25	- 1,2	- 1,4	- 0,8	- 1,1	- 0,5		+ 0,7	+ 1,0	- 0,3	- 0,5
Für einzeln in offenem Gelände können im Sogbereich auch größere Sogkräfte auftreten Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Für Gebäude mit h/d < 0,1 darf der Bereich F entfallen										

Tab. 2.4-21 Wind auf Wandflächen

Es ist grundsätzlich die Lasteinwirkung Sog auch auf den Seitenwänden zu untersuchen.
Die Außenwände eines rechteckigen Gebäudes werden nach Bild 2.4-20 in die Zonen A bis E eingeteilt:

- A bis C: Seitenwände
- D: Wand in Luv
- E: Wand in Lee

In der praktischen Anwendung für die Windsogannahmen der seitlichen Wände sind dabei drei Fälle zu unterscheiden:

$e \le d$ Bereiche A, B, C
$d < e \le 5\ d$ Bereiche A, B)
$e > 5\ d$ Bereich A *(2.4-19)*

Bei > 5d handelt es sich z.B. um schlanke, hohe (ggf. schwingungsanfällige) Gebäude.

Für diese vertikalen Wände A bis E werden die Außendruckbeiwerte für die Flächengrößen A = 1 m² bzw. A = 10 m² für verschiedene Verhältnisse h/d angegeben. Sobald die Lasteinzugsfläche des betroffenen Bauteils größer als 10 m² ist, kann der $c_{pe,10}$–Wert verwendet werden. Bei Flächen von 1–10 m² sind die Werte nach DIN 1055 T4, Abschn. 12.1.1, Gl. 18 zu interpolieren.

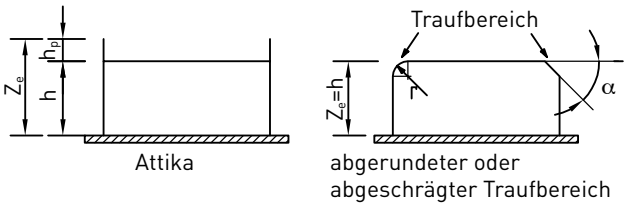
Bezüglich der Bemessung der Giebelkonstruktion ist diese Einwirkung konstruktionsabhängig (Anschluss Pfetten und Fassadenriegel) und individuell zu prüfen.

2.4.5.4. Wind auf Dachflächen

In der Norm werden aerodynamische Beiwerte für folgende Dachformen angegeben:

2.4.5.4.1. Flachdächer (Neigung < 5° gemäß DIN 1055-4)

Hier wird zusätzlich nach der Art der Attika bzw. der Traufe unterschieden (Scharfkantig oder abgerundet).



Legende
e=b oder 2h, der kleinere Wert ist maßgebend
B: Abmessung quer zum Wind

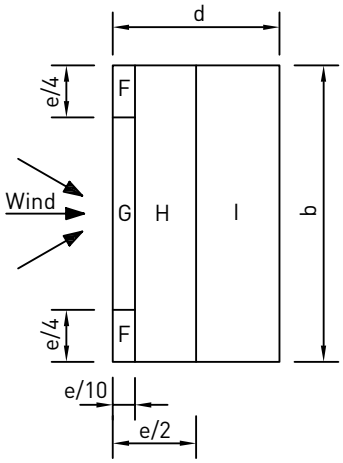


Bild 2.4-22 Winddruckbeiwerte für Flachdächer aus /6/

		Bereich							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Scharfkantiger Traufbereich		- 1,8	- 2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	- 1,2	+ 0,2 - 0,6	
mit Attika	h_p/h = 0,025	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	- 1,2	+ 0,2 - 0,6	
	h_p/h = 0,05	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	- 1,2	+ 0,2 - 0,6	
	h_p/h = 0,10	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	- 1,2	+ 0,2 - 0,6	
Abgerundeter Traufbereich	r/h = 0,05	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		± 0,2	
	r/h = 0,10	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		± 0,2	
	r/h = 0,20	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		± 0,2	
Abgeschrägter Traufbereich	a = 30°	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		± 0,2	
	a = 45°	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		± 0,2	
	a = 60°	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		± 0,2	

Bei Flachdächern mit Attika oder abgerundetem Traufbereich darf für Zwischenwerte h_p/h und r/h linear interpoliert werden.

Bei Flachdächern mit mansardendachartigem Traufbereich darf für Zwischenwerte von a zwischen a = 30°, 45° und 60° linear interpoliert werden. Für a > 60° darf zwischen den Werten für a = 60° und den Werten für Flachdächer mit rechtwinkligem Traufbereich interpoliert werden.

Für die Schräge des manardendachartigen Traufbereichs selbst werden die Außendruckbeiwerte in Tabelle 6 „Außendruckbeiwerte für Sattel- und Trogdächer" Anströmrichtung θ = 0°, Bereiche F und G, in Abhängigkeit von dem Neigungswinkel des mansardendachartigen Traufbereichs angegeben.

Für den abgerundeten Traufbereich selbst werden die Außendruckbeiwerte entlang der Krümmung durch lineare Interpolation entlang der Kurve zwischen dem Wert an der vertikalen Wand und auf dem Dach ermittelt.

Tab. 2.4-23 Winddruckbeiwerte für Flachdächer aus /6/

2.4.5.4.2. Pultdächer Neigung 5° bis 75°

Pultdächer von 5 – 75° sind explizit in /6/ aufgeführt und sind in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

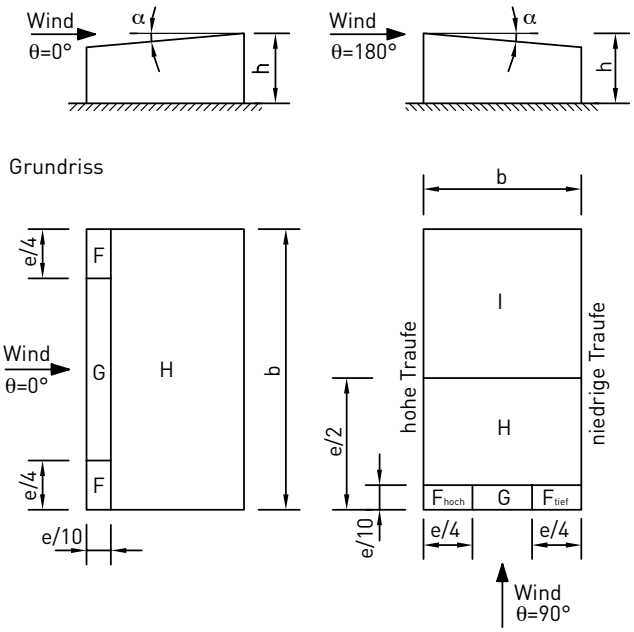


Bild 2.4-24 Winddruckbeiwerte für Pultdächer aus /6/

Neigungswinkel α	Anströmrichtung θ = 0°						Anströmrichtung θ = 180°					
	Bereich						Bereich					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	- 1,7	- 2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,6 + 0,2	- 1,2	- 2,3	- 2,5	- 1,3	-2,0	-0,8	-1,2
10°	- 1,3	- 2,2	- 1,0	- 1,7	- 0,4 + 0,2	- 0,7	- 2,4	- 2,6	- 1,3	-2,0	-0,8	-1,2
15°	- 0,9 + 0,2	- 2,0 + 0,2	- 0,8 + 0,2	- 1,5 + 0,2	- 0,3 + 0,2		-2,5	- 2,8	-1,3	-2,0	-0,8	- 1,2
30°	- 0,5 + 0,7	- 1,5 + 0,7	- 0,5 + 0,7	- 1,5 + 0,7	- 0,2 + 0,4		-1,1	- 2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
45°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,6		-0,6	- 1,3	- 0,5		-0,7	
60°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,7		- 0,5	-1,0	- 0,5		-0,5	
75°	+ 0,8		+ 0,8		+ 0,8		- 0,5	-1,0	- 0,5		-0,5	

Neigungswinkel α	Anströmrichtung θ = 90°									
	Bereich									
	F_{hoch}		F_{tief}		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	- 2,1	- 2,6	- 2,1	- 2,4	- 1,8	- 2,0	- 0,6	- 1,2	- 0,6 / + 0,2	
10°	- 2,2	- 2,7	- 1,8	- 2,4	- 1,8	- 2,2	- 0,7	- 1,2	- 0,6 / + 0,2	
15°	- 2,4	- 2,9	- 1,6	- 2,4	- 1,9	- 2,5	- 0,8	- 1,2	- 0,7	- 1,2
30°	- 2,1	- 2,9	- 1,3	- 2,0	- 1,5	- 2,0	- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,2
45°	- 1,5	- 2,4	- 1,3	- 2,0	- 1,4	- 2,0	- 1,0	- 1,3	- 0,9	- 1,2
60°	- 1,2	- 2,0	- 1,2	- 2,0	- 1,2	- 2,0	- 1,0	- 1,3	- 0,7	- 1,2
75°	- 1,2	- 2,0	- 1,2	- 2,0	- 1,2	- 2,0	- 1,0	- 1,3	- 0,5	

Tab. 2.4-25 Winddruckbeiwerte für Pultdächer aus /6/

2.4.5.4.3. Sattel- und Trogdächer

Sattel- und Trogdächer mit einer Neigung von –45° bis +75° sind ebenfalls in /6/ geregelt.

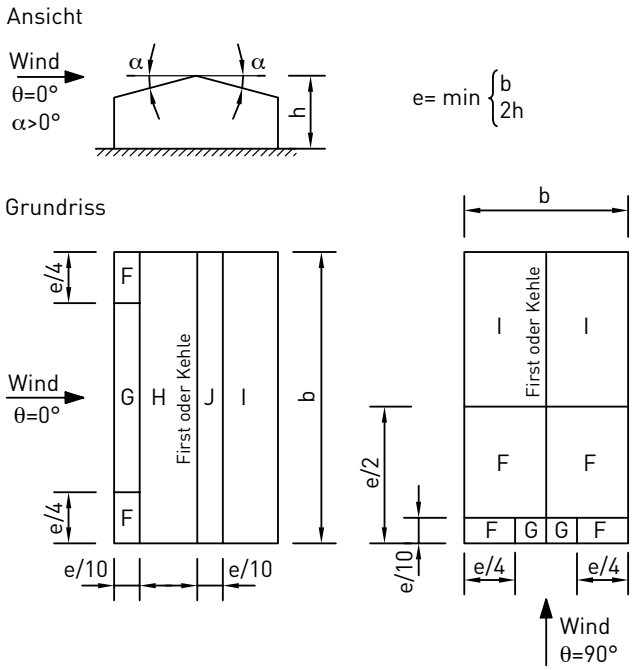


Bild 2.4-26 Winddruckbeiwerte für Satteldächer

Anströmrichtung θ = 0°										
Neigungswinkel α	Bereich									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	- 2,3	- 2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,8	- 1,2	- 0,6 / + 0,2		- 0,6 / + 0,2	
5°	- 1,7	- 2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,6	- 1,2	- 0,6 / + 0,2		- 0,6 / + 0,2	
10°	- 1,3	- 2,2	- 1,0	- 1,7	- 0,4		- 0,8 / + 0,2		- 0,8 / + 0,2	
15°	- 0,9	- 2,0	- 0,8	- 1,5	- 0,3		- 0,4		- 1,0	- 1,5
	+ 0,2		+ 0,2		+ 0,2					
30°	- 0,5	- 1,5	- 0,5	- 1,5	- 0,2		- 0,4		- 0,5	
	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,4					
45°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,6		- 0,4		- 0,5	
60°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,7		- 0,4		- 0,5	
75°	+ 0,8		+ 0,8		+ 0,8		- 0,4		- 0,5	

Anströmrichtung θ = 90°								
Neigungswinkel α	Bereich							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-08	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-06	-1,2
5°	- 1,6	- 2,2	- 1,3	- 2,0	- 0,7	- 1,2	- 0,6 / + 0,2	
10°	- 1,4	- 2,1	- 1,3	- 2,0	- 0,6	- 1,2	- 0,6 / + 0,2	
15°	- 1,3	- 2,0	- 1,3	- 2,0	- 0,6	- 1,2	- 0,5	
30°	- 1,1	- 1,5	- 1,4	- 2,0	- 0,8	- 1,2	- 0,5	
45°	- 1,1	- 1,5	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,2	- 0,5	
60°	- 1,1	- 1,5	- 1,2	- 2,0	- 0,8	- 1,0	- 0,5	
75°	- 1,1	- 1,5	- 1,2	- 2,0	- 0,8	- 1,0	- 0,5	

Tab. 2.4-27 Winddruckbeiwerte für Satteldächer

2.4.5.4.4. Walmdächer

Hier ist wie in den anderen Fällen auch, nach dem Wind auf die Traufe bzw. Wind auf den Giebel zu unterscheiden

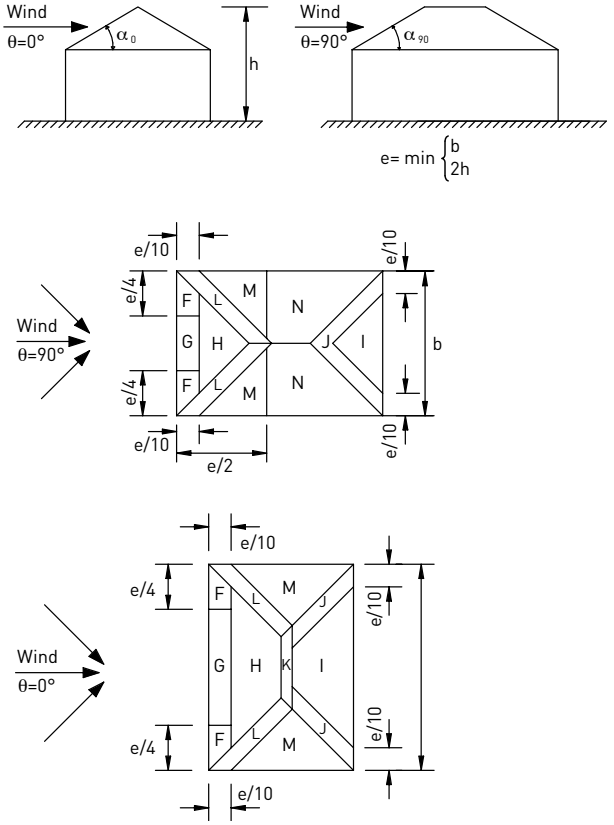


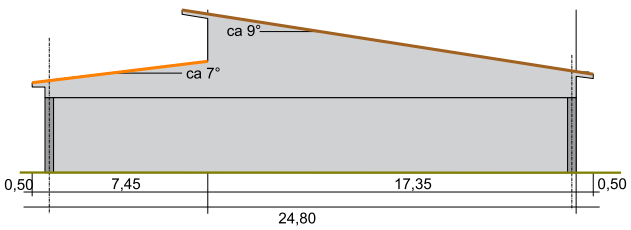
Bild 2.4-28 Winddruckbeiwerte für Walmdächer

Schließlich sind in /6/ noch geregelt:

- Sheddächer
- Offene Dächer / Überdachungen
- Beiwerte für angeströmte Profile

2.4.5.5. Beispiel zu Windlasten

Windlasten auf eine Halle mit Split-Roof
Gebäudedaten:



Windzone II, Binnenland
Vereinfachtes Verfahren (1), q = 0,65 kN/m²
Geometrie: h = 7,4m, b = 24,80m, L = 52 m
e = min (2h=14,8 m bzw. b = 24,80 m
--> e = 14,80m
--> 0,1e = 1,50m, 0,25e = 3,75m

Bild 2.4-29 Gebäude Split-Roof

Wind-Teilflächen nach DIN 1055-4

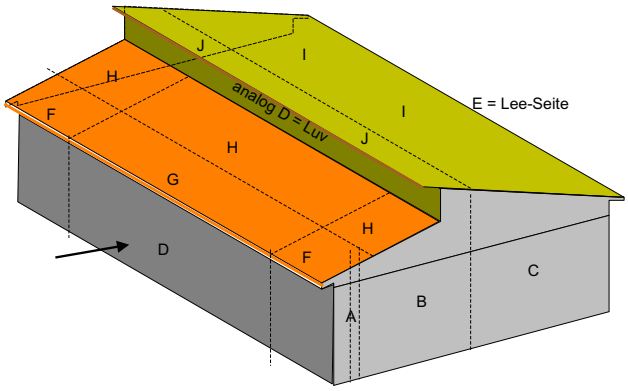


Bild 2.4-30 Winddruckflächen Wind - links

Winddruckbeiwerte für Wind von links

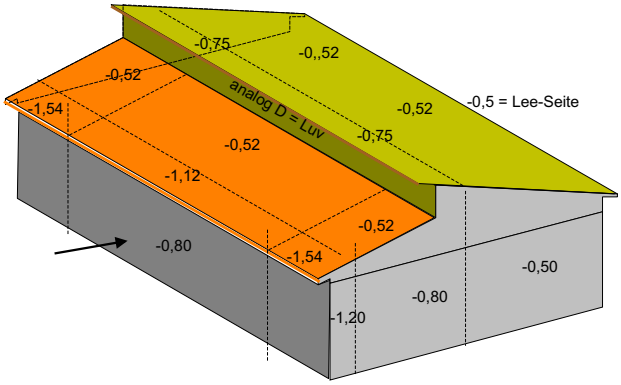


Bild 2.4-31 Winddruckbeiwerte Wind - links

Winddruckflächen Wind auf die Giebelseite

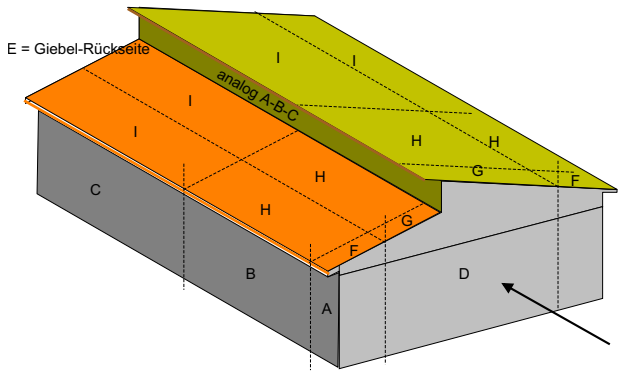


Bild 2.4-32 Winddruckflächen Giebel

Winddruckbeiwerte Wind auf Giebel

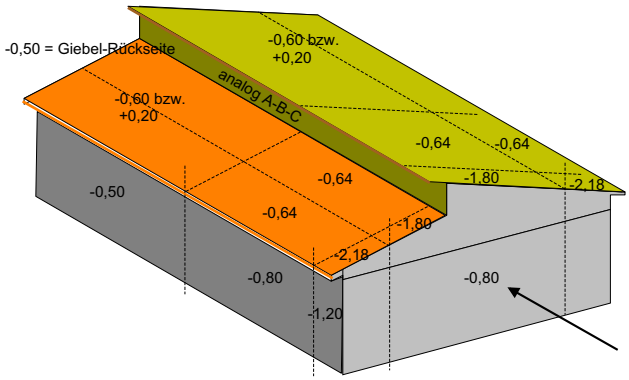


Bild 2.4-33 Winddruckbeiwerte Wind auf Giebel

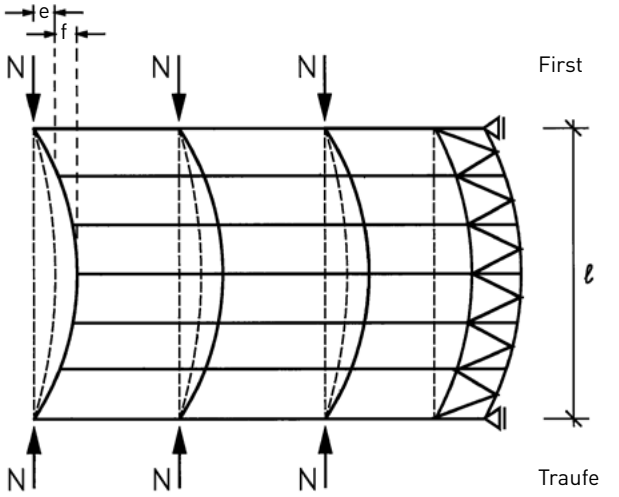
2.4.6. Aussteifungslasten

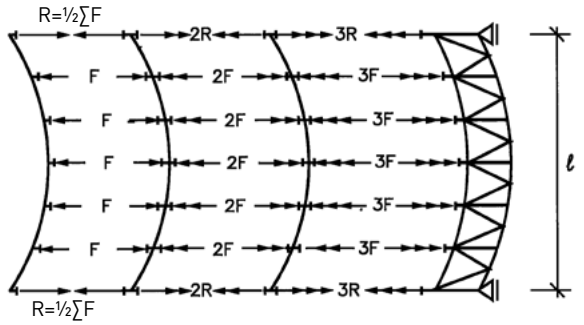
Aussteifende Bauteile dienen der Aufnahme von horizontal wirkenden Einwirkungen. Dabei wird unterschieden:

Zu den „inneren“ Einwirkungen zählen Stabilisierungskräfte und deren Reaktionen. Diese entstehen am imperfekten System an Bauteilen mit Druck (Knicken) oder Biegung (Kippen). In einem geschlossenen System sind alle „inneren“ Einwirkungen im Gleichgewicht, es wird also keine Kraft an die Unterkonstruktion weitergegeben.

Zu den „äußeren“ Einwirkungen zählen Wind, Erdbeben, Anprall sowie aus Schiefstellung der planmäßig vertikal stehenden Binder und Stützen. Reaktionen aus „äußeren“ Einwirkungen werden an die Unterkonstruktion weitergeleitet.

Falls kein genauerer Nachweis geführt wird, dürfen die „inneren“ Einwirkungen zu Gleichstreckenlasten und zu Gleichgewicht bildenden entgegengesetzt wirkenden Einzelkräften (Reaktionen) vereinfacht werden. DIN 1052:2008-12 /1/ Kapitel 8.4.





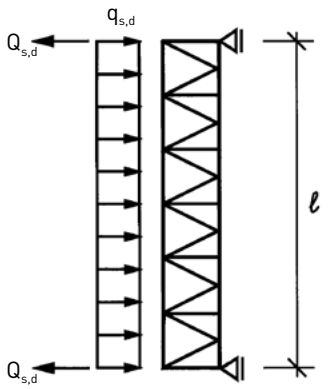


Bild 2.4-34 Aussteifungslasten und Reaktionen

Formel 2.4-20 berücksichtigt die Stabilisierungskräfte vorhandener Druckgurte. Grundlage ist die Annahme einer Vorkrümmung von ℓ /400 und einer Verbandsdurchbiegung von ℓ /500.

$$q_{s,d} = k_\ell \cdot \frac{n \cdot N_d}{30 \cdot \ell} \qquad (2.4\text{-}20)$$

mit:

$q_{s,d}$ = Ersatzlast für innere Einwirkungen
ℓ = Stützweite Aussteifungskonstruktion
= Bogenlänge der Vorkrümmung
N_d = mittlere Druckkraft über den gesamten gedrückten Gurtbereich je angesetzter Vorkrümmungslinie (Verbandsstützweite).
k_ℓ = Beiwert zum Vorkrümmungsansatz da die Vorverformung von langen Trägern < ℓ/400 zu erwarten ist.

$$k_\ell = \min\left\{1 \;;\; \sqrt{15/\ell}\right\} \qquad (2.4\text{-}21)$$

dabei ist für die anzusetzenden Lastkombinationen der Bemessungswert der mittleren Gurtkraft N_d für jede der Kombinationen nach 2.2.2 zu berücksichtigen. Man darf sich dabei auf die Maximalwerte jeder vorkommenden Lasteinwirkungsdauer beschränken.

Die „inneren" Einwirkungen sind mit den charakteristischen „äußeren" Einwirkungen aus Wind w_k zu überlagern. Dabei ist darauf zu achten, ob in der Lastkombination, aus der N_d entnommen wurde, der Wind nicht angesetzt (A), als vorherrschende veränderliche Einwirkung (B) oder als begleitende veränderliche Einwirkung (C) angesetzt wurde. Auf der sicheren Seite darf angenommen werden:

Für Lastkombinationen nach 2.2.2.1 (DIN1055):

$$\begin{aligned} A:&\quad q_d = q_{s,d} \\ B:&\quad q_d = q_{s,d} + 1{,}5 \cdot w_k \\ C:&\quad q_d = q_{s,d} + 0{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot w_k \end{aligned} \qquad (2.4\text{-}22)$$

Für Lastkombinationen nach 2.2.2.2 (DIN1052):

$$\begin{aligned} A:&\quad q_d = q_{s,d} \\ B:&\quad q_d = q_{s,d} + 1{,}5 \cdot w_k \\ C:&\quad q_d = q_{s,d} + 1{,}35 \cdot w_k \end{aligned} \qquad (2.4\text{-}23)$$

Die zu der jeweiligen Lasteinwirkungsdauer und Nutzungsklasse zugehörigen k_{mod} – Werte sind zu beachten.

Hinweis: Die Einhaltung der Verformung bei den Verbänden ist Gebot der Tragsicherheit. Es ist darauf zu achten, dass unter den oben erwähnten Lastkombinationen die auftretende Verformung den Wert ℓ/500 nicht überschreitet. Dabei entspricht der Wert ℓ/500 nach DIN 1052:2008 in etwa dem gleichen Sicherheitsniveau wie der Wert von ℓ/1000 nach DIN 1052:1988.

2.4.7. Erdbebenlasten

Aussteifungslasten infolge von Erdbebenbeanspruchung sind aus der aktuellen DIN 4149 (Erdbeben) zu entnehmen. Die zugehörige Erdbebenzonenkarte ist nachfolgend zu finden.

Zusätzlich muss auch die Geologiekarte verwendet werden. Für den Nachweis wird ein Bodengutachten benötigt, um die genaue Beschaffenheit des Bodens zu kennen.

Für die Einordnung in die Duktilitätsklasse ist üblicherweise das ganze Gebäude zu betrachten.
Auf eine ausreichende und duktile Verankerung der Aussteifungskräfte in die Unterkonstruktion ist hierbei besonders zu achten.

In Erdbebenzone 2 und 3 sollte man ggf. auf stählerne Rispenbänder im Dachbereich verzichten und besser die Aussteifung der Dachebene mit einer Scheibe oder Rispen (Druck / Zug) aus Holz ausbilden.

Nachweisformate im Lastfall Erdbeben sind als außergewöhnliche Einwirkung zu führen.

$$E_{d,AE} = \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_1 \cdot A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \qquad (2.4\text{-}24)$$

Hierbei ist γ_1 (0,8 ... 1,4) der Wichtungsfaktor für Einwirkungen aus Erdbeben. Der Wichtungsfaktor ist DIN 4149, Tab. 3 zu entnehmen / 11 /

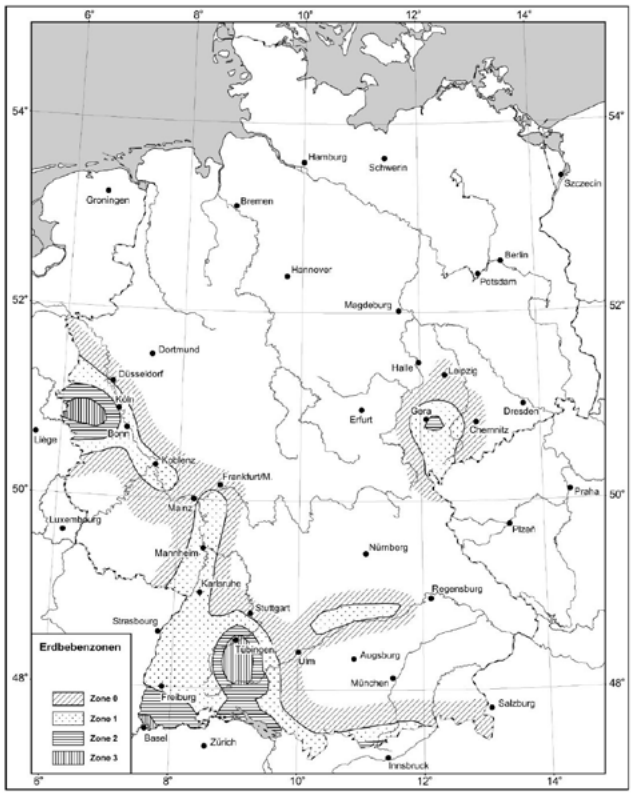


Bild 2.4-35 Erdbebenzonen aus DIN 4149 /11/

2.4.8. Betonier- und Schalungslasten

Lastannahmen für lotrechte Schalungen nach DIN 18218 (9.80) bzw. DIN EN 12812

Lotrechte Schalungen werden neben Wind- und Arbeitsbetrieb vor allem durch Frischbetondruck p_b belastet.

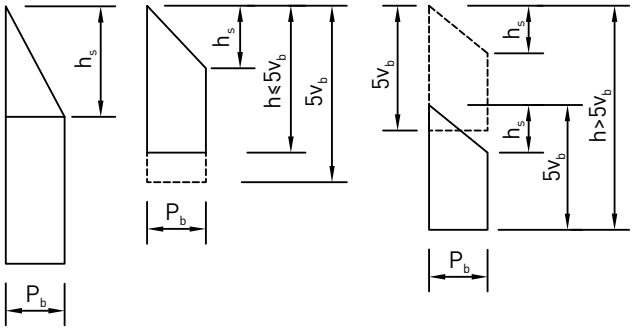


Bild 2.4-36 Frischbetondruck

Die hydrostatische Druckhöhe h_s ist dabei abhängig von der Betonkonsistenz und der Steiggeschwindigkeit v_b.

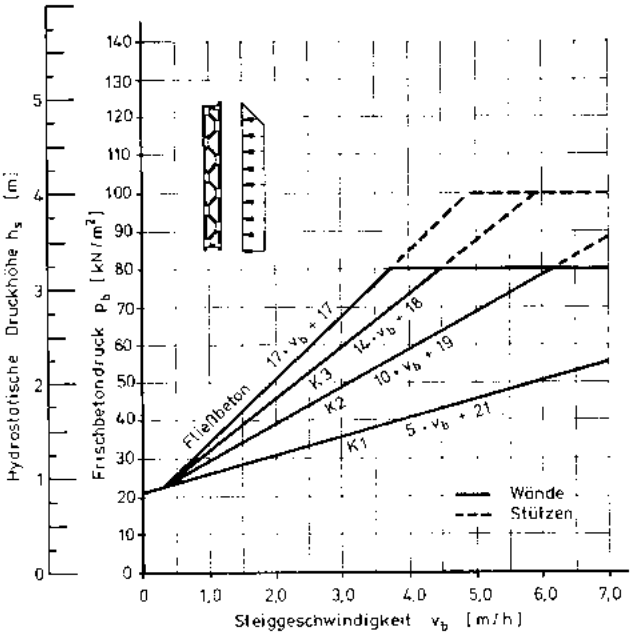


Bild 2.4-37 hydrostatische Druckhöhe

An weiteren Einflüssen für den Frischbetondruck müssen nach DIN EN 12812 die Rütteltiefe, die Frischbetontemperatur und die Frischbetonrohdichte berücksichtigt werden:

2.4.8.1. Die Rütteltiefe

Wird bei Verwendung von Innenrüttlern mit Rütteltiefen $h_r > h_s$ gearbeitet, so ist bis zur Tiefe h_r mit dem hydrostatischen Druck zu rechnen, das heißt, der maximale Frischbetondruck ergibt sich dann zu $p_b = 25 \cdot h_r$. Das Gleiche gilt für Außenrüttler, die auf einen Bereich $h_r > h_s$ wirken.

2.4.8.2. Frischbetontemperatur

Beträgt sie beim Einbringen des Betons weniger als +15°C oder kann diese Temperatur (z. B. infolge niedriger Außentemperatur) nicht bis zum Ende der Erstarrungszeit beibehalten werden, so müssen p_b und h_s für jedes 1 °C, um den die Frischbetontemperatur unter +15°C sinkt, um 3% erhöht werden.

Kann bis zum Erstarrungsende eine höhere Frischbetontemperatur als +15°C beibehalten werden, so darf der Schalungsdruck entsprechend ermäßigt werden, insgesamt jedoch höchstens um 30% (entsprechend +25°C).

2.4.8.3. Frischbetonrohdichte

Bei Verwendung von Schwerbeton muss der Betoniedruck p_b je 1 kN/m³, um den die Rohdichte über 25 kN/m³ liegt, um 4 % erhöht werden. Bei Leichtbeton darf um die gleichen Werte ermäßigt werden. h_s bleibt unverändert.

Die Verwendung von *Erstarrungsverzögerern* führt je nach Betonkonsistenz und Zeitraum der Erstarrungsverzögerung bis zu den doppelten Schalungsdrücken (s. im Einzelnen Tab. 1 der Norm).

Entsprechend DIN1055-8:2003-01 „Einwirkungen auf Tragwerke" Teil 8: Einwirkungen während der Bauausführung und im Besonderen Lastannahmen bei lotrechten Schalungen nach DIN EN 12812 (Entwurf) gelten beispielsweise im Abschnitt 6.1 (2) die Betonierlasten als veränderliche Last, welche zu den Traggerüst- und Schalhautlasten zu kombinieren sind.
Die zugehörigen Verkehrslasten aus Arbeitsbetrieb sind entsprechend der Kombinationsregeln im GZT anzuhängen.

2.5. Bemessung von Stäben

2.5.1. Allgemeines

Das Nachweisformat nach DIN 1052:2008 /1/ ist allgemein formuliert mit: $E_d \le R_d$.

Bezogen auf einen Spannungsnachweis folgt damit:

$$\sigma_d \le f_d \quad mit \quad f_d = \frac{k_{mod} \cdot f_k}{\gamma_m} \qquad (2.5\text{-}1)$$

Angenommen wird ein Binder in NKL 2, maßgebend ist der Lastfall g + s bzw. g + s + w mit einem k_{mod} Faktor von 0,9 (unter 1000m ü.N.N.). Als Holz kommt KVH in Qualität C24 zum Einsatz.
→ Bemessungswerte des Widerstands nach /1/

$$f_{m,d} = \frac{0{,}9 \cdot 24}{1{,}3} = 16{,}61 \ N/mm^2 \qquad \text{Biegung Biegung}$$

$$f_{t,0,d} = \frac{0{,}9 \cdot 14}{1{,}3} = 9{,}69 \ N/mm^2 \qquad \text{Zug } \square\square \text{Faser}$$

$$f_{c,0,d} = \frac{0{,}9 \cdot 21}{1{,}3} = 14{,}53 \ N/mm^2 \qquad \text{Druck } \square\square \text{Faser}$$

$$f_{c,90,d} = \frac{0{,}9 \cdot 2{,}5}{1{,}3} = 1{,}73 \ N/mm^2 \qquad \text{Druck } \perp \text{Faser}$$

$$f_{v,d} = \frac{0{,}9 \cdot 2{,}0}{1{,}3} = 1{,}38 \ N/mm^2 \qquad \text{Schub aus Querkraft}$$

(2.5-2)

2.5.2. Biegung und Zug

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$$

und

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1 \qquad (2.5\text{-}3)$$

Beispiel:

Untergurt, 6/22cm in C24 (Stab 3)
A = 132 cm²; W = 484 cm³
N_d = 59,5 kN = 59500 N
M_d = 2,97 kNm = 2970 Nm

Nachweis für einachsige Biegung

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{59500}{132 \cdot 10^2} = 4{,}50 N/mm^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{2970000}{484 \cdot 10^3} = 6{,}13 N/mm^2$$

$$\Rightarrow \frac{4{,}50}{9{,}69} + \frac{6{,}13}{16{,}6} = 0{,}46 + 0{,}37 = 0{,}83 < 1 \qquad (2.5\text{-}4)$$

2.5.3. Druck, Knicken mit k_c-Verfahren

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \le 1 \ \text{ mit}$$

$$k_c = \min\left\{\frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda^2_{rel,c}}}, 1\right\} \text{ Knickbeiwert mit}$$

$$k = 0{,}5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot \left(\lambda_{rel,c} - 0{,}3\right) + \lambda^2_{rel,c}\right]$$

wobei

$\beta_c = 0{,}2$ für Vollholz und Balkenschichtholz

$\beta_c = 0{,}1$ für Brettschichtholz und Holzwerkstoffe

(2.5-5)

Beispiel:
Füllstab 6/8 cm in C24 (Stab 25)
A = 48 cm²; W = 64 cm³
l = 3,48m; Knicken um starke Achse
λ = 348/(0.289 · 8)=151
N_d = 1,72 kN = 1720 N

Nachweis für Druck nach dem Ersatzstabverfahren (k_c-Verfahren)

$\beta_c = 0{,}2$ für Vollholz und Balkenschichtholz

$$\lambda_{rel,c} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{151}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{21}{2/3 \cdot 11000}} = 2{,}57$$

$$k = 0{,}5 \cdot \left[1 + 0{,}2 \cdot (2{,}57 - 0{,}3) + 2{,}57^2\right] = 4{,}03$$

$$k_c = \min\left\{\frac{1}{4{,}03 + \sqrt{4{,}03^2 - 2{,}57^2}}; 1\right\} = \min\left\{\begin{matrix}0{,}14 \\ 1\end{matrix}\right\} = 0{,}14$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{1720}{4800} = 0{,}35 N/mm^2$$

$$\frac{0{,}35}{0{,}14 \cdot 14{,}53} = 0{,}18 \le 1 \qquad (2.5\text{-}6)$$

2.5.4. Kippen mit k_m-Verfahren

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} \le 1$$

mit

$$k_m = \begin{cases} 1 & \text{für} \quad \lambda_{rel,m} \le 0{,}75 \\ 1{,}56 - 0{,}75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{für} \quad 0{,}75 \le \lambda_{rel,m} \le 1{,}4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^{\,2} & \text{für} \quad 1{,}4 \le \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

mit

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,k}}} = \sqrt{\frac{l_{ef}}{\pi \cdot i_m}} \cdot \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sqrt{E_{0,05} \cdot G_{05}}}} \quad (a)$$

(2.5-7)

(a) Bei BSH-Stäben darf das Produkt aus $E_{0,05}$ und G_{05} mit dem Faktor 1,4 vergrößert werden.

Dabei sind die Fraktilwerte der E-Moduli und G-Moduli einzusetzen und die Kipplängen mit Hilfe des Anhanges DIN 1052 und in Abhängigkeit des Lastangriffspunktes bzw. der Abstände der Gabellagerungen zu bestimmen:

$$E_{0,05} = 2/3 \cdot 11000 \quad N/mm^2$$
$$G_{05} = 2/3 \cdot 690 \quad N/mm^2 \qquad (2.5\text{-}8)$$

Beispiel:

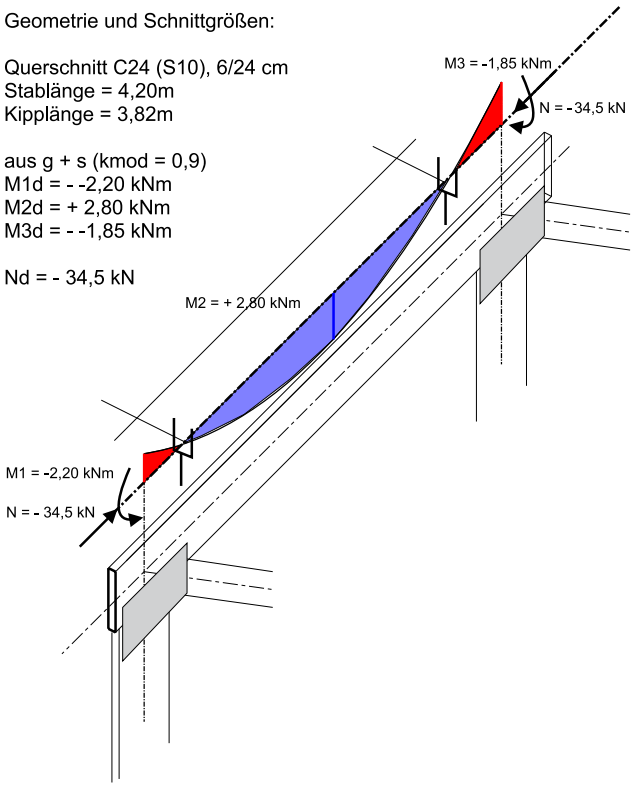


Bild 2.5-1 Obergurt mit Biegung und Längskraft

Material und Querschnitt:

$6/24cm, A = 144cm^2, Wy = 576cm^3, f_{m,k} = 24N/mm^2$

$$E_{0,05} = \frac{2}{3}11000 = 7333MN/m^2,$$

$$G_{05} = \frac{2}{3}690 = 460MN/m^2$$

Überschlag: $\frac{\ell_{ef} h}{b^2} = \frac{3{,}82 \cdot 0{,}24}{0{,}06^2} = 254 > 140 \Rightarrow k_m < 1$

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

$$= \sqrt{\frac{254}{\pi}} \cdot \sqrt{\frac{24}{\sqrt{7333 \cdot 460}}} = 9{,}00 \cdot 0{,}1143 = 1{,}029 < 1{,}4$$

$$\Rightarrow k_m = 1{,}56 - 0{,}75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1{,}56 - 0{,}75 \cdot 1{,}029 = 0{,}788$$

(2.5-9)

Nachweis nur Kippen mit M_d = + 2,80 KNm

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{280kNcm}{576cm^3} = 0{,}486kN/cm^2 = 4{,}86N/mm^2$$

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_m} = \frac{0{,}9 \cdot 24}{1{,}3} = 16{,}61N/mm^2$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} = \frac{4{,}86}{0{,}788 \cdot 16{,}61} = 0{,}37 < 1$$

(2.5-10)

2.5.5. Biegung und Druck (Biegedrillknicken)

Kann an jedem Obergurt (ggf. auch Untergurt) auftreten und ist bei h/b > 4 zu beachten.

Im Beispiel von oben:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$$

(2.5-11)

Knicklänge zwischen Dachlatten (⊥Ebene)

$l_{Obergurt}$ = *ca.* 2-3 *Lattenabstand*=1,0*m*

$$\lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{1{,}0}{0{,}289 \cdot 0{,}06} = 57{,}7 \qquad (2.5\text{-}12)$$

--> Knicken ⊥ zur Ebene event. maßgebend, k_c = 0,63

Knicken || zur Ebene

$$\lambda_y = \frac{Stablänge}{i_y} = \frac{420cm}{0{,}289 \cdot 24cm} = 61 \Rightarrow k_c = 0{,}66$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{34{,}5kN}{144cm^2} = 0{,}23kN/cm^2 = 2{,}3N/mm^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0{,}9 \cdot 21}{1{,}3} = 14{,}53N/mm^2$$

$$\frac{2{,}3}{0{,}66 \cdot 14{,}53} + 0{,}37 = 0{,}24 + 0{,}37 = 0{,}61 < 1$$

(2.5-13)

2.5.6. Querkraft

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \le 1 \qquad (2.5\text{-}14)$$

Beispiel:

$$V_{d,links} = 10{,}5kN$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{\mathrm{mod}} \cdot f_{v,k}}{\gamma_m} = \frac{0{,}9 \cdot 2{,}0}{1{,}3} = 1{,}38N/mm^2$$

$$\tau_d = 1{,}5 \cdot \frac{V_d}{A} = 1{,}5 \cdot \frac{10{,}5kN}{6 \cdot 20cm^2} = 0{,}131kN/cm^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{1{,}31}{1{,}38} = 0{,}95 < 1 \qquad (2.5\text{-}15)$$

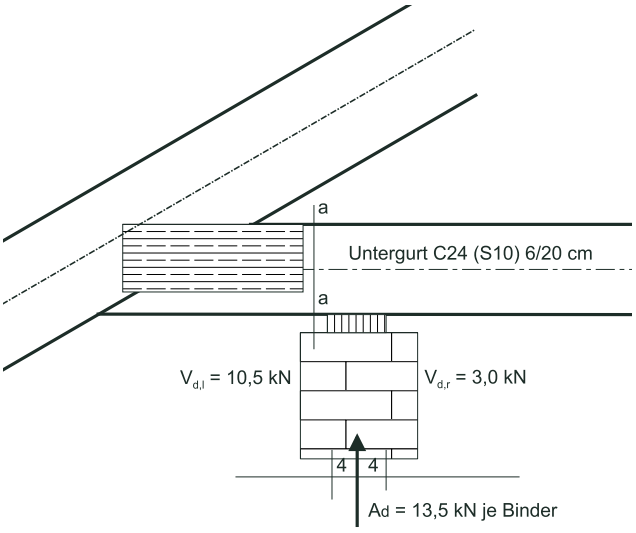
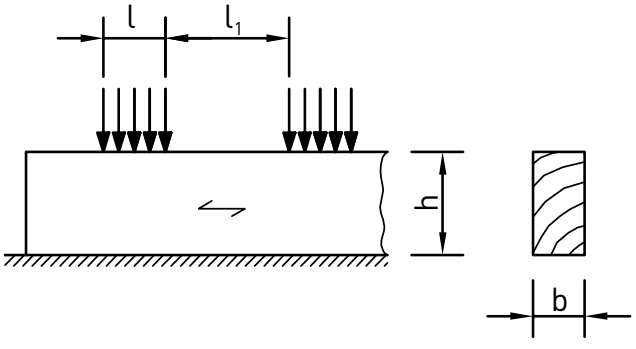


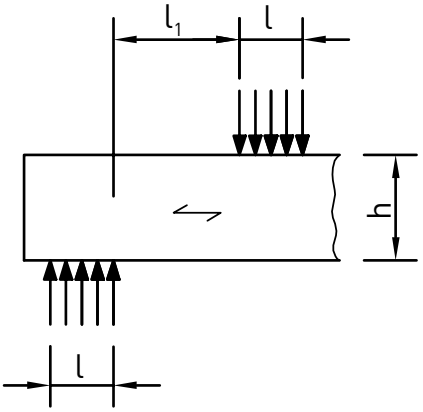
Bild 2.5-2 Querkraft und Querdruck am Auflager

2.5.7. Querdruck und Auflagerpressung

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \le 1 \quad \text{mit} \quad \sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \qquad (2.5\text{-}16)$$



a) Schwellendruck



b) Auflagerdruck

Bild 2.5-3 Druck quer zur Faser

Dabei gilt:
A_{ef} = wirksame Querdruckfläche
$k_{c,90}$ = ein Querdruckbeiwert

Für die Ermittlung der wirksamen Querdruckfläche darf das Maß der tatsächlichen Aufstandsfläche in Faserlängsrichtung an jedem Rand um 30 mm, jedoch nicht mehr als ℓ verlängert werden.

Der Querdruckbeiwert $k_{c,90}$

- Bei Schwellendruck:
$k_{c,90}$ = 1,25 für Nadelholz mit $\ell_1 \ge 2$ h
$k_{c,90}$ = 1,50 für BS-Holz mit $\ell_1 \ge 2$ h

- Bei Auflagerdruck:
$k_{c,90}$ = 1,50 für Nadelholz mit $\ell_1 \ge 2$ h und bei Auflagerknoten von Nagelplattenbindern
$k_{c,90}$ = 1,75 für BS-Holz mit $\ell_1 \ge 2$ h

- in allen anderen Fällen:
$k_{c,90}$ = 1,00

Im Beispiel von oben:

$$A_{ef} = 6 \cdot (3+4+4+3) = 6 \cdot 14 = 84cm^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{15{,}5kN}{84\ cm^2} = 0{,}185kN/cm^2 = 1{,}85N/mm^2$$

$$\ell_1 = 42cm > 2h = 40cm \Rightarrow k_{c,90} = 1{,}5$$

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

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{1{,}85}{1{,}5 \cdot 1{,}73} = 0{,}71 < 1$$

(2.5-17)

2.5.8. Querzug

Für den Nachweis nach DIN 1052:2008 sind die Positionen der Einzelnägel zu berücksichtigen. Für rechtwinklige Anschlussflächen ist in /20/ ein Verfahren angegeben.

2.5.9. Druck und Biegung (Spannungsnachweis)

Dieser Nachweis wird i.A. nur bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung verwendet.

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$$

und

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1 \qquad (2.5\text{-}18)$$

mit k_{red} = 0,7 für Rechteckquerschnitt h/b<4 für Vollholz, Brettschichtholz und Balkenschichtholz, ansonsten k_{red} = 1,0

2.5.10. Nachweis Theorie II. Ordnung

Bei Nachweisen nach Theorie II. Ordnung sind Imperfektionen, Verkrümmungen und Schrägstellungen zu berücksichtigen.
Beim Nachweis von Einzelstäben, bzw. wenn die Stabilisierung eines Tragwerkes von einem Einzelstab abhängt, ist für die Steifigkeit dieses Einzelstabes der 5 % Fraktilwert mit $1/\gamma_M$ einzusetzen, ansonsten gelten die durch γ_M geteilten Mittelwerte der Steifigkeiten.

Als Rechenwert für die Ausmitte e sollte angenommen werden:

e = 0,0025 ℓ
mit ℓ = Stablänge oder Abstand d. Knotenpunkte

Für die Schrägstellung φ können folgende Annahmen getroffen werden:

$$\varphi = 0{,}005 \quad \text{für} \quad h \le 5m$$
$$\varphi = 0{,}005 \cdot \sqrt{5/h} \quad \text{für} \quad h > 5m \qquad (2.5\text{-}19)$$

Bei den Lastkombinationen ist darauf zu achten, dass jede mögliche Lastkombination als gesonderter Lastfall nach Th. II. zu betrachten ist.

2.6. Bemessung von Nagelplattenverbindungen

2.6.1. Allgemeines:

Das nachfolgende Nachweisverfahren darf für alle in der Systemebene wirkenden Schnittkräfte angewendet werden. Also auch z.B. für Schubverbindungen und für Rahmenecken.

Die äußeren Einwirkungen M_d und $F_{\alpha,\beta,d}$ sind die Einwirkungen, die auf **eine** Nagelplatte wirken, d.h. die am statischen System ermittelten Schnittkräfte sind durch 2 zu teilen. Das Moment M_d kann dabei durch ein Kräftepaar $F_{M,d}$ im Abstand 0,5 ℓ_s ersetzt werden. Das Kräftepaar wirkt senkrecht zur Fuge. Die in den Fugen(teilen) übertragenen Kräfte müssen mit den im Schwerpunkt der Anschlussfläche eingeleiteten Kräften ($M_{A,d}$, $N_{A,d}$, $V_{A,d}$) im Gleichgewicht stehen.

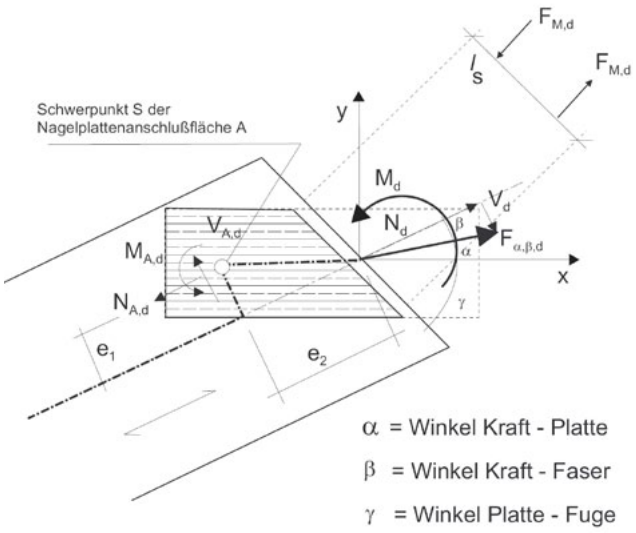


Bild 2.6-1 Nagelplattengeometrie und Kräfte

Plattenversagen kann nur in den Fugen zwischen den Hölzern auftreten. Bereiche bei denen Nägel frei liegen beulen noch vor Erreichen der Höchstlast und dürfen deshalb nur bis zu einem von der Dicke und der Beanspruchung abhängigen Wert in Rechnung gestellt werden. Ein Beulen der freien Plattenbereiche kann durch eingepasste Holzkeile verhindert werden.

Wegen den unterschiedlichen Modifikations- und Teilsicherheitsbeiwerten für Nagel- und Plattennachweis können verschiedene Einwirkungskombinationen maßgebend werden.
Werden die Bedingungen nach DIN 1052 /1/ 8.1(10) eingehalten, darf der Systembeiwert k_l=1,1 verwendet werden.

Für die Bemessung einer Fläche oder einer Fuge sind die in dem jeweiligen Schwerpunkt wirkenden Kräfte zu bestimmen.

Widerstandswerte für Nagelplatten sind dem Anhang bzw. den Zulassungen zu entnehmen.

2.6.2. Nachweis der Nagelanschlussfläche

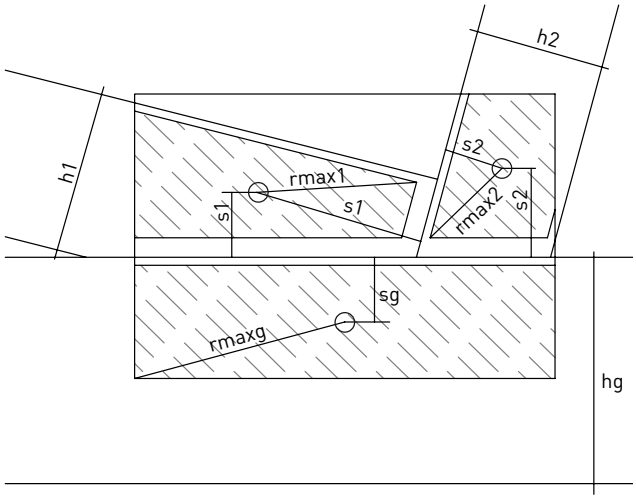


Bild 2.6-2 Geometrie Anschlussflächen

2.6.2.1. Anschlussfläche, Grundwerte

Die wirksame Anschlussfläche A_{ef} ist die gesamte Kontaktfläche zwischen Nagelplatte und Holz, reduziert um einen 5mm breiten Streifen an den faserparallelen Holzrändern und um einen Streifen zu den Stabenden (Hirnholz) mit einer Breite von der sechsfachen Dicke der Nagelplatte. Aus der Geometrie folgen die Grundwerte:

A_{ef} effektiv wirkende Anschlussfläche (mm²)

r_{max} max. Abstand r eines Eckpunktes der rechnerisch wirksamen Anschlussfläche bis zum Drehpunkt = Schwerpunkt von A_{ef}.

I_p Polares Flächenmoment 2. Grades für die Anschlussfläche als Steifigkeitsmaß für die beanspruchte Fläche aus einer Verdrehung (Momentenwirkung)

2.6.2.2. Einbindetiefe

Die Einbindetiefe s ist das Maß von der Fuge bis zum Schwerpunkt der effektiven Anschlussfläche und muss in jedem angeschlossenen Stab, also auch bei Füllstäben, rechtwinklig zu jeder Berührungsfuge mindestens den Wert 1/ 6 der Stabhöhe bzw. 30mm betragen.

2.6.2.3. Winkelzuordnung

Die Winkelzuordnung der Kraft- und Plattenrichtungen im Vergleich zur Faserrichtung des Holzes und der Fugenrichtung zur Plattenrichtung sind in Bild 2.6-1 ersichtlich.

Die auf die Platte im Schwerpunkt S der Plattenfläche A_{ef} angreifenden Kräfte, zerlegt in Längs- und Querkräfte des Stabes können in S zu einer Resultierenden Kraft $F_{\alpha,\beta,d}$ zusammengefasst werden. Diese Kraft F weist gegenüber der Stabachse = Holz-Faserrichtung einen typischen Winkel = β = Kraft-Faser-Winkel auf.

Je nach Ausrichtung der Platte bezogen auf die Stab-Längsachse kann damit auch der Winkel zwischen Plattenrichtung (Längsrichtung = x-Achse) und Kraftresultierenden F bestimmt werden. Mit diesem Winkel α = Winkel-Kraft-Platte kann damit die äußere Beanspruchung der Platte in Plattenlängsrichtung und – querrichtung aufgeteilt werden.

Je nach Stabzuschnitt und Plattenanordnung ist damit auch der Winkel zur Plattenfuge = Fuge zwischen den zu verbindenden Teilen = γ gegeben. Es gilt $0 \le \gamma \le 90°$.

2.6.2.4. Nagelwiderstände

In den Zulassungen auf Grundlage DIN 1052:2008 werden die Widerstände der Nagelplatten tabellarisch, abhängig von α , β, dargestellt.

2.6.2.5. Nachweisformat

Unter Vernachlässigung des Querkraftverlaufes über die Länge e_1 im Stab gilt somit für die Schnittgrößen am Anschluss eines Stabendes, welches über ein Nagelplattenpaar verbunden wird:

$$N_{A,d} = N_d = F_{\alpha,\beta,d} \cdot \cos\beta$$
$$Q_{A,d} = Q_d = F_{\alpha,\beta,d} \cdot \sin\beta \qquad (2.6\text{-}1)$$
$$M_{A,d} = M_d + e_1 \cdot N_d - Q_d \cdot e_2$$

Die Nagelbelastungen τ_F und τ_M **je Platte** ergeben sich damit zu:

$$\tau_F = \frac{F_{A,\alpha,\beta,d}}{A_{ef}} \qquad \text{je Platte}$$
$$\tau_M = \frac{M_{A,d} \cdot r_{max}}{I_P} \qquad (2.6\text{-}2)$$

Dabei stellt der Term I_p / r_{max} das polare, elastische Widerstandsmoment $W_{p,\,el}$ der Anschlussfläche dar. Die Geometriewerte (Schwerpunkt S, Fläche A, polares Trägheitsmoment I_p , maximaler Abstand r_{max} zum Schwerpunkt) für eine als Polygon definierte Anschlussfläche lässt sich allgemein im elastischen und plastischen Fall berechnen /43/.

Der Nachweis für die Anschlussfläche (Nagelnachweis) wird geführt mit:

$$\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}} \le 1$$
$$\frac{\tau_{M,d}}{2 \cdot f_{a,90,90,d}} \le 1 \qquad \text{je Platte}$$
$$\frac{\tau_{F,d} + \tau_{M,d}}{1{,}5 \cdot f_{a,0,0,d}} \le 1 \qquad (2.6\text{-}3)$$

Die Beanspruchung aus $F_{d,\alpha}$ wirkt im allgemeinen hauptsächlich in Richtung der Stabachse, somit lässt sich unter Hinweis auf die plastischen Reserven auch die 3. Gleichung mit der Addition der Beanspruchung aus F_d und M_d erklären.

2.6.3. Nachweis der Plattenbeanspruchung

2.6.3.1. Nachweis der Platte für eine Einzelfuge

In jeder Schnittlinie sind die Kräfte in die Hauptrichtung der Nagelplatte und rechtwinklig dazu aufzuteilen und die daraus resultierenden Spannungen zu bestimmen.

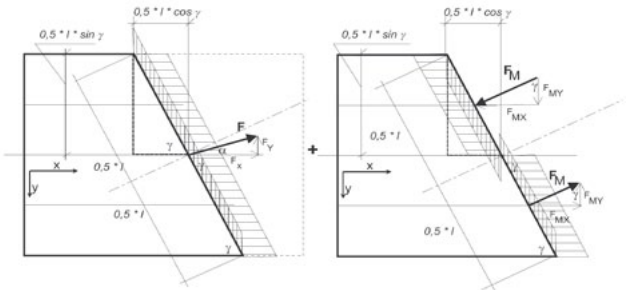


Bild 2.6-3 Plattenbeanspruchung

Es wird empfohlen die Gleichungen zu kombinieren und für beide Hälften der Fuge ℓ_s (oben / unten) zu unterscheiden. Somit folgt:

$$
\begin{aligned}
s_{x,o,d} &= \frac{F_{\alpha,\beta,d}}{\ell_s} \cdot \cos\alpha + \frac{4 \cdot M_d}{\ell_s^{\,2}} \cdot \sin\gamma \\
s_{x,u,d} &= \frac{F_{\alpha,\beta,d}}{\ell_s} \cdot \cos\alpha - \frac{4 \cdot M_d}{\ell_s^{\,2}} \cdot \sin\gamma \\
s_{y,o,d} &= \frac{F_{\alpha,\beta,d}}{\ell_s} \cdot \sin\alpha + \frac{4 \cdot M_d}{\ell_s^{\,2}} \cdot \cos\gamma \\
s_{y,u,d} &= \frac{F_{\alpha,\beta,d}}{\ell_s} \cdot \sin\alpha - \frac{4 \cdot M_d}{\ell_s^{\,2}} \cdot \cos\gamma
\end{aligned}
\qquad (2.6\text{-}4)
$$

Die Biegespannungen werden dabei mit dem plastischen Widerstandsmoment:

$$W_{plast} = l_s^{\,2} / 4 \qquad (2.6\text{-}5)$$

ermittelt. Wird Kontaktdruck rechtwinklig zur Fuge in Rechnung gestellt oder werden für Druck und Scheren unterschiedliche Fugenlängen verwendet, sind die Gleichungen sinngemäß zu erweitern.

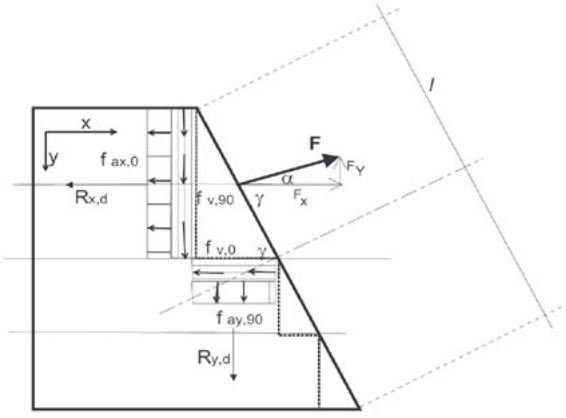


Bild 2.6-4 Plattenbeanspruchung an einer Plattenfuge im Detail

α = Winkel Kraft – Platte
γ = Winkel Platte – Fuge

Die Widerstände der Beanspruchungen pro Längeneinheit der Fuge in x- bzw. y-Richtung sind abhängig von der Struktur der Platte und dem Verhältnis von Zug bzw. Drucktragfähigkeit zu Schubtragfähigkeit.

In den Zulassungen sind die Eckwerte der Plattentragfähigkeit für Zug, Druck und Scheren sowie die Konstanten k_v und γ_0 angegeben.

Der schräge Schnitt entlang der Fuge wird vereinfacht als abgetreppte Struktur dargestellt. Eine an einem Teilbereich angreifende Kraft F steht im Gleichgewicht mit dem an einem Teildreieck wirkenden Längs- und Schubspannungen.
Die Spannungen in x-Richtung wecken entlang des Schnittes sowohl Längswiderstände $f_{ax,0}$ als auch Schubwiderstände $f_{v,0}$. Die Spannungen in y-Richtung wecken entlang des Schnittes sowohl Längswiderstände $f_{ay,90}$ als auch Schubwiderstände $f_{v,90}$. Der maßgebende Widerstand $f_{x,d}$ bzw. $f_{y,d}$ entspricht mindestens dem größeren Wert aus Schub- oder Längstragfähigkeit und folgt zu:

$$
\begin{aligned}
f_{x,d} &= \max \begin{cases} f_{n,0,d} \cdot \sin\left(\gamma - \gamma_0 \cdot \sin(2\gamma)\right) \\ f_{v,0,d} \cdot \left|\cos\gamma\right| \end{cases} \\
f_{y,d} &= \max \begin{cases} f_{n,90,d} \cdot \left|\cos\gamma\right| \\ k \cdot f_{v,90,d} \cdot \sin\gamma \end{cases}
\end{aligned}
\qquad (2.6\text{-}6)
$$

mit

$$
\begin{aligned}
f_{n,0,d} &= \begin{cases} f_{t,0,d} & \text{bei Zug in x-Richtung} \\ f_{c,0,d} & \text{bei Druck in x-Richtung} \end{cases} \\
f_{n,90,d} &= \begin{cases} f_{t,90,d} & \text{bei Zug in y-Richtung} \\ f_{c,90,d} & \text{bei Druck in y-Richtung} \end{cases}
\end{aligned}
\qquad (2.6\text{-}7)
$$

Die Berücksichtigung einer gleichzeitigen Wirkung der Schub- und Längstragfähigkeit wird durch k bzw. die Konstanten k_v und γ_0 erreicht.

$$
k = \begin{cases} 1 + k_v \times \sin(2\gamma) & \text{bei Zug in x-Richtung} \\ 1 & \text{bei Druck in x-Richtung} \end{cases}
\qquad (2.6\text{-}8)
$$

Der Ausdruck sin(2γ) muss positiv sein, deshalb gilt $0 \le \gamma \le 90°$

Mit Hilfe der Konstanten γ_0 und k_v werden die Widerstandswerte angepasst, damit sie besser mit in Versuchen für verschiedene Winkel γ ermittelten Bruchlasten übereinstimmen. γ_0 reduziert dabei die Festigkeit in Teilbereichen, während k_v die Festigkeit speziell bei Zugscheren erhöht.

Die folgende Bedingung ist in beiden Fugenhälften einzuhalten.

$$\left(\frac{s_{x,d}}{f_{x,d}}\right)^2 + \left(\frac{s_{y,d}}{f_{y,d}}\right)^2 \le 1 \qquad (2.6\text{-}9)$$

Da die charakteristischen Festigkeiten für Zug / Druck unterschiedlich sind, sind bei wechselnden Vorzeichen beide Fälle nachzuweisen.

Hinweis: Alternativ zu dem Nachweisverfahren der Norm kann auch in der bauaufsichtlichen Zulassung ein abweichendes Verfahren geregelt sein.

2.6.3.2. Nachweis der Platte bei mehreren Fugen

Deckt die Nagelpatte mehrere Fugen ab, dann müssen die Kräfte in jedem geraden Fugenteil so bestimmt werden, dass das Gleichgewicht eingehalten ist und die Bedingungen der Gleichung 2.6-9 in jedem geraden Fugenteil erfüllt wird. Hierbei sind alle maßgebenden Schnitte zu überprüfen.

Die für den Nachweis einer Fuge oder eines Fugenteils erforderlichen Schnittkräfte sind unter Beachtung von Exzentrizitäten im Schwerpunkt der Fuge oder des Fugenteils zu bestimmen.
Zu beachten ist, dass die Spannungen an beiden Ufern jeder Fuge übereinstimmen.

Zug- und druckbeanspruchte, freie Plattenbereiche (Bereiche in denen die Nägel nicht ins Holz eingepresst werden) dürfen nur bis zum achtfachen der Plattendicke, scherbeanspruchte freie Plattenbereiche bis zum vierzigfachen der Plattendicke zur Kraftübertragung in berücksichtigt werden.

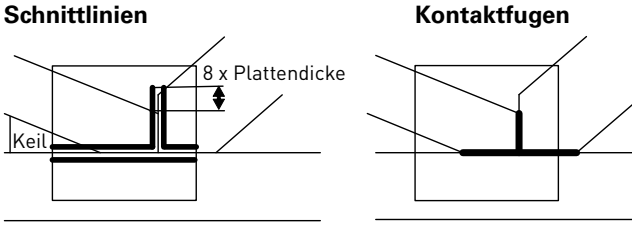


Bild 2.6-5 Länge von Fugen

Da der Stahl der Nagelplatte sich im Bruchzustand plastisch verformen kann, gilt der Tragfähigkeitsnachweis als erfüllt, wenn **eine** Kraftverteilung gefunden wird, bei der die Spannungsnachweise in allen Fugen erfüllt sind.

Es gibt keine eindeutige Kraftverteilung, deshalb sind verschiedene Vorgehensweisen möglich:

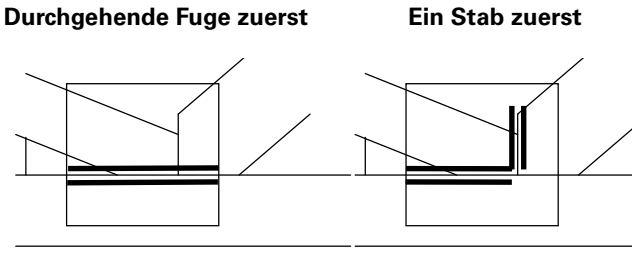


Bild 2.6-6 durchgehende Fuge oder Stab zuerst

- Man beginnt mit einer durchgehenden Fuge Die im Schwerpunkt dieser Fuge wirkenden Kräfte sind eindeutig bestimmbar. Mit den Formeln aus 2.6-4 werden die Spannungen bestimmt. Dann werden die in den restlichen Fugen zu übertragenden Kräfte unter Beachtung des Kräftegleichgewichts und der Spannungsverteilung in der durchgehenden Fuge ermittelt und die restlichen Fugen nachgewiesen (Bild 2.6-6 links).
- Man beginnt an einem Stab und verteilt die Kräfte und Momente auf die den Stab umgrenzenden Fugenteile. Dann geht man zum nächsten Stab und schafft dort Gleichgewicht. Sind wiederum mehrere Fugen vorhanden, wird wieder beliebig aufgeteilt. Es ist auch erlaubt, eine durchgehende Fuge in mehrere hintereinander liegende gerade Fugenteile aufzuteilen (Bild 2.6-6 rechts).

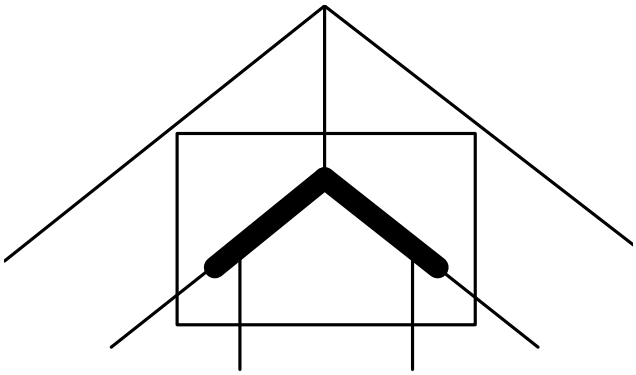


Bild 2.6-7 Symmetrie

- Bei symmetrischer Geometrie und symmetrischen Schnittgrößen kann davon ausgegangen werden, dass sich die Kräfte auch symmetrisch auf die Fugen verteilen. In Bild 2.6-7 wird also die Füllstabkraft gleichmäßig auf die beiden an die Obergurte angrenzenden Fugen verteilt. Damit ist auch die Kraft festgelegt, die über die Fuge zwischen den Obergurten übertragen wird.

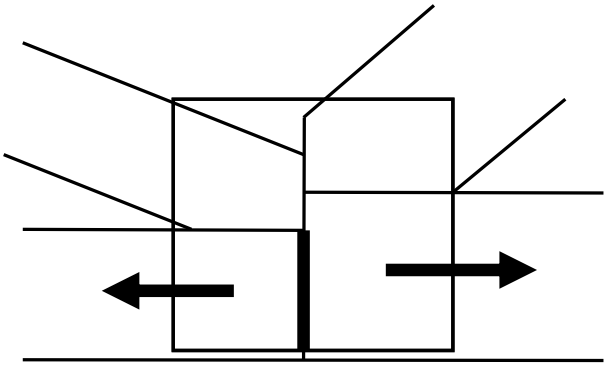


Bild 2.6-8 Große Kraft

- Wird bei einem Knoten wie in Bild 2.6-8 die durchgehende Fuge zuerst bemessen, so wird man feststellen, dass auf Grund der großen Exzentrizität eine große Beanspruchung der Platte resultiert. Hier ist es sinnvoller zuerst das Fugenteil zwischen den beiden Gurten auf eine Zugkraft in der Größenordnung der zu übertragenen Gurtkraft zu bemessen. Die restliche Gurtkraft des linken Gurtes ist dann über die Fuge zum linken Füllstab weiterzuleiten. Die restliche Kraft des linken Füllstabs ist dann auf das Fugenteil zwischen den Füllstäben und das Fugenteil zwischen linkem Füllstab und rechtem Gurt beliebig zu verteilen. Zuletzt kommt man zu der Fuge zwischen rechtem Gurt und rechtem Füllstab.

2.6.3.3. Beispiel zum Stoß im Knoten

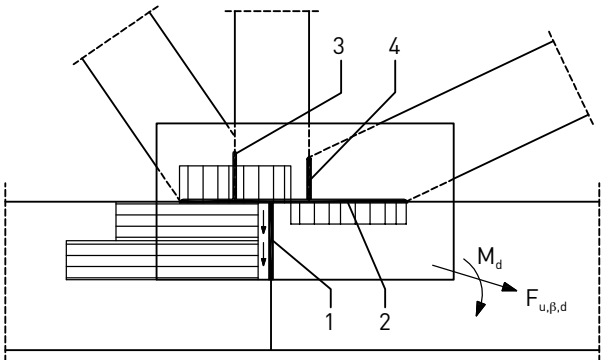


Bild 2.6-9 Beispiel mehrere Fugen

Anhand von dem im Bild 2.6-9 dargestellten Beispiel wird im Folgenden einer der möglichen Lösungswege beschrieben.

Erst wird die durchgehende Fuge 1 nachgewiesen. In dieser Fuge wird die Summe der Kräfte der Füllstäbe auf die beiden Untergurte übertragen.

Als nächstes wird die Fuge 2 behandelt. Dabei ist zu berücksichtigen dass ein Teil der Spannungen in Fuge 1 links von Fuge 2, der Rest rechts von Fuge 2 übertragen wird. Die Integration dieser Teilspannungen ist den jeweiligen Stabkräften zu überlagern und ergibt die in Fuge 2 zu übertragende Schnittkraft. Das Ergebnis sollte links und rechts gleich sein.

Auch die Kräfte in den Fugen 3 und 4 sind durch die Schnittkräfte und die Spannungsverteilung in Fuge 1 festgelegt.

Sind die Kräfte im Schwerpunkt einer Schnittfuge bestimmt (für eine einzelne Nagelplatte), so können die Nachweise nach Kapitel 2.6.3 geführt werden.

2.6.3.4. Kontaktdruck

Bei Kontaktdruck kann der Druckspannungsanteil auf die Hälfte reduziert werden. Um das Gleichgewicht zu wahren, sollten auch die für den Nachweis der Nagelbelastung erforderlichen Schnittkräfte mit den reduzierten Spannungen ermittelt werden. Es ist außerdem nachzuweisen, dass der volle Druckspannungsanteil über Kontaktdruck übertragen werden kann.

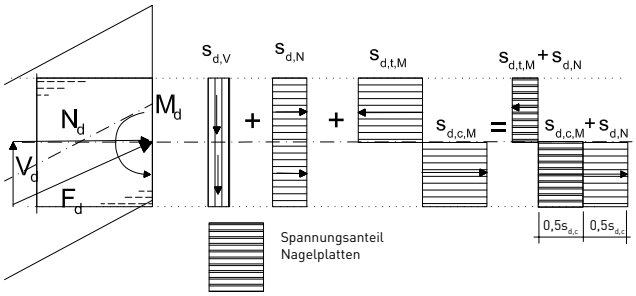


Bild 2.6-10 Kontaktdruck in Fugen

2.6.4. Montagenachweise

Bei Transport und Montage werden Binder durch Eigengewicht und Trägheitskräfte auch aus der Binderebene beansprucht /40/ und /46/. Die daraus entstehenden Beanspruchungen für Holz und Nagelplatten könnten mit einer dreidimensionalen Berechnung bestimmt werden.

Für übliche Konstruktionen darf für den Extremfall, dass der Binder an den Enden aufliegt und in der Mitte hochgehoben wird, eine Abschätzung an einem Zweifeldträger gemacht werden. Dabei wird die Annahme getroffen, dass der Binder der Länge ℓ über den Untergurt drehen kann. Eventuelle Behinderung, z.B. durch den überstehenden Kragarm sind zu berücksichtigen.

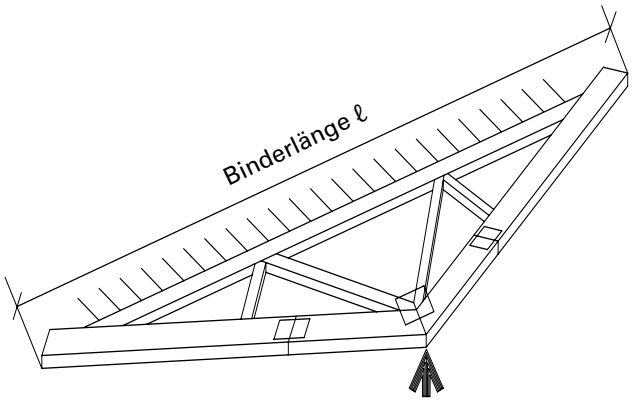


Bild 2.6-11 Anheben des Binders am First

Bei sehr großen Binderlängen ist ein Transport mit nur einem Anschlagpunkt aus praktischen Gründen nicht möglich. Wenn sichergestellt wird, dass der Binder immer an mehreren definierten Anschlagpunkten (mit steifer Traverse) angehoben wird, so dürfen die Schnittkräfte für den Montagenachweis auch an einem *Mehrfeldträger* mit Auflagern an den Anschlagpunkten und den Traufpunkten ermittelt werden.
Angaben dazu sind auch in der Montageempfehlung der GIN zu finden.

2.6.4.1. Schnittkräfte am für die Abschätzung verwendeten Zweifeldträger:

$$M_d = \frac{q_d \cdot \ell^2}{32}\,[Nm];\quad V_d = \frac{5 \cdot q_d \cdot \ell}{16}\,[N] \qquad (2.6\text{-}10)$$

mit q_d in N/m und der Binderlänge ℓ in m

Mit der Binderdicke b, der mittleren Gurthöhe h, einem Eigengewicht von Holz von 5kN/m³ und einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,35 für Eigengewichte ergibt sich der Bemessungswert der Einwirkung:

$$q_d = 1{,}35 \cdot b \cdot h \cdot 5{,}0 \cdot 10^{-3}\,[N/m] \qquad (2.6\text{-}11)$$

mit b und h in mm

2.6.4.2. Biegespannung im Holz infolge M_d:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d \cdot 10^3 \cdot 6}{b^2 \cdot h} = 1{,}2656 \frac{\ell^2}{b} [N / mm^2] \qquad (2.6\text{-}12)$$

mit b in *mm* und der Binderlänge ℓ in *m*

Mit dem Bemessungswert der Biegefestigkeit bei sehr kurzer Beanspruchung:

$$f_{m,d} = \frac{f_{m.k} \cdot 1{,}1}{1{,}3} \text{ und } \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \le 1{,}0 \qquad (2.6\text{-}13)$$

ergibt sich:

$$b \ge 1{,}4957 \frac{\ell^2}{f_{m.k}} [mm] \,. \qquad (2.6\text{-}14)$$

In der Praxis bewährt hat sich eine Erhöhung auf:

$$b \ge 1{,}8 \frac{\ell^2}{f_{m.k}} [mm] \qquad (2.6\text{-}15)$$

mit der Binderlänge ℓ in m und $f_{m,k}$ in N/mm²

2.6.4.3. Nachweis von First- und Stoßplatten

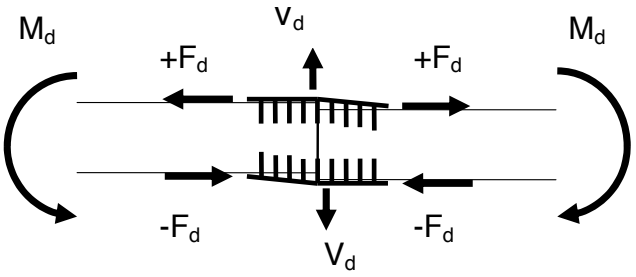


Bild 2.6-12 Kräfte an den Platten von First und Stoß

Aus dem Moment erhält man die Zugkraft der oben liegenden Nagelplatten. Die Nachweise nach DIN1052:2008 werden ohnehin mit den Kräften einer Nagelplatte geführt, deshalb beträgt:

$$F_d = \frac{M_d \cdot 10^3}{b} \approx 0{,}2 \cdot h \cdot \ell^2 [N] \qquad (2.6\text{-}16)$$

mit der Binderlänge ℓ in m und der Höhe h in mm

Die Kraft ist in der Richtung einer möglichen Drehung anzunehmen. Dies ist normalerweise rechtwinklig zur Fuge zwischen den Gurten. Als Angriffspunkt der Kraft darf der Schwerpunkt der effektiven Anschlussfläche angenommen werden.

Damit ist die Plattentragfähigkeit der Fuge zwischen den Gurten gemäß dem im vorherigen Kapitel beschriebenen Verfahren nachzuweisen. Die Ermittlung der Bemessungswerte der Widerstände erfolgt mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M = 1,25

Für den Nachweis der Nageltragfähigkeit ist zusätzlich zur Beanspruchung der Nägel auf Abscheren eine Beanspruchung auf Herausziehen zu berücksichtigen. Am für die Abschätzung verwendeten System beträgt die Querkraft, die Herausziehen verursacht:

$$V_d = 2{,}11 \cdot b \cdot h \cdot \ell \cdot 10^{-3} [N] \qquad (2.6\text{-}17)$$

diese wird zur Berücksichtigung von Trägheitskräften etwas erhöht und auf eine Nagelplatte bezogen, somit ergibt sich:

$$V_d = 1{,}25 \cdot b \cdot h \cdot \ell \cdot 10^{-3} [N] \qquad (2.6\text{-}18)$$

mit der Binderlänge ℓ in m und b, h in mm

Die Beanspruchung der Nägel auf Abscheren beträgt:

$$\tau_{F,d} = \frac{F_d}{A_{ef}} [N / mm^2] \qquad (2.6\text{-}19)$$

mit F_d in N und der effektiven Anschlussfläche A_{ef} in mm²

Die Beanspruchung der fugennahen Nägel auf Herausziehen berechnet sich zu:

$$s_{ax,d} = \frac{V_d}{\ell_{s,1}} [N / mm] \qquad (2.6\text{-}20)$$

mit V_d in N und den von der Platte überdeckten Bereich der Fuge abzüglich Randabstand $\ell_{s,1}$ in mm

Die charakteristische Festigkeiten der Nägel auf Abscheren $f_{a,\alpha,\beta,k}$ und die charakteristische Festigkeit der Nägel auf Herausziehen $f_{ax,k}$ sind der jeweiligen bauaufsichtlichen Zulassung zu entnehmen. Die Ermittlung der Bemessungswerte der Widerstände erfolgt mit k_{mod} für KLED = sehr kurz und dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M = 1,3

Für die gleichzeitige Beanspruchung auf Abscheren und Herausziehen der Nägel ist folgende Bedingung einzuhalten:

$$\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}} + \frac{s_{ax,d}}{f_{ax,d}} \le 1{,}0 \qquad (2.6\text{-}21)$$

2.6.4.4. Mindestanschlusskraft

Alle Anschlussflächen einer Nagelplatte sind für eine Mindestkraft in beliebiger Richtung mit dem Bemessungswert $F_{min,d}$ nachzuweisen:

$$F_{\min,d} = 500 + 50 \cdot \ell \quad [N] \qquad (2.6\text{-}22)$$

mit der Binderlänge ℓ in m

Der Bemessungswert des Widerstands sollte dabei mit den Winkeln $\alpha = 90°$, $\beta = 90°$, k_{mod} für KLED = kurz und dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,3$ ermittelt werden. Folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{F_{\min,d}}{A_{ef} \cdot f_{a,90,90,d}} \le 1,0 \qquad (2.6\text{-}23)$$

2.6.4.5. Beispiel B1 Firstplatte

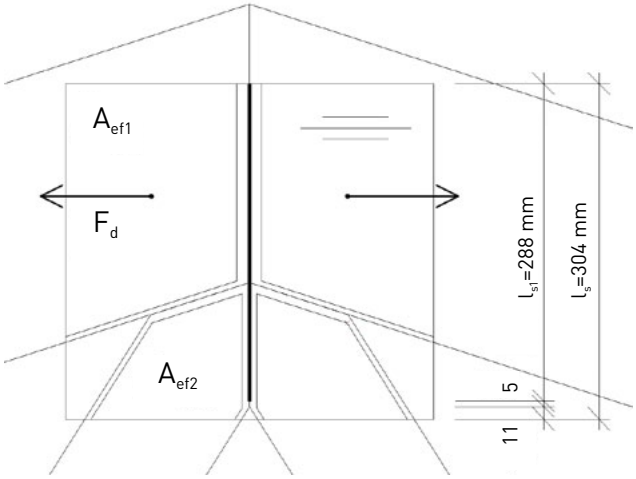


Bild 2.6-13 Firstplatte

Binderlänge: l = 24,815m
Gurt: 60x240mm in C24 (S10)
Nagelplatte: GN14 304/333 mm

$$min.b = 1,8 \cdot \frac{24,815^2}{24} = 46mm \le 60mm \rightarrow ok$$
$$F_d = 0,2 \cdot 240 \cdot 24,815^2 = 29558N$$
$$V_d = 1,25 \cdot 60 \cdot 240 \cdot 24,815 \cdot 10^{-3} = 447N$$
$$min.F_d = 500 + 50 \cdot 24,815 = 1741N << F_d$$

(2.6-24)

$A_{ef1} = 31349\ mm^2$, $\ell_{s,1} = 288$ mm, $\ell_s = 304$ mm

2.6.4.5.1. Nachweis der Nagelbelastung:

- aus F_d auf die Nagelfläche
Winkel: $\alpha = 0°$, $\beta = 18°$

$$\tau_{F,d} = \frac{F_d}{A_{ef1}} = \frac{29558}{31349} = 0,943N/mm^2$$
$$f_{a,\alpha,\beta,d} = \frac{f_{a,\alpha,\beta,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{2,18 \cdot 1,1}{1,3} = 1,845N/mm^2$$
$$\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,,d}} = \frac{0,943}{1,845} = 0,51 \le 1,0 \rightarrow ok$$

(2.6-25)

- aus V_d auf die reduzierte Fuge ℓ_{s1}

$$s_{ax,d} = \frac{V_d}{\ell_{s1}} = \frac{447}{288} = 1,55N/mm$$
$$f_{a,x,d} = \frac{f_{a,x,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{10 \cdot 1,1}{1,3} = 8,46N/mm$$
$$\frac{s_{ax,d}}{f_{a,x,d}} = \frac{1,55}{8,46} = 0,18 \le 1,0 \rightarrow ok$$

(2.6-26)

- Beides kombiniert:

$$\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}} + \frac{s_{ax,d}}{f_{ax,d}} = 0,51 + 0,18 = 0,69 \le 1,0 \rightarrow ok$$

(2.6-27)

2.6.4.5.2. Nachweis der Plattenbelastung:

Winkel: $\alpha = 0°$, $\gamma = 90°$
Abstand Wirkungslinie F_d zu Fugenmitte e= 49 mm

$$M_d = F_d \cdot e = 29558 \cdot 49 = 1448342Nmm$$
$$s_{x,d} = \frac{F_d}{\ell_s} \cdot \cos\alpha + \frac{4 \cdot M_d}{\ell_s^2} \cdot \sin\gamma$$
$$= \frac{29558}{304} + \frac{4 \cdot 1448342}{304 \cdot 304} = 160N/mm$$
$$f_{x,d} = \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} \cdot \sin(\gamma - \gamma_0 \cdot \sin(2\gamma)) = \frac{458}{1,25} = 367N/mm$$
$$\frac{s_{x,d}}{f_{x,d}} = \frac{160}{367} = 0,44 \le 1,0 \rightarrow ok$$

(2.6-28)

Für dieses Beispiel gilt $s_{y,d} = 0,0$

2.7. Brandschutzbemessungen bei Nagelplattenbindern

2.7.1. Allgemeines

Nagelplattenbinder oder Nagelplattenkonstruktionsbauteile bestehen ausschließlich aus den Basismaterialien Holz und Stahl. Dabei kommt den stählernen Nagelplatten als Verbindungsmittel eine besondere Bedeutung zu, da bedingt durch deren geometrische Position die statische Festigkeit nicht nur lastabhängig sondern auch temperaturabhängig ist.

Bei unmittelbarer Temperatureinwirkung im Anschlussbereich verlieren Stahlbauteile ab ca. 350 Grad Celsius bereits einen wesentlichen Teil ihrer Festigkeit. Aus diesem Grund können derzeit ungeschützte Nagelplattenkonstruktionen ohne weitere zusätzliche Maßnahmen nicht einteilig ausgeführt werden.
Deshalb hat die GIN Forschungsarbeiten an das iBMB-Institut der TU Braunschweig in Auftrag gegeben, um geeignete **Schutzbeschichtungen** zu den Hölzern und Nagelplatten für einteilige Nagelplattenbinder zu finden.

Diese Arbeiten sind mittlerweile weitestgehend abgeschlossen. Eine für die praktische Anwendung notwendige bauaufsichtliche Zulassung wird sicherlich noch in 2009 beantragt werden.

Zwischenzeitlich wurden ebenfalls an der TU- Braunschweig Versuche an **mehrteiligen** Nagelplattenprüfkörpern (2 Bauteile unmittelbar nebeneinander) ungünstigst unter reiner Zugbeanspruchung durchgeführt, welche unter Laborbedingungen eine Feuerwiderstandsdauer zwischen 35 Minuten und 42 Minuten auswiesen. Hierfür ist bereits ein Prüfzeugnis vom 18.10.2006 unter der Dokumentennummer: 3396/3536-TP verfügbar.

Im Bedarfsfall stellt ggf. die GIN weitere Unterlagen zur Verfügung.

2.7.2. Holzbemessung an einteiligen Hölzern und an Hölzern für mehrteilige Nagelplattenbinder

Grundlage für die derzeitige Holzbemessung ist ebenfalls das semi-probalistische Sicherheitskonzept, wobei abweichend von den Vorschriften in DIN 4102-22 im Abschnitt 4.2 für die Bestimmung der Bemessungswerte von einem vereinfachten Einwirkungsansatz ausgegangen werden darf:

$$E_{dA} = \eta_{fi} \cdot E_d = 0{,}65 \cdot E_d \qquad (2.7\text{-}1)$$

mit

E_{dA} = Bemessungswert der Einwirkung im Brandfall
E_d = Bemessungswert der Einwirkungen für ständige und vorübergehende Bemessungssituation beim Nachweis nach DIN 1055-100.

Für die brandschutztechnische Bemessung kann bei den zugehörigen Abbrandraten der Hölzer ein Wert von 0,8mm/min angesetzt werden.
Der Einfluss der Brandeinwirkung auf die Materialeigenschaften und Querschnittsabmessungen kann dabei mittels zwei unterschiedlicher Rechenverfahren berücksichtigt werden:

Verfahren 1: vereinfachtes Verfahren
Verfahren 2: genaueres Verfahren

Beim **vereinfachten Verfahren** wird die Tragfähigkeit an einem ideellen Restquerschnitt unter Festigkeits- und Steifigkeitsbedingungen bei Normaltemperatur ermittelt. Dabei wird der Verlust an Festigkeit und Steifigkeit pauschal durch eine erhöhte Abbrandrate berücksichtigt.

Beim **genaueren Verfahren** ist die Tragfähigkeit für Biegung, Druck, Zug und deren Kombinationen an einem verbleibenden Restquerschnitt unter Berücksichtigung von Festigkeits- und Steifigkeitsverlusten unter Temperatureinwirkung zu ermitteln.
In beiden Verfahren sind die Teilsicherheitsbeiwerte Gamma auf der Materialseite mit 1,0 angesetzt.

Für Konstruktionen mit mehrteiligen, unmittelbar nebeneinander liegenden Nagelplattenbauteilen, welche überwiegend auf Zug und Biegung in Binderebene beansprucht werden, dürfen die Nachweise ähnlich den Nachweisen eines Vollquerschnittes geführt werden.
Bei druckbeanspruchten Bauteilen sind wegen der möglichen Gefahr des Eintretens ungewollter Exzentrizitäten bei unmittelbarer Brandeinwirkung zusätzliche stabilisierende Maßnahmen erforderlich. Diese sind üblicherweise meist zweireihige Vollgewindeschrauben oder je nach Holzstärke der Einzelbinder Rillennägel, welche die Knicksicherheit der Einzelstäbe wesentlich erhöhen.

2.7.3. Nagelplattenbemessung für mehrteilige Nagelplattenbinder:

Grundlage für die Nachweise an den Nagelplattenverbindungen ist der vollständige Ausfall der außen liegenden Nagelplatten.
Dies bedeutet bei zweilagigen Nagelplattenverbindungen eine Verdoppelung der Beanspruchung in den „geschützten“ Verbindungsmittellagen und bei ggf. dreilagigen eine 3/2-fache Erhöhung derselben. Die Verbindungen können dann entsprechend der Formel für E_{dA} statisch mit beiden Verfahren für eine Brandeinwirkung bemessen werden.

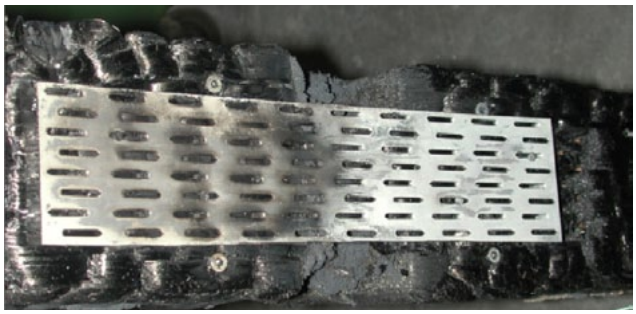


Bild 2.7-1 Nagelplattenzugstoss nach Brandbeanspruchung

3. Bemessung eines ebenen Binders

3.1. Systeme und Systemfindung

3.1.1. Allgemeines und Begriffe

Bezüglich der möglichen Strukturen von Nagelplattenkonstruktionen wird nachfolgend zwischen Fachwerken und Stabwerken und den zugehörigen Begriffen unterschieden.

Fachwerke sind Strukturen, deren Maschen jeweils Dreiecke bilden und deren Knoten als Gelenke (Gelenkknoten) vereinfacht werden können. Fachwerke bestehen aus Ober- und Untergurt, die so durch Füllstäbe verbunden werden, dass sich ausschließlich Dreiecke ergeben. Fachwerke dürfen nur in den Knoten aufgelagert werden. Fachwerkstrukturen werden nach DIN 1052:2008 in Kap. 8.8.2 behandelt.

Stabwerke sind alle Konstruktionen, bei denen stabförmige Elemente in Knoten verbunden werden. Z.B. Fachwerke, Rahmen, Studiobinder, Dübelbalken. Dabei wird zusätzlich die Biegesteifigkeit der Elemente berücksichtigt und eine Lastabtragung aus Biegung und Längskraft aktiviert.

Nagelplattenbinder sind produktionsbedingt immer ebene Stabwerke.
Einfache Dübelbalken können als Verbundträger nach /1/ Abs. 8.6 berechnet werden.
Allgemein ist es aber empfehlenswert, Dübelbalken als Stabwerk zu modellieren.

Kombinationen verschiedener Materialien und Verbindungsmittel in einem Stabwerk sind möglich, sogar verschiedene Verbindungsmittel in einem Knoten sind zulässig.
Beispiele:

- Geteilte Binder mit Montagestößen am First (Lochblech für Füllstab- und Nagelplatte für Gurtanschluss)
- Mit Spannstahl unterspannte Scherenbinder
- Rahmen mit Stahl- oder Betonstütze und Fachwerk- oder Dübelbalkenriegel

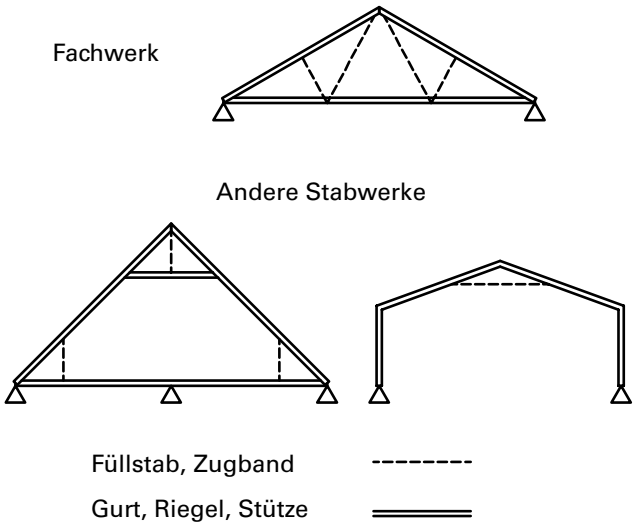


Bild 3.1-1 Fachwerk ◘ andere Systeme

Begriffe:
Der Begriff **Stab** kann verschiedene Bedeutungen haben:
- Stabförmiges **Bauteil**, daraus ist der Binder zusammengesetzt. Zwischenknoten sind, z.B. bei Gurten, möglich.
- **Systemstab** des statischen Systems. Zwischenknoten sind per Definition ausgeschlossen.

Füllstab: Ein Stab, der nur an den Enden angeschlossen und nicht durch äußere Last beansprucht wird. Füllstäbe werden hauptsächlich durch Normalkraft beansprucht.

Fiktiver Stab: Ein Systemstab, welcher der Modellierung von Exzentrizitäten dient. An fiktiven Stäben wird kein Spannungsnachweis geführt.

Zu den fiktiven Stäben zählen auch **Verbindungselemente**, welche die Anschlusspunkte einer Nagelplatte untereinander verbinden, und **Kontaktelemente**, die die Kraftübertragung über Kontaktdruck abbilden.

Anschlusspunkte sind bei Nagelplattenverbindungen die Schwerpunkte der effektiven Anschlussflächen.

Nagelplatten sind im Sinne der Norm „indirekte" Verbindungsmittel. Die Zulassungen der Nagelplatten enthalten deren charakteristische Festigkeiten. Sie können auch Bemessungsregeln enthalten. Sind Regelungen in der Zulassung abweichend von der Norm, so gelten die Regeln der Zulassung.

3.1.2. Modellierung

Generell gilt:
- Die Systemlinien der Füllstäbe müssen innerhalb deren Ansichtsfläche, alle anderen im Schwerpunkt der Stäbe verlaufen.
- Exzentrizitäten sind bei allen Spannungsnachweisen zu berücksichtigen.
- Die Steifigkeiten der Stäbe, der Verbindungen und der Auflager sind zu berücksichtigen.
- **Alle durch DIN1052 geregelten Modelle erfüllen die Anforderungen an die Sicherheit, auch wenn die Ergebnisse unterschiedlich ausfallen!**
- Stoßverbindungen müssen nicht im Modell berücksichtigt werden, wenn sie insgesamt nur zu 2/3 aus Längskraft mit Querkraft oder aber auf Biegung nur zu 1/3 ausgenutzt sind. /1/ 8.8.3 (6)

3.1.2.1. Methode A (Fachwerke)

Für Fachwerke, welche die Bedingungen nach DIN 1052 Abs. 8.8.2 (1) erfüllen, dürfen die Normalkräfte mit der Rittermethode (Lasten werden in gelenkigen Knoten angesetzt) und die Momente an Durchlaufträgern (mit Streckenlasten). Wegen den starken Einschränkungen wird hier auf diese Methode nicht weiter eingegangen.

3.1.2.2. Methode B (Einfache Systeme)

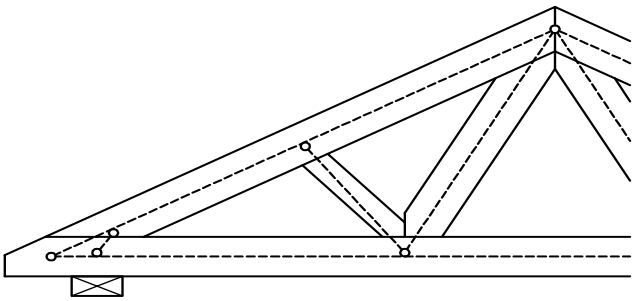


Bild 3.1-2 Modell mit Methode B

Mit Stabwerksprogrammen kann ein **einfaches Modell** gewählt werden, bei dem die Systemlinien in den Knoten in einem Punkt zusammentreffen. Dabei sind:
- Durchlaufende Stäbe biegesteif zu verbinden.
- Die Endpunkte aller Stäbe gelenkig anzuschließen.
- Die Verschiebung der Verbindungsmittel in Längs- und Querrichtung durch Reduktion der Stabsteifigkeit zu berücksichtigten.
- Auflagerknoten mittig über den Auflagern anzusetzen.

Ist der Kraftfluss offensichtlich, z.B. am Traufknoten, dürfen fiktive Stäbe in Richtung des Kraftflusses angenommen werden.

3.1.2.3. Methode C (Genauere Berechnung)

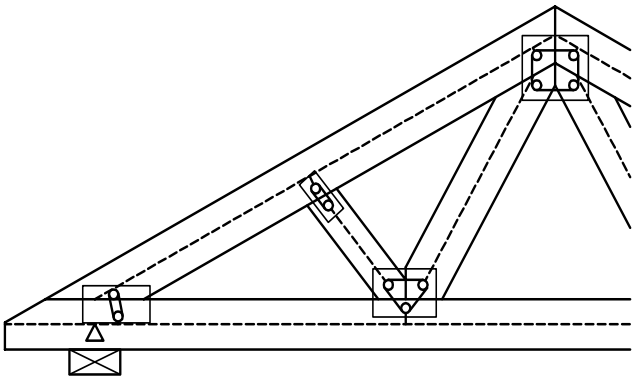


Bild 3.1-3 Modell mit Methode C

Für eine **genauere** Berechnung werden alle Systemlinien in die Schwerachsen der Stäbe gelegt. In jeden Anschlusspunkt wird ein eigener Systemknoten gelegt. Dieser wird rechtwinklig mit der Systemlinie verbunden. Die Steifigkeit der so entstehenden fiktiven Stäbe wird entweder unendlich oder gleich der Steifigkeit des zugehörigen Stabes gewählt. Die Verschiebung der Verbindungsmittel ist durch entsprechende Längs- und Querfedern in den Anschlusspunkten zu berücksichtigen. Auflagerpunkte sind mittig über den Auflageflächen anzunehmen

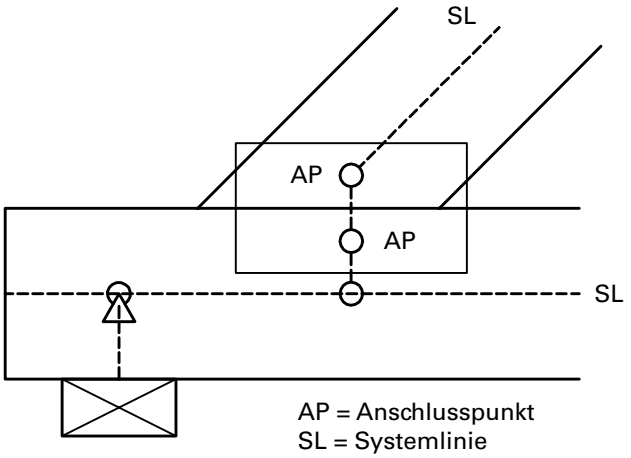


Bild 3.1-4 Detail am Auflager

Verdrehungen in den Anschlusspunkten (AP) können auf drei Arten modelliert werden:

1.) Alle AP einer Verbindung werden starr mit einem frei wählbaren, zentralen Punkt verbunden und an diesem gelenkig angeschlossen.

2.) Ein AP einer Verbindung wird als drehstarr, die anderen als gelenkig angenommen. Alle AP einer Verbindung werden untereinander starr verbunden.

3.) In allen AP einer Verbindung wird die Drehsteifigkeit der Nagelfläche berücksichtigt. Alle AP einer Verbindung werden untereinander starr verbunden.

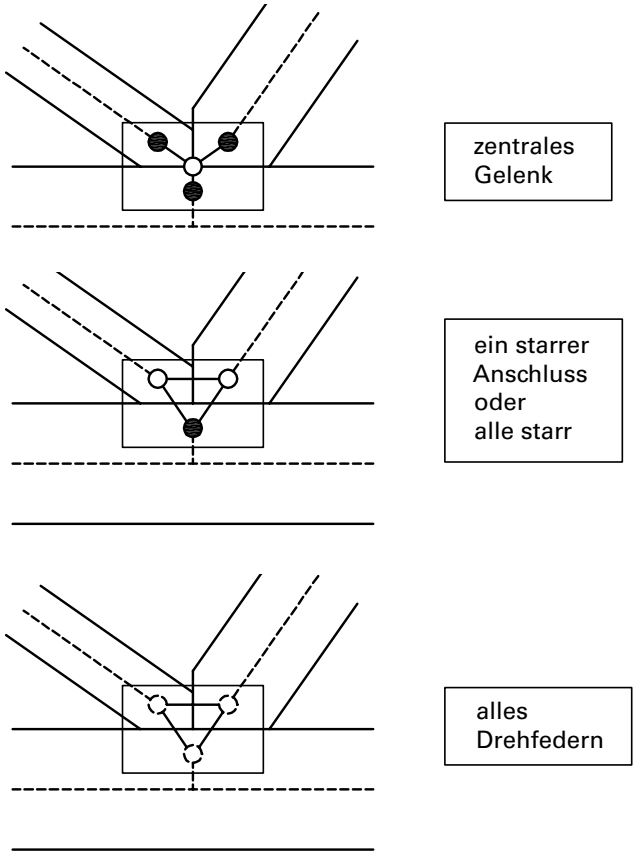


Bild 3.1-5 Knotensysteme

Kontaktdruck innerhalb und außerhalb der Nagelplatte darf im System berücksichtigt werden.

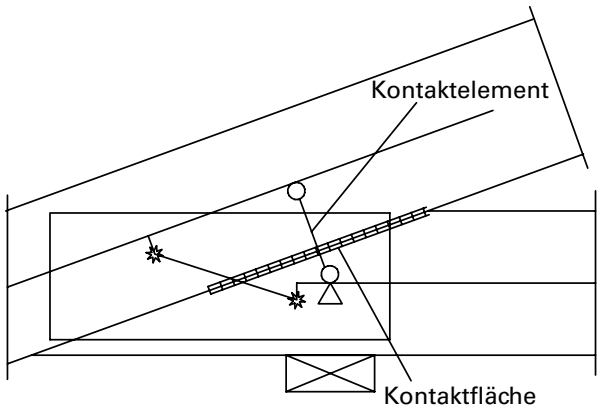


Bild 3.1-6 Kontaktelement Traufknoten

Die Steifigkeit von Kontaktelementen kann aus der Kontaktfläche und einem E-Modul mit α = Winkel zwischen Kontaktelement und Faserrichtung bestimmt werden.

$$E_\alpha = \frac{E_0 \cdot E_{90}}{E_0 \cdot \sin^2 \alpha + E_{90} \cdot \cos^2 \alpha} \qquad (3.1\text{-}1)$$

Hinweis: Bei diesen Systemannahmen entstehen lokal hohe Spitzen im Schnittkraftverlauf. In der Realität werden die Kräfte aber nicht punktuell, sondern flächig eingeleitet. Deshalb dürfen Momente über Anschlüssen und Auflagern ausgerundet werden.

3.1.3. Beispiele für Knotenmodellierung

Es wird jeweils nur der Fall „alles Drehfedern“ gezeichnet.

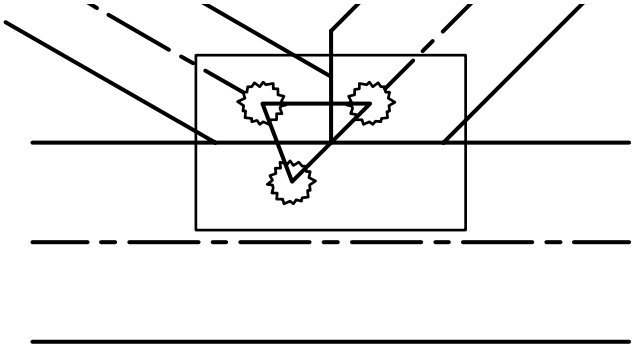


Bild 3.1-7 Zwei Füllstäbe am durchlaufenden Stab

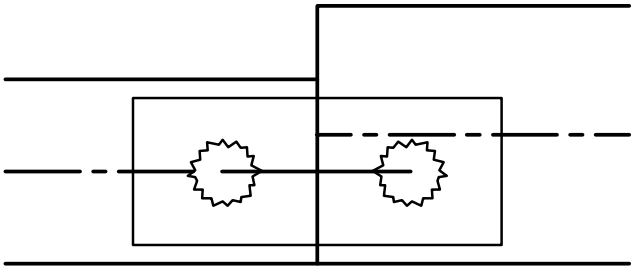


Bild 3.1-8 Stoß mit Querschnittsänderung

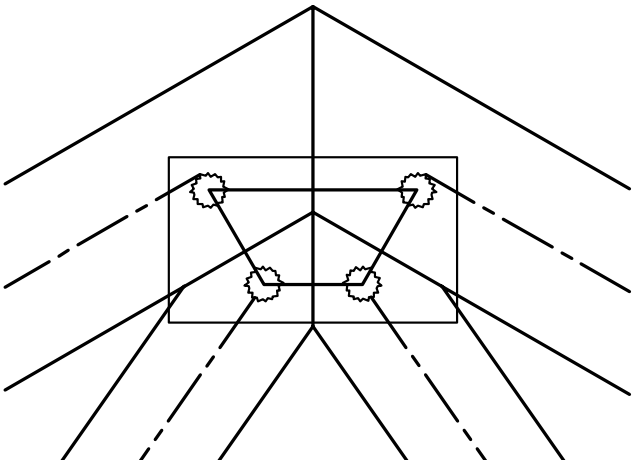


Bild 3.1-9 First mit zwei Füllstäben

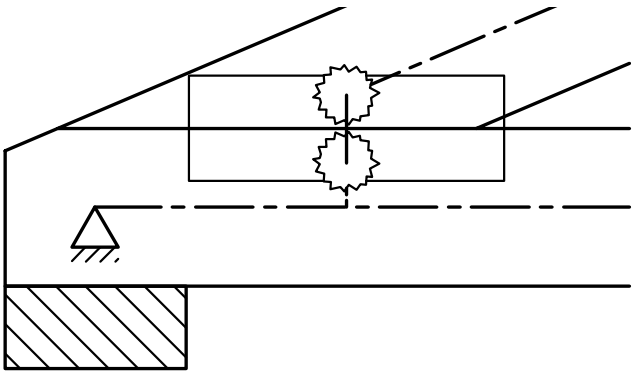


Bild 3.1-10 Traufpunkt mit durchlaufendem Untergurt

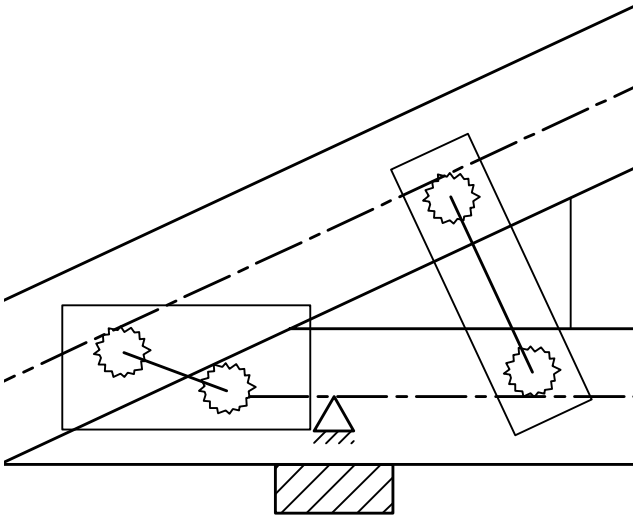


Bild 3.1-11 Traufpunkt mit durchlaufendem Obergurt, Auflagerrücksprung und zwei Platten

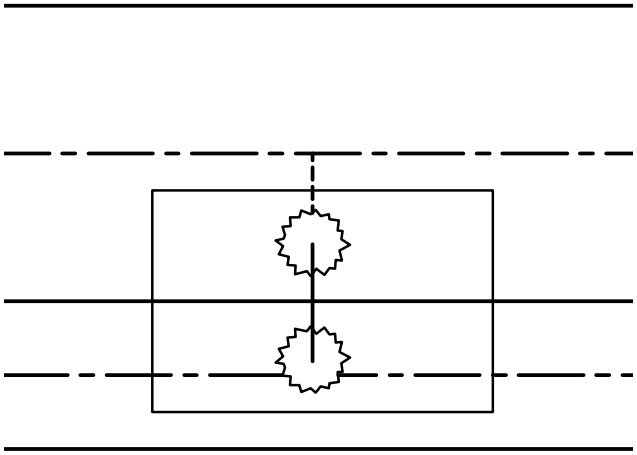


Bild 3.1-12 Schubplatte eines verdübelten Balkens

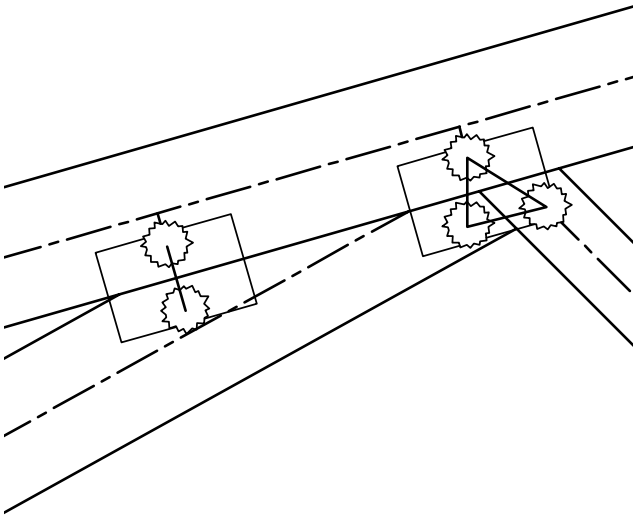


Bild 3.1-13 Durchlaufender Obergurt, Auflagerstrebe, Füllstab und zwei Platten

3.2. Übersicht über Bauformen und Sonderkonstruktionen von Nagelplattenkonstruktionen

3.2.1. Häufig verwendete Binderformen

Im Prinzip ist jede beliebig geometrische Trägerform unter beliebiger Belastung, Dachneigung und Binderabstand möglich. Nachfolgend werden die Binderformen kurz vorgestellt, die am häufigsten zu finden sind.

3.2.1.1. Dreiecksbinder

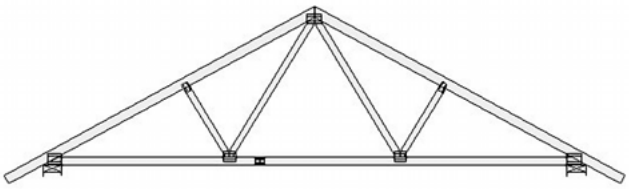


Bild 3.2-1

Binderlängen:	bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~1,0 – 1,25 m 2,50m
Dachneigung:	~12° – 30° ..... 25°
Eindeckungen:	Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Märkte, Hallen- und Wohnungsbau

3.2.1.2. Dreiecksbinder mit Anfangshöhe

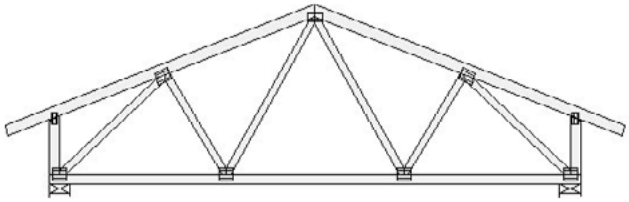


Bild 3.2-2

Binderlängen:	bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderabstand:	~1,0 – 1,25 m
Dachneigung:	~5° – 25°
Eindeckungen:	Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Märkte, Hallen- und Wohnungsbau
Min. Anfangshöhe:	~0,80 – 1,20m (aus statischen Gründen)

3.2.1.3. Dreiecksbinder mit Verstärkungen

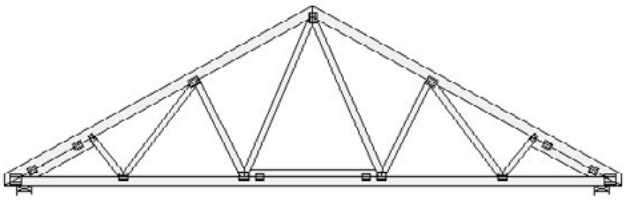


Bild 3.2-3

Angaben wie 3.2.1

Vorteil: Bei punktuell erhöhten Einwirkungen kann der Binder bereits werkseitig verstärkt werden.

3.2.1.4. Pultdachbinder

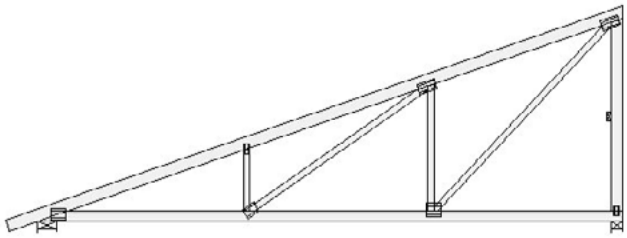


Bild 3.2-4

Binderlängen:	bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~1,0 – 1,25 m
Dachneigung:	~12° – 30°
Eindeckungen:	Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Märkte, Hallen- und Wohnungsbau

3.2.1.5. Pultdachbinder mit Anfangshöhe

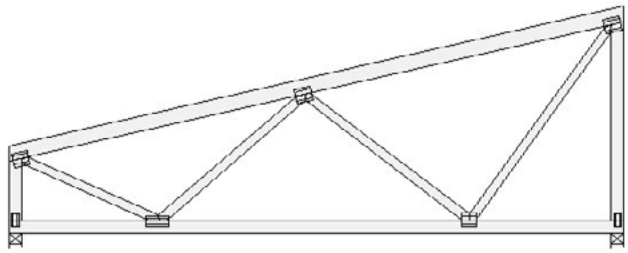


Bild 3.2-5

Binderlängen:	bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~1,0 – 1,25 m
Dachneigung:	~12° – 30°
Eindeckungen:	Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Märkte, Hallen- und Wohnungsbau
Min. Anfangshöhe:	~0,80 – 1,20m (aus statischen Gründen)

3.2.1.6. Scherenbinder

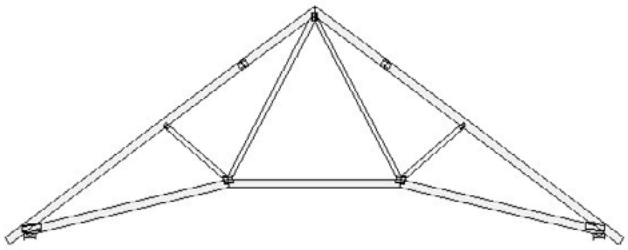


Bild 3.2-6

Binderlängen:	bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~1,0 – 1,25 m
Dachneigung:	~12° – 30°
Eindeckungen:	Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Agrar- und Reithallenbau
Vorteil:	Höherer Nutzbereich unterhalb des Binders.

3.2.1.7. Bogenbinder

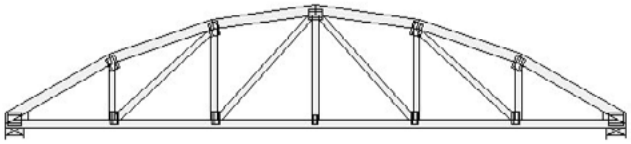


Bild 3.2-7

Binderlängen:	bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~1,0 – 1,25 m
Eindeckungen:	Blech
Verwendung bei:	Märkte, Hallen- und Wohnungsbau

3.2.1.8. Trapezbinder

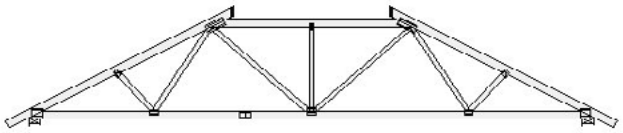


Bild 3.2-8

Binderlängen:	bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~1,0 – 1,25 m
Eindeckungen:	Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Walmdachlösungen oder auch als unterer Teil eines hohen Daches, dann mit aufgesetztem Dreiecksbinder.

Hinweis: Aussteifung horizontaler Gurt beachten.

3.2.1.9. Schifter- oder Gratbinder

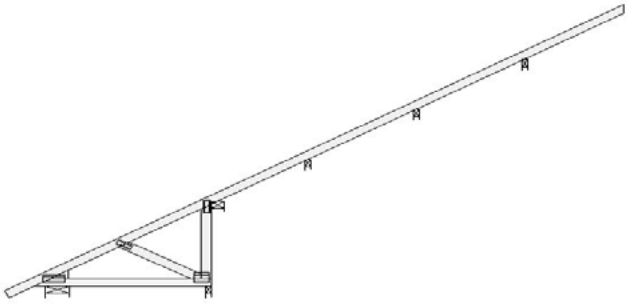


Bild 3.2-9

Binderlängen:	bis 12 m
Binderabstand:	~1,0 – 1,25 m
Eindeckungen:	Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Walmdachlösungen im Wohnhaus und Hallenbau

3.2.1.10. Parallelbinder

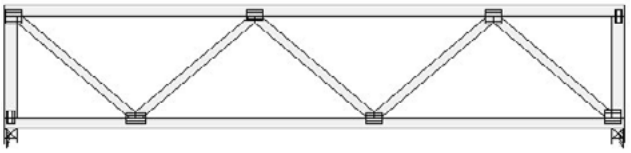


Bild 3.2-10

Binderlängen:	bis 25 m
Binderhöhe:	bis ~4,0 m
Verwendung bei:	Aussteifung in Ober- und Untergurtebene oder als Pfette

3.2.1.11. Studiobinder

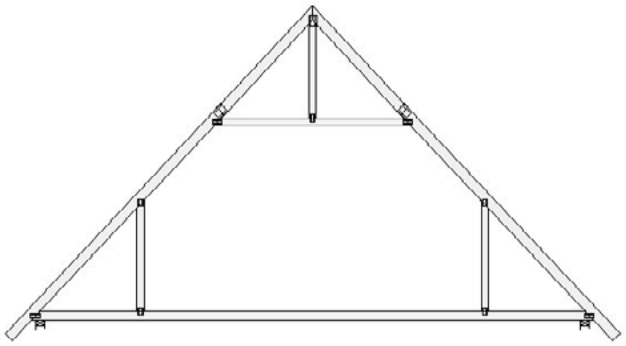


Bild 3.2-11

Binderlängen:	bis 15 m
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~0,80 – 1,00 m (bei Feldweiten >6,0m Zwischenbalken erforderlich)
Dachneigung:	~ 25 – 50°
Eindeckungen:	Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Wohnungsbau ohne Betondecke.

Hinweis: Aussteifung Kehlbalkenebene beachten.

3.2.1.12. Studiobinder mit Anfangshöhe

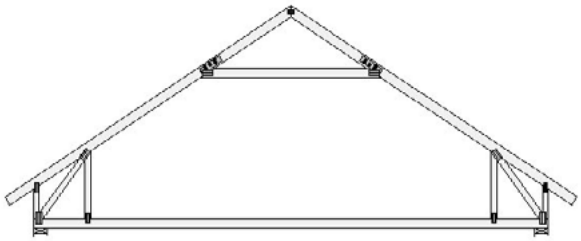


Bild 3.2-12

Binderlängen:	bis 15 m
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~0,80 – 1,00 m (bei Feldweiten >~6,0m Zwischenbalken erforderlich)
Dachneigung:	~ 25 – 50°
Eindeckungen:	Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Wohnungsbau ohne Betondecke mit Drempelhöhe.

3.2.1.13. Studiobinder ohne Untergurt

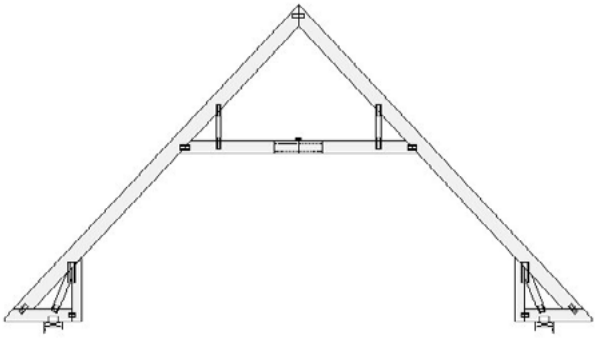


Bild 3.2-13 Studiobinder ohne Untergurt

Binderlängen:	bis 15 m
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~0,80 – 1,00 m
Dachneigung:	~ 25 – 50°
Eindeckungen:	Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Wohnungsbau mit Betondecke. (z.B. auch Flachdachsanierung)
Sonderheit:	Kehlbalken wird oft als Zange ausgeführt → Binder wird auf Baustelle zusammengefügt.

3.2.1.14. Studiobinder, einhüftig

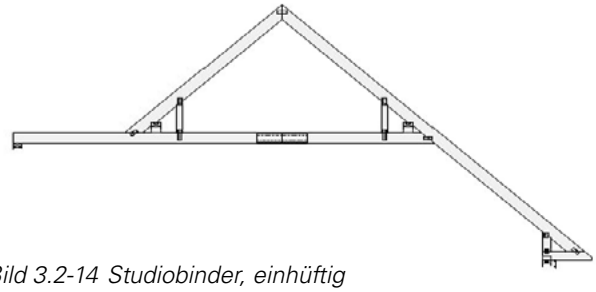


Bild 3.2-14 Studiobinder, einhüftig

Binderlängen:	bis 15 m
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~0,80 – 1,00 m
Dachneigung:	~ 25 – 50°
Eindeckungen:	Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Gaubenbereiche und Übergänge

3.2.2. Sonderkonstruktionen

Im Prinzip ist jede beliebig geometrische Trägerform unter beliebiger Belastung , Dachneigung und Binderabstand möglich. Die nachfolgend vorgestellten Konstruktionen sind weniger häufig anzutreffen und/oder haben besondere Randbedingungen vorzuweisen.

3.2.2.1. Gaubenrahmen

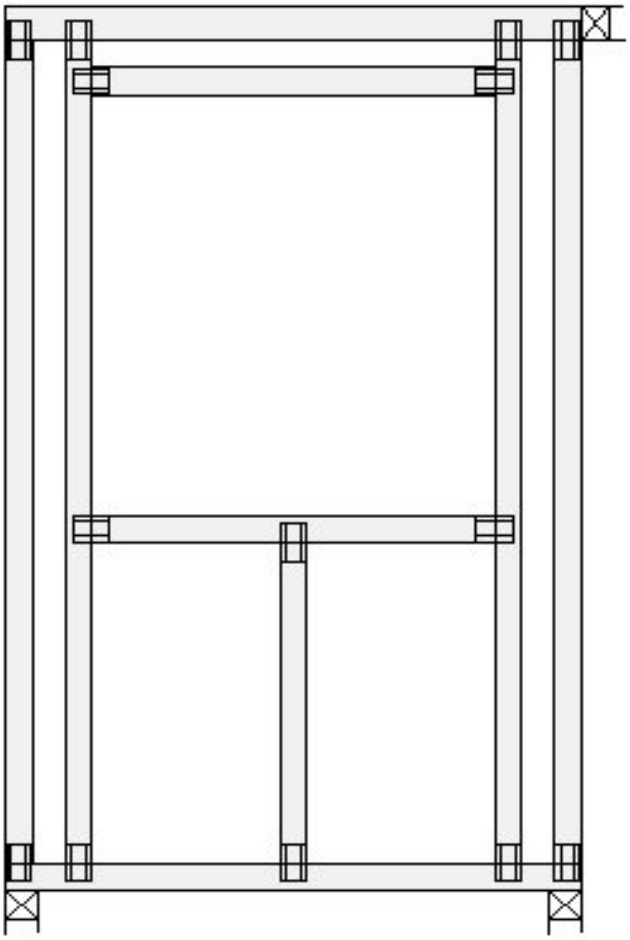


Bild 3.2-15 Gaubenrahmen

Binderlängen:	bis ~3,50m
Binderhöhe:	bis ~3,0m
Binderabstand:	Einzellasten aus Kehlbalkenbereich
Dachneigung:	k. A.
Eindeckungen:	k. A.
Verwendung bei:	Wand mit Fenster bei Gauben

3.2.2.2. Wandelemente

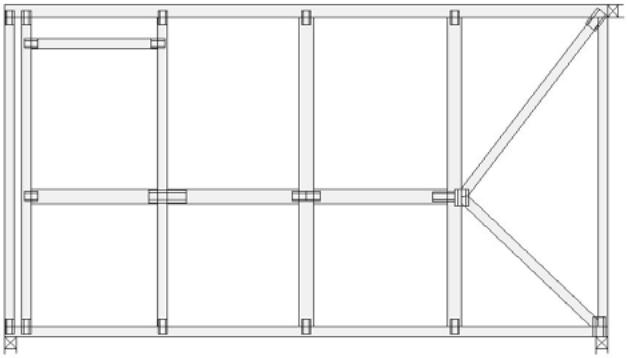


Bild 3.2-16 Wandelemente

Binderlängen:	bis ~20,0m
Binderhöhe:	bis ~3,5m
Binderabstand:	Einzellasten aus Bindern
Dachneigung:	k. A.
Eindeckungen:	k. A.
Verwendung bei:	Wänden im Holzrahmenbau

3.2.2.3. Rahmen mit Fachwerk

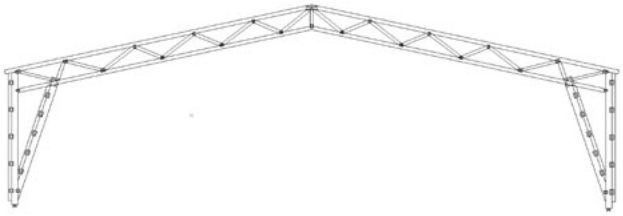


Bild 3.2-17 Rahmenbinder mit Fachwerk

Binderlängen:	bis 25 m
Binderhöhe:	bis ~3,5m (Stützen separat)
Binderabstand:	~1,50 – 5,00 m
Dachneigung:	~ 5 – 35°
Eindeckungen:	Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Landwirtschaft und Industrie
Sonderheit:	Stützen als eingespannte Stahl-/BSH -Träger (optional)

3.2.2.4. Rahmen ohne Fachwerk

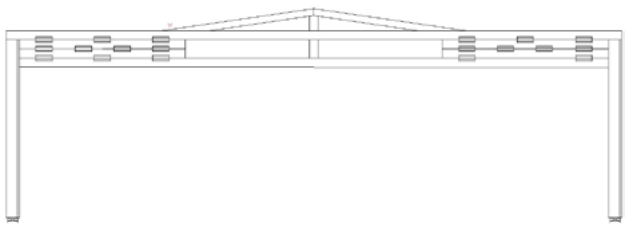


Bild 3.2-18 Rahmenbinder ohne Fachwerk

Binderlängen:	bis 25 m
Binderhöhe:	bis ~3,5m (Stützen separat)
Binderabstand:	~1,50 – 5,00 m
Dachneigung:	~ 5 – 35°
Eindeckungen:	Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Landwirtschaft und Industrie

3.2.2.5. Schalungsbinder



Bild 3.2-19 Schalungsbinder

Binderlängen:	bis ~15 m
Binderhöhe:	bis ~5m (mit Durchankerung)
Binderabstand:	~0,50 – 0,80 m
Dachneigung:	k. A.
Schalhautstärke:	21 - 50 mm (Rauhspund und Tafeln)
Verwendung bei:	Brücken und Tunnelbau

3.2.2.6. Verdübelte Balken

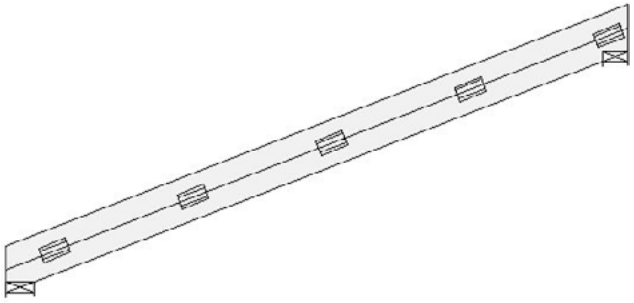


Bild 3.2-20 Verdübelter Balken

Binderlängen:	bis 12,50 m
Binderhöhe:	zweiteilig -56cm, dreiteilig -84cm
Binderabstand:	~1,0 – 2,50 m
Dachneigung:	0°-~35°
Verwendung bei:	Pfetten / Rähm

3.2.2.7. Bogenträger



Bild 3.2-21 Bogenträger

Binderlängen:	bis ~8,50 m
Radius:	ab ~1m
Binderabstand:	~0,80 – 2,50 m
Verwendung bei:	Gauben, Betonschalungen
Besonderheit:	Biegesteife Ecken.

3.2.2.8. Weitere Sonderformen

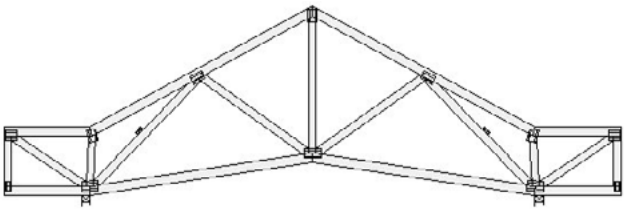


Bild 3.2-22 Scherenbinder mit Paralleltraufe

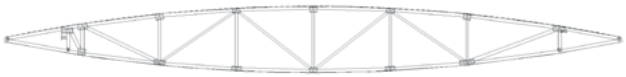


Bild 3.2-23 Fischbauchbinder

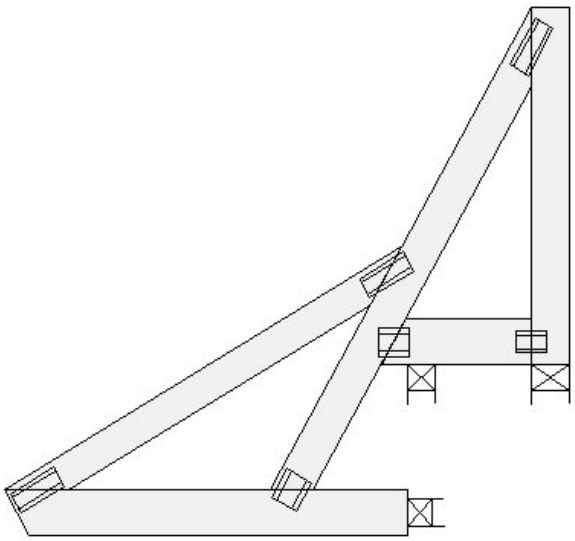


Bild 3.2-24 Donald Vordachbinder

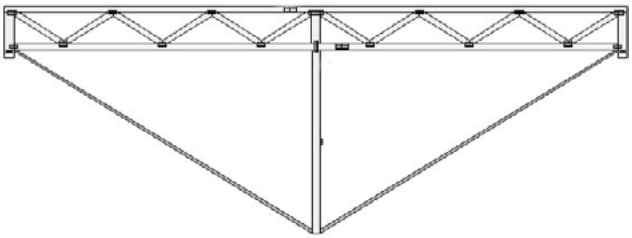


Bild 3.2-25 Komplettsystem unterspannter Verband

Mit der auf dem deutschen Markt vorhandenen Bemessungssoftware lassen sich durch die Lizenzbetriebe eine Vielzahl an Formen entsprechend dem Einsatzgebiet erstellen.

3.2.3. Verstärkungen

Nagelplatten haben ein sehr gutes Verhältnis von Kraftübertragung / Fläche vorzuweisen. Deshalb lassen sich mit Nagelplatten ggf. auch lokale Situationen und Beanspruchungen abdecken, die bisher noch nicht zur Anwendungspraxis von NP-Konstruktionen gehört haben.

3.2.3.1. Örtliche Verstärkungen

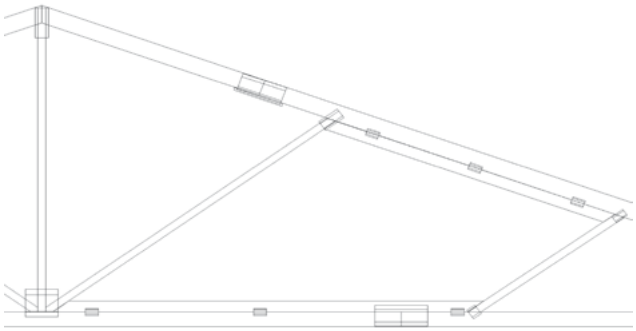


Bild 3.2-26 Örtliche Verstärkungen

Binderlängen:	bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe:	bis ~5,0m
Binderabstand:	~1,0 – 1,25 m
Dachneigung:	~12° – 30°
Eindeckungen:	Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei:	Örtlichen Einbauten wie z.B. Klimageräte

4. Gesamttragwerk:

4.1. Allgemeines

Bekanntermaßen sind Nagelplattenbinder, wie sie z.B. bei Dächern von Supermärkten zum Einsatz kommen, sehr schlank in ihrem äußeren Erscheinungsbild.



Bild 4.1-1 Korrekt ausgerichtete Obergurte bei der Montage

Diese schlanke Bauweise ist u.a. im Wesentlichen der Grund für die enorme Wirtschaftlichkeit von Nagelplattenbinderkonstruktionen. Häufig werden diese Binder in gleichen Abständen nebeneinander stehend als freitragende Dachträger verwendet. So haben also Dachbinder primär die Aufgabe die ständigen Lasten aus der Dachhaut und den Einbauten beispielsweise in Untergurtebene sowie die externen Lasten aus Schnee und Wind sicher in die Auflager zu übertragen.
Um diese Aufgabe jedoch sicher erfüllen zu können, bedarf es zusätzlicher Bauteile, welche die üblicherweise schlanken Haupttragglieder (Nagelplattenbinder) um ihre schwache Achse statisch unterstützen. Solche Bauteile können u.a. sein:

- Obergurtverbände im Bereich der gedrückten Gurte
- metallene Windrispenbänder in den Abmessungen 1,5/40 bis 3/60mm
- Hölzerne Windrispen
- Druckstollen im First- und Traufenbereich
- Querabstützungen in Füllstabebene
- Mittelabstützungen von biegeweichen Verbänden zur Reduzierung von Verformungen
- vorgefertigte Längsverbände
- kombiniert planmäßig räumlich wirksame Bauteile.



Bild 4.1-2 Zusammenspiel Windverband, Rispenband, Fußschwelle

Werden solche Bauteile nicht richtig eingebaut oder fehlen einige solcher Bauteile, so kann dies einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten des ganzen Daches haben.

Oftmals sind die Obergurte von Fachwerkbindern unter hoher Druckbeanspruchung, so dass es im Zusammenhang mit ungewollten Vorkrümmungen rasch zu einem Anwachsen dieser Vorverformungen und hieraus resultierender Momente aus der Binderebene kommt (Effekt aus Theorie II.Ordnung).

Auch ungewollte Schrägstellungen der vertikalen Traglieder beanspruchen, zusätzlich zu den Vorkrümmungen, die Dachkonstruktion in horizontaler Richtung.
Damit kommt der räumlichen Aussteifung des Daches eine besondere Bedeutung zu. Prinzipiell gilt folgender Grundsatz für die Nagelplattenbauweise:

„Ein Dach ist nur so gut,
wie seine Aussteifung funktioniert!"

Dieser Grundsatz hat seine praktische Bedeutung.

Bei den Nachweisen zur räumlichen Steifigkeit der Aussteifungskonstruktion sind ggf. Temperatureinflüsse, Randabstände der metallenen Rispenbänder und deren geometrische Durchführbarkeit und die Dachlattenstöße besonders zu analysieren. Ebenfalls nicht außer Acht gelassen werden dürfen sekundäre Einflüsse aus Kräften der Aussteifung, welche Zusatzbeanspruchungen in den bestehenden Verbänden und Vertikalbindern hervorrufen. **Feldversuche** an Nagelplattenbindern mit aufgebrachten Stahlbetonblöcken als Ersatz für die sonst üblichen Eigengewichts- und Schneelasten zeigten eine Laststeigerung von 3,3-fachen Werten gegenüber den Entwurfslasten.
Dieser Wert liegt weit über den üblichen 2,5 - fachen Sicherheitsabständen gegenüber den zulässigen Spannungen.
Auch die dabei gemessenen lotrechten- und horizontalen Verformungen an den Bindern waren geringer als die Rechnungen zeigten.

Es zeigte sich aber auch deutlich, dass in den aussteifenden Bauteilen (hier Obergurtverbände) hohe, nicht mehr zu vernachlässigende innere Kräfte wirken, die ein funktionelles Zusammenspiel aller beteiligten Tragelemente und Anschlüsse bedürfen. Messungen in der Mitte der Verbände bestätigten das Eintreten dieser Beanspruchungen.

4.2. Aussteifungen

Wie freitragende Nagelplattenbinderdächer oftmals ausgesteift werden, zeigen die folgenden Bilder unter Angabe aller wesentlichen Bauteile:

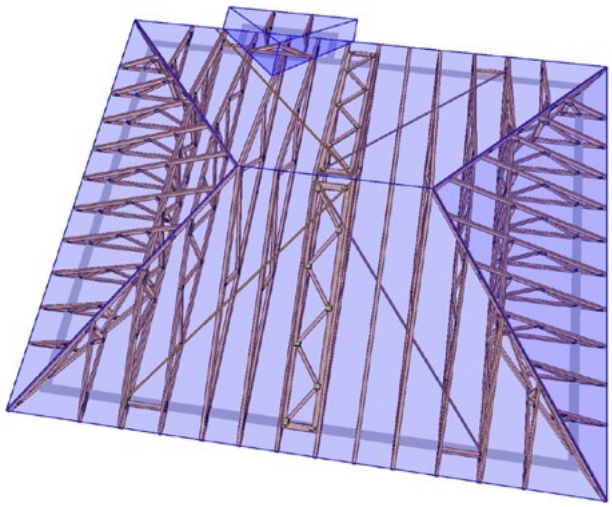


Bild 4.2-1 Nicht ausgebaute Dachkonstruktion mit Nagelplattenbindern und eingenageltem Verbandspaar von Traufe - First - Traufe

4.2.1. Arten von Verbänden

4.2.1.1. Am First durchgespannte Verbände

Verbände für hölzerne Dachkonstruktion können sehr unterschiedlich konstruiert und gebaut werden. Bei meist größeren Binderabständen und geringer Dachneigung werden in Obergurtebene Verbände ausgebildet, welche am First mit dem Vertikaltragglied gekoppelt sind.
Dabei weist dieser Verband meistens keine separaten Gurte auf, sondern die Obergurte des Hauptbinders und die Koppelpfetten als Pfosten bilden zusammen mit den häufig stählernen Diagonalen den eigentlichen Verband. Dabei haben sich Rundstahldiagonalen mit Spannschloss bewährt.
Diese am First durchgespannten Verbände **(gekoppelten Verbände)** erzeugen allerdings am Haupttraglied **Umlenkkräfte,** welche bei der Bemessung der Hauptbinder zu berücksichtigen sind. Das gilt ebenfalls für die Pfetten, da diese durch die Verbandslasten zusätzliche Normalkräfte aufzunehmen haben. Auch die Koppelungskräfte bei den Koppelpfetten sind davon betroffen.
Diese Art der Verbandsausbildung ist bevorzugt bei Rahmenkonstruktionen mit höheren Riegelquerschnitten welche ggf. aus Kanthölzern mit in der Schubfuge angeordneten Nagelplatten ausgeführt werden (als Verdübelter Balken).

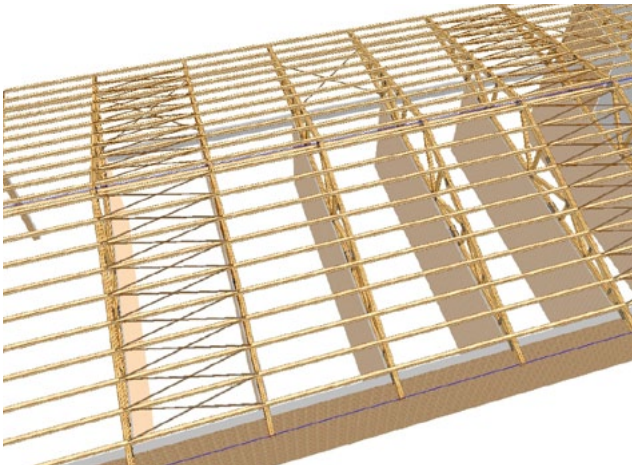


Bild 4.2-2 Durchgespannter Verband am First ***meist bei größeren Binderabständen***

4.2.1.2. Am First entkoppelte Verbände

Verbände dieser Bauart sind meist bei kleineren Binderabständen und deshalb bevorzugt bei Nagelplattenbindern anzutreffen. Sie sind meist je Dachhälfte verlegt und am First entkoppelt.
Dabei darf näherungsweise jede Dachhälfte als separate „Dachscheibe, bestehend aus Verband, Rispenband und Vertikalbinder betrachtet werden.
Besondere Bedeutung kommt dabei neben den aussteifend wirkenden Bauteilen auch den Anschlüssen der Rispenbänder im Traufbereich der Verbände und Binder zu:

Rispenbandanschlüsse sind möglichst so auszuführen, dass Nebenspannungen infolge Exzentrizitäten möglichst vermieden werden.
Bewährt haben sich Rispenbandanschlüsse zusammenfallend mit der geometrischen Lage der Enddiagonalen, wobei die unmittelbar betroffenen Nagelplatten des Verbandes entsprechend den zusätzlichen Belastungen zu dimensionieren sind.
Bei wechselndem Vorzeichen in der Verbandsbeanspruchung kann es oftmals je nach verfügbarer Anschlussfläche günstiger sein, - nicht wie im Bild dargestellt das Rispenband ins Eck zu führen, sondern auf einem verbreiterten Endvertikalstab des Verbandes anzuschließen.
Dies hat den Vorteil einen von Nagelplatten ungestörten Anschluss ausbilden zu können und die Abspannkomponenten auf 2 Verbandsgurte zu verteilen.

4.2.1.3. Verbände mit Zwischenstützung und Unterspannung

Bei meist weitgespannten Bindern mit hoher Normalkraftbeanspruchung reichen selbst diese vorgenannten entkoppelten Verbände wegen oftmals fehlender innerer statischer Bauhöhe nicht mehr aus.
Um solche sicher zu stabilisieren gibt es zwei Wege:
a) Einführung einer zusätzlichen Zwischenstützung von Traufe zu First, welche gesonderte Auskreuzungen in fester Verbindungen mit den Auflagern im Traufbereich aufweisen. Die zugehörige Vorkrümmungslinie ist dabei eine Doppelwelle von Traufe-First.
b) Unterspannte Obergurtverbände bestehen aus Verband, verstärkten Latten an Traufe und First sowie zusätzliche Druckpfosten etwa in der Mitte je Dachhälfte, welche durch Stahlbanddiagonalen gehalten sind. Dabei ist für die Bemessung des Verbandes von einer einwelligen Vorkrümmungslinie der Binderobergurte auszugehen.

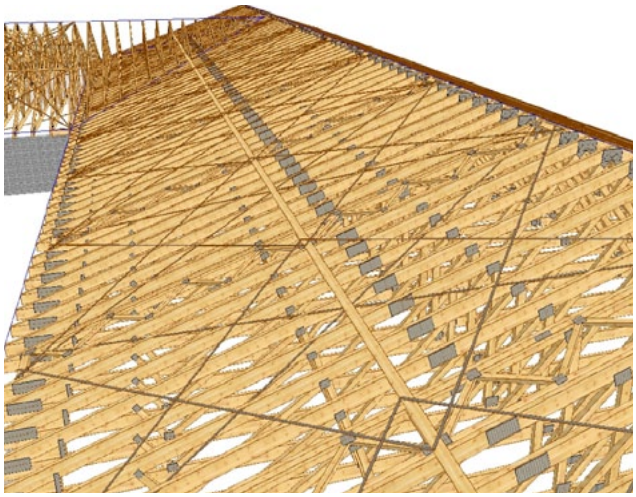


Bild 4.2-3 Entkoppelte Verbände mit Mittelauflagerung

4.2.1.4. Räumliche Komplettsysteme

Neben den o.g. (näherungsweise in der Ebene wirkenden Aussteifungskonstruktionen) gibt es neuerdings auch vollständig räumlich wirkende Aussteifungskonzepte.

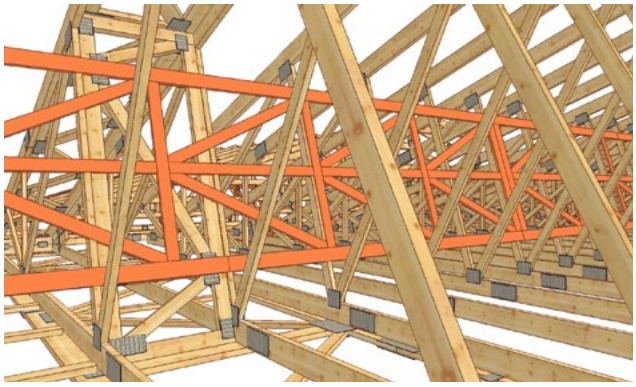


Bild 4.2-4 Komplettsystem

Dabei werden alle notwendigen Bauteile industriell vorgefertigt, mittels reiner Holz/Holz Verbindungen zusammengefügt, so dass sie neben der Aussteifung auch die Knickstabilisierung der Druckdiagonalen an den Hauptbindern übernehmen.
Auf den Einbau von Stahlrispenbändern wird hier verzichtet.

4.2.1.5. Verbände in Untergurtebene

Als besonders wirtschaftlich erweisen sich Gebäudekonstruktionen, in denen die komplette Horizontalaussteifung ausschließlich über Wind - und Knickverbände erfolgt.

Dabei sind enorme Einsparungen bei den Fundamentierungsarbeiten möglich. Anstelle üblicherweise notwendiger Einzelfundamente kann die Konstruktion mit Streifenfundamenten ausgeführt werden. Hierzu sind jedoch Querwände oder Rahmen im Abstand von < 25 m sinnvoll, um ggf. die horizontalen Wandkopfverschiebungen zu begrenzen, bzw. die Gebrauchstauglichkeit zu garantieren.

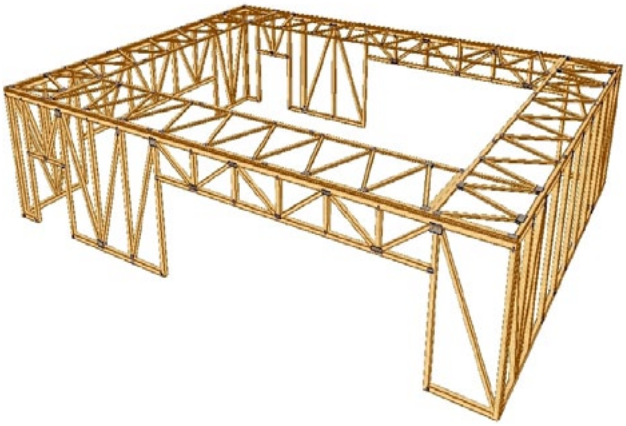


Bild 4.2-5 Untergurtverbände zur Längswandaussteifung

4.2.2. Alternative Konstruktionen:

Anstelle unterspannter, entkoppelter oder auch räumlicher Verbandsysteme kann es in manchen Fällen aus herstellungstechnischen Gründen günstig sein im Bereich benachbarter Binderfelder **zwei Verbände unmittelbar nebeneinander** wirkend anzubringen.
Werden dabei die beiden Verbände mit dem gemeinsamen in der Mitte liegenden Kontaktbinder schubfest verbunden, so ergeben sich meist höhere Gesamtbiegesteifigkeiten in den aussteifenden Bauteilen.

Eine weitere Maßnahme zur Reduzierung der horizontalen Verformungen in den Verbänden ist die **Vergrößerung des Binderabstandes** im Verbandsbereich. Dabei ist zu beachten, dass die Dachlatten bzw. Dachpfetten für diese Zuweisung ausreichend bemessen sind bzw. die Zusatzbeanspruchungen infolge Querbiegung der Verbandshölzer nachgewiesen werden.

4.2.3. Fehlerquellen:

Die Abspannung am First wird **nicht im selben Binderfeld** ausgeführt. Dies ist i.a. ungünstig für die Wirksamkeit der Aussteifung, da sich die inneren Kräfte innerhalb der Vertikaltragglieder nicht mehr unmittelbar ausgleichen können. Dabei können erhebliche, ungewollte zusätzliche Beanspruchungen in den Verankerungen der Binder bzw. in deren unterstützenden Bauteilen (Ringanker) auftreten.
Bei der Berechnung der Verformungen in den Verbänden sind neben den üblichen inneren Seitenlasten und den externen Windlasten auch **ungewollte Schrägstellungen** der Vertikaltraglieder in Ansatz zu bringen.
Der Einfluss aus der **Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel** ist bei der Verbandsbemessung mit der $q_{s,d}$ Formel Gl. 2.4-20 stets zu berücksichtigen.

4.3. Räumliche Steifigkeiten

Bei den üblichen genäherten Betrachtungen werden aus Gründen der Vereinfachung bei den notwendigen Nachweisen, insbesondere bei den entkoppelten Systemen, - teilweise räumliche Effekte vernachlässigt. Diese Näherungsbetrachtungen sind statthaft, setzen allerdings zwingend voraus, dass alle **notwendigen** Bauteile in der Praxis so ausgeführt werden, dass sie ihre statische Funktion erfüllen können. Nur das Zusammenspiel aller beteiligten Elemente führt zu einer ausreichenden räumlichen Steifigkeit.
Das Fehlen einer Aussteifungskomponente oder deren fehlerhafte Ausführung kann die Wirksamkeit der Aussteifung erheblich reduzieren und zu Langzeitschäden führen.



Bild 4.3-1 Obergurtverband und Vertikalbock

4.3.1. Aussteifungselemente:

Zu den wichtigsten Aussteifungselementen der ebenen Teilsystemen zählen, neben den eigentlichen Verbänden, und den Dachlatten bzw. Dachpfetten, die meist metallenen Windrispenbänder oder hölzernen Windrispen, die Druckstollen an First und Traufe, ggf. die Längsverbände sowie die notwendigen Futterhölzer oder falls notwendig bei größeren Anfangshöhen im Traufenbereich die Vertikalböcke (Bild 4.3-1).

4.3.2. Aufgaben der Dachlatten:

Zu den wesentlichen Aufgaben der Dachlatten gehört es neben der Abtragung der vertikalen Einwirkungen aus ständiger Last, Schnee und Wind auch Aufgaben für die horizontale Aussteifung zu übernehmen. Dies bedeutet, dass bei den statischen Nachweisen sowohl die Doppelbiegung als auch eine Normalkrafteinwirkung zu berücksichtigen ist.
Handelsübliche Dachlatten und deren Verwendung sind mittlerweile in einer eigenen Sortiertabelle der DIN 4074-1 in verschiedenen Sortierklassen geregelt. So dürfen beispielsweise Dachlatten in den Abmessungen 4/6 bis zu einer Stützweite bis zu 1m verwendet werden, (Farbe rot) sofern die Sortierklasse S10 eingehalten wird. Die Befestigung erfolgt meist mit 2 Nägeln auf dem Obergurt der Binder.

Lattenstöße sind durch Beihölzer, o.ä. unter Einhaltung aller Vorholzlängen auszuführen und nachzuweisen. Weitere Informationen wie sich Festigkeit und Steifigkeit der Dachlatten und der Lattenstöße auf die Binder auswirken finden sich in /50/.

4.3.3. Aufgaben der Obergurtverbände:

Verbände in Obergurtebene dienen im Wesentlichen zur Aufnahme der Wind - und Seitenlasten, welche von den Dachpfetten an die Verbände herangeführt werden.

4.3.4. Aufgaben der Druckstollen im Firstbereich:

Die Druckstollen - meist breite Bohlen (z.B. 5/14) - bilden zusammen mit den Windrispenbändern das obere horizontale Auflager des Verbandes. Neben dieser Auflagerfunktion und der Schaffung des inneren Ausgleichs zu den q_s - Lasten übernehmen die Druckstollen auch die Verteilerfunktion zur gesamten Horizontalkraft auf die verfügbaren Rispenbänder und dienen oftmals gleichzeitig zur Aufnahme der Abtriebskomponente im unmittelbaren Abspannbereich.

4.3.5. Aufgaben der Mittelabstützungen:

Mittelabstützungen werden immer dann eingebaut, wenn die zulässigen horizontalen Verformungen des Verbandes überschritten werden. Dabei gibt es mehrere Lösungen. Oftmals angewandt werden Verbände mit zwei Rispenbändern am Ende des mittleren Druckstollens, welche die Druckstollenkraft an die beiden Enden des Verbandes zurückhängen. Andere Lösungen, wo der mittlere Druckstollen nur durch ein schräg zur Traufe hin gespanntes Rispenband erzeugt wird sind auch möglich. Bei beiden Lösungen treten im unteren Bereich sowohl Zugeinwirkungen vom oberen Verbandsauflager, als auch vom mittleren Druckstollen kommend, auf.

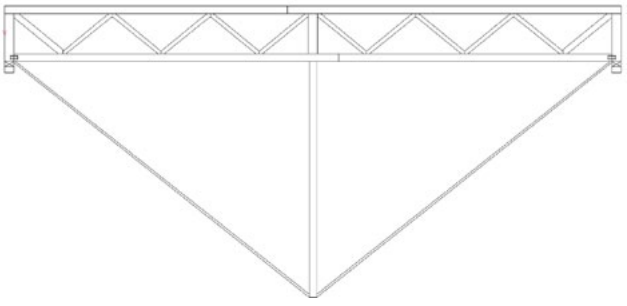


Bild 4.3-2 Unterspannter Obergurtverband mit zwei Rispen

4.3.6. Aufgaben der Druckstollen im Traufenbereich:

Ähnlich der statischen Funktion im Firstbereich braucht man dieses Bauteil im Wesentlichen zum inneren Ausgleich der Seitenlasten. Wird auf diesen Druckstollen verzichtet, treten Seitenlasteinwirkungen an den Binderauflagern auf. Diese sind rechnerisch nachzuweisen und zu kontrollieren.

4.3.7. Aufgaben der Rispenbänder bzw. hölzernen Rispen:

Diese Bauteile übernehmen die horizontal ankommenden Druckstollenkräfte im Firstbereich und führen diese zu den Auflagerstellen im Traufenbereich. Bei Anordnung von Mittelabstützungen erhöht sich diese Kraft um den Anteil aus der wirksamen Mittelstützung. Da meist diese metallenen Rispenbänder mit mindestens 2 Kammnägel 4/40 auch auf jedem Kreuzungspunkt des Rispenbandes mit dem jeweiligen Binderobergurt befestigt werden, kann im Bedarfsfall diese positive Eigenschaft genutzt werden die Abspannkräfte zu reduzieren. Hierfür sind aber genauere Nachweise erforderlich. In den Verformungsberechnungen sind die Nachgiebigkeiten der Anschlüsse und die Querschnitte der Rispenbänder zu erfassen.

4.3.8. Aufgaben der Querabstützungen gedrückter Füllstäbe:

Lange, gedrückte Füllstäbe sind oftmals in ihrer schwachen Achse zu stabilisieren.
Damit soll verhindert werden, dass solche überwiegend axial beanspruchte Druckstäbe durch seitliches Ausweichen aus der Binderebene versagen.
Um eine ausreichende Stabilität bei solchen Stäben sicherzustellen sind meist in der Mitte des Füllstabes ein oder zwei Querabstützungen aus Holz (z.B.4/10) notwendig, welche die Knicklänge unterteilen.
Dies funktioniert allerdings nur dann, wenn gleichzeitig obere- und untere Läufer meist im selben Querschnitt angeordnet werden.
Die Läufer sind dabei zug- und druckfest auszubilden und an den Stoßstellen ausreichend zu verbinden:

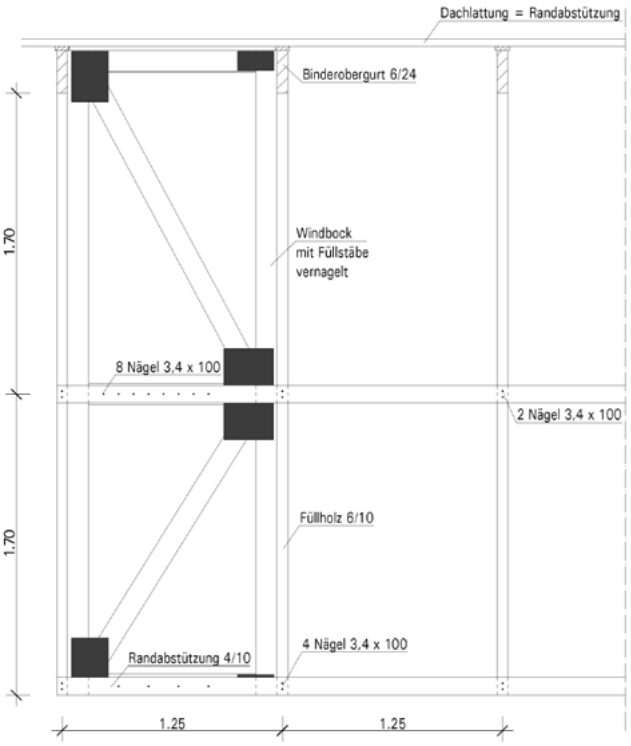


Bild 4.3-3 Beispiel einer Querabstützung eines gedrückten Füllstabes

Die Läufer werden auch benötigt um den inneren Ausgleich der Stabilisierungskräfte zu ermöglichen. Größere Ausmitten am Kreuzungspunkt sind zu vermeiden.
Bewährt haben sich Aussteifungskreuze in Abhängigkeit von der Anzahl notwendiger Querabstützungen für den jeweiligen Füllstab. Meist werden diese Kreuze alle 10 Binder angeordnet, damit die anzuschließenden Kräfte ausreichend befestigt werden können. Weitere Informationen wie sich Festigkeit und Steifigkeit der Querabstützung auf die Binder auswirken finden sich in /50/ (siehe auch Aussteifungen von Nagelplatten Konstruktionen, Neuerscheinung 2010).

4.4. Bemessungen der Aussteifungselemente

4.4.1. Wind- und Knickverbände

Wind- und Knickverbände für Nagelplattenbinder sind entsprechend /1/, Abschnitt 8.4.3 ff zu bemessen. Falls kein genauerer Nachweis erfolgt, darf die rechnerische Ausbiegung der Aussteifungskonstruktion aus Seitenlasten und äußeren Einwirkungen L/500 nicht überschreiten (γ - fache Lasten).

4.4.2. Einzelabstützungen

Einzelabstützung zur Unterteilung der Knicklänge z.B. von gedrückten Füllstäben o.ä. sind nach Abschnitt 8.4.2 aus /1/ auszubilden.

4.4.3. Anordnung von Läufern und Querabstützungen

Ordentlich ausgeführte Dachkonstruktionen weisen nicht nur maßgenau gefertigte Binder aus, welche lotrecht exakt montiert werden, sondern auch aussteifende Bauteile senkrecht zur Binderachse die auch den Anforderungen an die Ebenheitstoleranzen in und aus der Ebene genügen.
Dies gilt beispielsweise auch für die Läufer bei den Querabstützungen der Füllstäbe.

4.4.4. Weiterleitung der Kräfte:

Wenn die konstruktiven Voraussetzungen eines sich „Schließens“ der inneren Seitenlasten und Beanspruchungen aus Schrägstellung gegeben sind, brauchen i.A. nur die von außen kommenden Einwirkungen ins Auflager abgeleitet werden.
Bei Auflagerung auf hölzernen Fußpfetten genügt es häufig die Binder mittels rippenverstärkter Blechwinkel ein oder zweiseitig angeordnet- auf der Pfette zu befestigen. Ist die Fußschwelle nicht der obere Abschluss der Wand, sondern selber auf dem Ringanker zu befestigen, so sind die ankommenden H-Kräfte z.B. über Bulldogdübel und Klemmbolzen in den Ringanker einzuleiten.
Bei unmittelbaren Auflagerungen der Binder auf dem Ringanker haben sich einbetonierte Halfenschienen HTA oder HZA bewährt.
Sind auch Kräfte längs der Halfenschienen aufzunehmen, so sind geeignete Anker (z.B. Typ HZA oder HTA- mit Reibanschluss) zu verwenden.

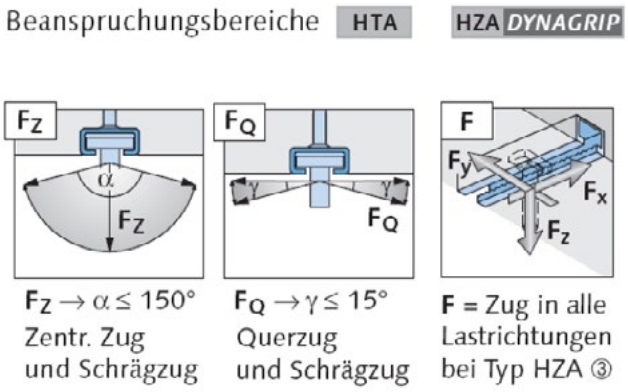


Bild 4.4-1 Auflagerverankerung

4.5. Sonderfälle:

Um eine aussteifende Untergurtebene zu erzeugen werden **Längsverbände- und oftmals Quergiebelverbände in Untergurtebene**, welche die horizontale Aussteifung von Umfassungswänden übernehmen können, angeordnet. Dabei sind die Einzelteile der Untergurtverbände i.A. rahmenartig auszubilden.
Bei Überdachungen sind ggf. infolge fehlender Unterdecke **„Abschattungseinflüsse“** infolge Wind auf die Fachwerke in Ansatz zu bringen.

5. Beispiele

Wird zu einem späteren Zeitpunkt bearbeitet.

6. Anhang und Verweise

6.1. Checklisten für Statik

6.1.1. Erstellung von Lastannahmen

- Schneelast anhand von Schneelastzone und Geländehöhe, Schneesackbildung berücksichtigen
- Windlast nach Windlastzone und Geländekategorie
- Erdbebenlast nach Erdbebenzone und Untergrundkategorie
- Ständige Lasten und Nutzungslasten nach Planungsvorgaben erstellen (sollte sicherheitshalber vom Auftraggeber abgesegnet werden)
- Einzellasten gegebenenfalls separat ermitteln

6.1.2. Berechnung der Haupttragglieder

- Überprüfung der geometrischen Vorgaben (Beschaffenheit des Auflagers überprüfen ob z.B. ein Ringanker oder eine Sandwichwand vorhanden ist)
- Festlegung der Abstützungsabstände in den gedrückten Bereichen, insbesondere der gewünschte Lattenabstand
- Die tragenden Auflager definieren und überprüfen ob die nicht tragenden Wände niedrig genug ausgeführt sind
- Berechnung des Trägers mittels Computerprogramm. Danach unbedingt Plausibilitätsüberprüfung der Ergebnisse.
- Überprüfung der Auflagerpressung (Windsogverankerung gegebenenfalls berücksichtigen)
- Berechnung von Anschlusspunkten wie z.B. Binder an Binder
- Berücksichtigung einer konstruktiven Längsaussteifung
- Berücksichtigung der seitlichen Aussteifung von Druckstäben. Dabei Beachtung von Stößen, Weiterleitung der Seitenlasten von der Mitte des Stabes an **beide** Enden, Berücksichtigung von rückführenden Bauteilen an beiden Endes des Füllstabes
- Analoge Knickaussteifung von gedrückten Untergurten (insbesondere bei Unterwind)
- Ermittlung der Seitenlasten für Aussteifungselemente
- Bei horizontal geteilten Bindern dringend auf die Aussteifung des waagerechten Obergurtes achten (erforderlichen Druckriegel, sowie erforderlichen Aussteifungsverband)
- Auf die Aussteifung von Druckgurten achten, die nicht durch die Standardaussteifung erfasst sind (z.B. Obergurte unterhalb einer Schiftung)
- Montagelasten berücksichtigen oder gegebenenfalls Angaben zur Montage definieren
- Überprüfung ob das konstruierte Bauteil im gewünschten Betrieb auch gefertigt werden kann (Maximalmaße bei einteiliger Lieferung, Berücksichtigung von maximalen Holzlängen)
- Gegebenenfalls erforderliche Montagestöße berechnen

6.1.3. Ermittlung der Zwischenglieder

- Berechnung der Giebelaufdopplung (meist senkrecht erforderlich) zur Aufnahme der Winddrucklasten auf den Giebel
- Anschluss der Giebelriegel an die weiterleitende Konstruktion (z.B. Lattung)
- Nachweis der Lattung unter Berücksichtigung der Wind- und Seitenlasten, sowie der Einwirkungen aus Dach (insbesondere Mannlast) (besonderes Augenmerk auf Lattenstöße richten)

6.1.4. Berechnung der Aussteifungselemente:

- Obergurtverbände unter Berücksichtigung von Seitenlasten und Windlasten (besonders auf Verformungen achten)
- Gegebenenfalls überprüfen ob die Erdbebenlast maßgebend wird
- Auflagerpunkte der Verbände durch Böcke oder Windrispenbänder
- Für eine Ausgleichsmöglichkeit der Seitenlasten durch eine Ausbildung einer Traufbohle oder einen dementsprechenden Anschluss am Ringanker sorgen
- Wenn der Unterbau nicht ausreichend ausgesteift ist, sind im Untergurtbereich Verbände vorzusehen. Hier ist darauf zu achten, dass der Unterbau die entstehenden Verformungen gebrauchstauglich abtragen kann.

6.1.5. Erstellung eines Verlege- und Positionsplanes

- Vermaßung des Grundrisses, Lage der einzelnen Tragglieder mit Positionsnummer und Markierung der einzelnen Stellen an denen Detailpunkte zu berücksichtigen sind
- Eventuelle Berücksichtigung eines Kamindurchganges
- Wichtige Hinweise der statischen Berechnung auf dem Verlegeplan eintragen wie z.B. „Lattung gehört zur Aussteifung“
- Einzeichnen der Aussteifungselemente wie Ober- oder Untergurtverbände, Druckriegel, Diagonalbretter

6.1.6. Erstellung von Montageunterlagen

- Separate Zusammenstellung der erforderlichen Details und Hinweise mit Zeichnungen ohne Berechnungen für die Baustelle
- Gegebenenfalls Verlegeplan mit zusätzlichen Montagehilfsmaßen versehen

6.2. Maßgebende Normen

/1/ DIN 1052:2008-12; Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau

/2/ DIN 1055-100, 03/2001; Einwirkungen auf Bauwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln; Beuth Verlag, Berlin 2001

/3/ DIN 1055-1, 06/2002; Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1 Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffe; Beuth Verlag, Berlin 2002

/4/ DIN 1055-2, 02/1976; Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2 Bodenkenngrößen; Beuth Verlag, Berlin 1976

/5/ DIN 1055-3, 10/2002; Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 3 Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten; Beuth Verlag, Berlin 2002

/6/ DIN 1055-4, 03/2005; Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 4 Windlasten; Beuth Verlag, Berlin 2005

/7/ DIN 1055-5, 07/2005; Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 5 Schnee- und Eislasten; Beuth Verlag, Berlin 2005

/8/ DIN 1055-7, 11/2002; Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 7 Temperatureinwirkungen; Beuth Verlag, Berlin 2002

/9/ DIN 1055-8, 01/2003; Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 8 Einwirkungen während der Bauausführung, Beuth Verlag, Berlin 2003

/10/ DIN 1055-9, 08/2003; Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 9 Außergewöhnliche Einwirkungen; Beuth Verlag, Berlin 2003
/11/ DIN 4149, 04/2005; Bauen in deutschen Erdbebengebieten; Beuth Verlag, Berlin 2005
/12/ DIN 68 800 Teil 1-5; Holzschutz im Hochbau; Beuth Verlag, Berlin
/13/ DIN V-ENV 1991-2-3 Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke, Teil 2-3: Einwirkungen auf Tragwerke - Schneelasten, Deutsche Fassung ENV 1991-2-3:1995
/14/ DIN ENV 1995-1-1, Eurocode 5, Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Teil 1-1; Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung 12/2003
/15/ ÖNORM B 1991-1-13 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten, Ausgabe 2005-11-01
/16/ DIN 1052:1988; Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung; Beuth Verlag, Berlin
/17/ DIN 1055 T4; Lastannahmen für Bauten – Teil 4 – Windlasten, Ausgabe 1975-06; Beuth Verlag, Berlin
/18/ DIN 1055 T5; Lastannahmen für Bauten – Teil 5 - Schnee- und Eislasten, Ausgabe Juni 1975 Beuth Verlag, Berlin
/19/ TGL 32274/05; DDR-Standard, Lastannahmen für Bauwerke – Schneelasten Ausgabe Dezember 1976

6.3. Literaturliste

Ergänzend zu den Normen unter 6.1

/20/ Kreuzinger, H.; Blaß, H.J.; Ehlbeck, J.; Steck, G.: Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08 - Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken. Hrsg.: DGfH, Bruderverlag, Albert Bruder GmbH, Karlsruhe
/21/ LGA 10/97 ; LGA, Landesgewerbeanstalt Bayern, Zweigstelle Regensburg; Hinweise zur Bestimmung der Regelschneelast s_o und der Schneeanhäufungen vor und hinter einer Attika
/22/ Hamburg, Bauordnungsamt Hamburg, Rundschreiben an die Prüfingenieure vom 2. 3. 1979 in Zusammenhang mit § 15 Abs. 1, HBauO, Ak.Z. 634.131-1
/23/ Timm Dr.-Ing.; DIN 1055-Neu: Normen-ausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutschen Institut für Normung e.V.
/24/ Corso.; R. DelCorso. R. Del et all.; New European Code für Snow Loads, Background Document; Kommentar zu ENV 1991-Part 2-3; Proceedings of Department Structural Engineering, University of PISA; No. 264; 1995
/25/ Fornather J. Schneelasten auf Tragwerke neu geregelt; Hintergrund und Auswirkung auf die Baupraxis
/26/ Niemann H.J. Erläuterungen zur Windlastkarte der neuen DIN 1055-4, NABau-FB 04
/27/ Informationsdienst Holz; Einführung in die Bemessung nach DIN 1052:2004, holzbau-handbuch Reihe 2, Teil1, Folge 10, von 9/2004
/28/ Hartmann H.; Ungleichmäßige Schneelastannahmen nach ENV 1991-2-3 (EC 1) und nach dem Entwurf zur DIN 1055-Neu; Gutachten im Auftrag der GIN.; Ingenieurbüro Dr. Henke, München, Dez. 1999
/29/ Peil U.; Windlasten auf nicht schwingungsanfällige Bauwerke, Praxisseminar 2006, Institut für Stahlbau, TU-Braunschweig
/30/ Peil U.; Windlasten auf schwingungsanfällige Bauwerke, Praxisseminar 2006, Institut für Stahlbau, TU-Braunschweig
/31/ Steiln O.; Windlasten bei nicht schwingungsanfällige Konstruktionen; Praxisseminar 2006, Institut für Stahlbau, TU-Braunschweig
/32/ Brünninghoff H.; Vergleichsberechnungen für Nagelplattenbinder; Bergische Universität Wuppertal, im Auftrag der GIN e.V.,
/33/ Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine (1997), Forschungsvorhaben T2822, Berücksichtigung der Momentenübertragung von Nagelplattenverbindungen bei der Bemessung
/34/ Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine; Prüfbericht Nr. 016124, Belastungsversuche an verschiedenen Traufknotenausbildungen von Nagelplatten – Dreiecksbindern (2002); im Auftrag der GIN e.V.
/35/ Blaß & Eberhardt; Modellierung von Traufknoten; Ingenieurbüro für Baukonstruktionen (2001) im Auftrag der GIN e.V.
/36/ Blaß & Eberhardt; Optimierung des Traufknotens zweier Nagelplattenbinder nach EDIN1052; Ingenieurbüro für Baukonstruktionen (2001-2002) im Auftrag der GIN e.V.
/37/ Görlacher.; Zum Querzugnachweis bei Anschlüssen mittels Stahlblechformteilen; Bauen mit Holz, 7/85
/38/ Görlacher.; Bauen mit Holz, 9/85, Querzuggefährdete Anschlüsse mit Nagelplatten
/39/ Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine (2001), Einfluß der Holzfeuchte auf die Tragfähigkeit von Nagelplattenverbindungen
/40/ Meilinger J.; Diplomarbeit TU-München; Nagelplattenbinder, Beanspruchung senkrecht zur Binderebene
/41/ Blaß H. J.; Kurzweil L.; Nagelplattenverbindungen, Teil 1 Nageltragfähigkeit; bauen mit holz 7/1998, S. 28-32
/42/ Blaß H. J.; Kurzweil L.; Nagelplattenverbindungen, Teil 2 Plattentragfähigkeit; bauen mit holz 9/1998, S. 54 – 58
/43/ Hartmann H.; Die Berücksichtigung elastischplastischer Verformungseigenschaften mechanischer Verbindungsmittel im Ingenieurholzbau; Dissertation 1999, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, TU-München, Nr. 3/2000
/44/ Norèn, B.; Design of Joints with Nail Plates, CIB-18 / 14-7-1; Warsaw; 1981
/45/ Kevarinmäki, A.; Kangas, J.; Rotational Stiffness of Nail Plates in Moment Anchorage; CIB-W18/26-14-3; Athens, Georgia; 1993
/46/ Alpine, Gutachten und Zulassungsversuche zu Nagelplatten Alpine A15
/47/ Merkblatt GIN Nagelplattenkonstruktionen bei Stallgebäuden
/48/ Schneider Bautabellen 16. Auflage
/49/ Kreuzinger, Mohr; Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz; TU-München, Institut für Tragwerksbau, Fachgebiet Holzbau; Abschlussbericht Forschungsvorhaben DGfH, Januar 1999
/50/ Kessel, Gnutzmann; Statisches Gutachten zur Tragfähigkeit von Holzkonstruktionen in Nagelplattenbauart: Aussteifung von Druckstäben durch Latten

Abkürzung und Formelzeichen

Als Formelzeichen werden lateinische Klein- und Großbuchstaben sowie griechische Kleinbuchstaben verwendet. Die Symbole bestehen aus Hauptzeigern, die durch Fußzeiger näher erläutert werden. Im Holzbau werden zur Kennzeichnung als Fußzeiger auch die Zahlen „0“ für die Faserrichtung des Holzes und „90“ für die Richtung rechtwinklig dazu verwendet.

Häufig verwendete Hauptzeiger

A	Fläche
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft
K	Verschiebungsmodul
Ip	Polares Trägheitsmoment
M	Moment
N	Normalkraft
V	Querkraft; Volumen
Q	veränderliche Einwirkung
R	Tragwiderstand
e	Ausmitte
f	Festigkeitswerte (Baustoff)
i	Trägheitsradius
r-max	max. Abstand vom Anschlussschwerpunkt
t	Scheibendicke, Plattendicke
α	Winkel Kraft – Platte
β	Winkel Kraft - Faser
δ	Winkel Dachneigung
φ	Winkel Auflagerdrehwinkel, Verdrehung Vb.-mittel
γ	Teilsicherheitsbeiwert, Wichte, Winkel Platte - Fuge
λ	Schlankheitsgrad
ρ	Rohdichte
σ	Normalspannung
τ	Scherspannung
k_{mod}	Modifikationsbeiwert
k_{def}	Kriechbeiwert

Abkürzungen

KLED	Klasse der Lasteinwirkungsdauer
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
LK	Lastkombination
NKL	Nutzungsklasse

Impressum

Die Inhalte wurden in einer Arbeitsgruppe innerhalb des Technischen Ausschusses (TA) der GIN unter folgender Besetzung erarbeitet:

Dipl.-Ing. Walter Bauer,
Prof. Dr.-Ing. Heiner Hartmann,
Dipl.-Ing. Konrad Meier,
Dipl.-Ing. Jochen Meilinger,
Dipl.-Ing. Vitus Rottmüller,
Dipl.-Ing. Jochen Scherer

sowie mit Unterstützung der Geschäftsstelle der GIN:

Frau Doris Wenzel (Tabellen, Organisation)
Frau Anja Burawski (Zeichnungen).

Stand: Dezember 2009

Herausgeber:
Interessenverband Nagelplattenprodukte e.V.
Hannah – Vogt Strasse 1
37085 Göttingen
Tel: 0551 / 309 6174
Fax: 0551 / 309 6173
www.nagelplatten.de