INFORMATIONSDIENST **HOLZ**



Nagelplattenkonstruktionen nach Eurocode

holzbau handbuch I REIHE 2 I TEIL 1 I FOLGE 3

Impressum

Herausgeber:
GIN – Gütegemeinschaft Nagelplattenprodukte e.V.
Interessenverband Nagelplatten e.V.
Hellmuth-Hirth-Straße 7
D-73760 Ostfildern
Tel. +(0) 711/ 239 96-54
Fax +(0) 711/ 239 96-66
gin@nagelplatten.de
www.nagelplatten.de

Die Wortmarke INFORMATIONSDIENST HOLZ
ist Eigentum des Informationsverein Holz e.V.
www.informationsvereinholz.de

Erschienen: 9 / 2017
ISSN-Nr. 0466-2114
holzbau handbuch
Reihe 2: Tragwerksplanung
Teil 1: Allgemeines
Folge 3: Nagelplattenkonstruktionen nach Eurocode

Gestaltung Seiten 1-7
Fachagentur Holz, Düsseldorf

Titelfoto
Sebastian Schels für Laumer Bautechnik / GIN

Bearbeitung:
Die Inhalte erarbeitete eine Arbeitsgruppe innerhalb des Technischen Ausschusses der GIN mit folgender Besetzung:

Prof. Dr.-Ing. Heiner Hartmann
mit M. Eng. Raphael Pfeifle
Dipl.-Ing. Friedrich Dorsch
Dipl.-Ing. (FH) Andreas Holm
Dipl.-Ing. (FH) Konrad Meier
Dipl.-Ing. (Univ.) Jochen Meilinger
Dipl.-Ing. (FH) Jochen Scherer

Die technischen Informationen dieser Schrift entsprechen zum Zeitpunkt der Drucklegung den anerkannten Regeln der Technik. Eine Haftung für den Inhalt kann trotz sorgfältigster Bearbeitung und Korrektur nicht übernommen werden. Hinweise zu Änderungen, Ergänzungen und Errata unter: gin@nagelplatten.de

Inhalt

Seite 4 _Abkürzungen und Formelzeichen

5 **1** **_Einleitung**

8 **2** **_Grundlagen**
8 2.1 _Europäisches Normenkonzept
8 2.2 _Materialien
11 2.3 _Sicherheitskonzept
11 2.4 _Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT
13 2.5 _Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG
16 2.6 _Einwirkungen

29 **3** **_Bemessung eines ebenen Binders**
29 3.1 _Allgemeines
29 3.2 _Statisches System und Steifigkeiten
33 3.3 _Bemessung von Stäben
38 3.4 _Bemessung von Nagelplattenverbindungen
46 3.5 _Transport- und Montagenachweise
47 3.6 _Brandschutzbemessungen bei Nagelplattenbindern
47 3.7 _Übersicht über Bauformen und Sonderkonstruktionen von Nagelplattenkonstruktionen

52 **4** **_Gesamttragwerk**
52 4.1 _Allgemeines
53 4.2 _Verbände
56 4.3 _Aussteifungsbauteile und deren Funktion
58 4.4 _Aussteifung nach Kessel-Kühl
59 4.5 _Bemessung der Aussteifungselemente

61 **5** **_Beispiel**
61 5.1 _Allgemeines
62 5.2 _Nachweis Traufknoten
75 5.3 _Nachweis Untergurtknoten
81 5.4 _Nachweis Aussteifung
86 5.5 _Montageunterlagen

88 **6** **_Anhang und Verweise**
88 6.1 _Checklisten
89 6.2 _Normen
90 6.3 _Literatur
91 6.4 _Zulassungen

Abkürzungen 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 und Fußnoten

A	Fläche
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft
K	Verschiebungsmodul
I_p	Polares Trägheitsmoment
M	Moment
N	Normalkraft
V	Querkraft; Volumen
R	Tragwiderstand
e	Ausmitte
f	Festigkeitswerte (Baustoff)
i	Trägheitsradius
r_{max}	max. Abstand vom Anschlussschwerpunkt
t	Plattendicke
δ	Winkel Dachneigung
φ	Winkel, Auflagerdrehwinkel, Verdrehung
$\gamma_F, \gamma_m, \gamma_i$	Teilsicherheitsbeiwert, Wichte,
λ	Schlankheitsgrad
ρ	Rohdichte
σ	Normalspannung
τ	Scherspannung
k_{mod}	Modifikationsbeiwert
k_{def}	Kriechbeiwert
A_{ef}	effektiv wirksame Anschlussfläche
d	Nenndicke der Nagelplatte
e_y	Schwerpunktsabstände in y- Richtung
e_z	Schwerpunktsabstände in z- Richtung
$f_{a,\alpha,\beta}$	Nageltragfähigkeit pro Flächeneinheit in Abhängigkeit von α und β
$f_{a,0,0}$	Grenzwerte für $\alpha = \beta = 0$
$f_{a,90,90}$	Grenzwerte für $\alpha = \beta = 90°$
τ_F	Schubspannung in der Anschlussfläche infolge Kraft
τ_M	Schubspannung in Anschlussfläche inf. Moment
K_{ser}	Anfangsverschiebungsmodul
W_{el}	elastisches Widerstandsmoment einer Fläche
W_{pl}	plastisches Widerstandsmoment einer Fläche
α	Winkel zwischen x-Richtung und Kraftrichtung
β	Winkel zwischen Faserrichtung des Holzes und der Kraftrichtung
γ	Winkel zwischen Platte (x-Richtung) und der Fugenrichtung, $0° \leq \gamma \leq 90°$

Abkürzungen

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

1 _ Einleitung

Nagelplatten als Holzverbindungsmittel werden in Deutschland seit fast 50 Jahren erfolgreich eingesetzt. Ursprünglich in Deutschland erfunden, aber nicht in der Praxis verwendet, gelangte die Technologie der Nagelplatten in den Wirren des 2. Weltkrieges schließlich nach Amerika. 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", eine erstmalig von den Gebrüdern Jureit aus den USA (Florida) gegründete Herstellerfirma von Nagelplatten. In Deutschland wurden die ersten Versuche mit Nagelplatten an der Universität in Karlsruhe ab 1966 unter Leitung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Karl Möhler durchgeführt.

Da zu diesem Zeitpunkt die Erteilung von Zulassungen noch Ländersache war – das heutige Deutsche Institut für Bautechnik existierte 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 Anwendung von Bauteilen auf eine freie Spannweite von max. 20 m begrenzt.

In den Zulassungen von Nagelplatten nach DIN EN 1995-1-1:2010 (EC 5) /1 bzw. auch DIN 1052:2008 /4/ findet man noch Auswirkungen dieser ehemals gestellten Anforderung. Bei Spannweiten von mehr als 20 m sind die Nagel- und Plattenfestigkeiten um 10% zu verringern.

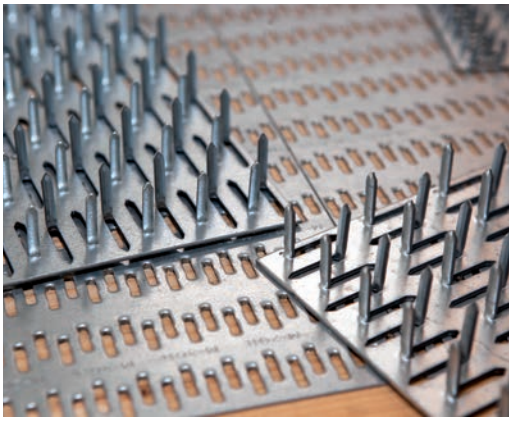


Bild 1-1 Nagelplatten

Heutzutage sind Nagelplatten in der täglichen Praxis als Verbindungsmittel von hochtragfähigen Bauteilen nicht mehr wegzudenken. 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 den Zuschnitt der Hölzer und die automatische Steuerung der Zuschnitt- und Pressenanlagen zur Verfügung.

Bild 1-2 RAL GZ 601

Neben diesen statischen und produktionstechnischen Unterlagen kann der Anwender zum Beispiel ganze Dachlandschaften in 3D visualisieren und diese Zeichnungen als verkaufsfördernde Maßnahme nutzen. Gleichzeitig lassen sich die erzeugten Daten für die Kalkulation verwenden. Die hohen Ansprüche bei der Fertigung der Binder werden mittels Eigen- und Fremdüberwachung sichergestellt. Dokumentiert wird dies bereits seit über 30 Jahren mit dem RAL Gütezeichen GZ 601.

Mittlerweile ist das Trag- und Verformungsverhalten von Nagelplatten so umfangreich wie sonst bei keinem anderen Holzverbindungsmittel 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. Beispiele hierfür können eine biegesteife Rahmeneckverbindung oder ein rotationssteifer Riegelanschluss an einem Gurtstab sein.

In DIN EN 1995-1-1:2010-12 (EC 5) /1/ finden sich die Regeln zur Wahl des statischen Systems und zur Bemessung der Nagelplattenverbindung unter Biege-, Längs- und Querkraftbeanspruchung. In DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 sind zudem praxisgerechte Nachweise für den Transport- und Montagezustand aufgenommen worden.

Eine ausführliche Liste der Normen, die für die Nagelplattenbauart entscheidend sind, findet sich in Kap. 6.2.



Bild 1-3 Nagelplattenbinder-Dachstuhl während der Montage



Bild 1-4 Sporthalle in Haiming
Ein gutes Beispiel, wie sich mit Nagelplatten-bindern anspruchsvolle Architektur realisieren lässt. Das Gebäude wurde mit dem Deutschen Holzbaupreis 2017 ausgezeichnet.
Architekten: Almannai Fischer Architekten
Tragwerksplaner: Harald Fuchshuber
Foto: Sebastian Schels für Laumer Bautechnik / GIN

2 Grundlagen

2.1 Europäisches Normenkonzept

Das europäische Normenkonzept unterscheidet zwischen Produktnormen und Bemessungsnormen. Nachfolgend werden die für Nagelplattenkonstruktionen wichtigsten Normen kurz beschrieben. Europäische Normen beginnen mit den Buchstaben „EN“. Dazu kommt noch ein Vorsatz für die jeweilige nationale Normenstelle. In Deutschland also „DIN EN“.
Zusätzlich zu den europäischen Normen sind auch die jeweiligen nationalen Anhänge (NA), sowie Anwendungsnormen zu beachten. In den Normen stehen viele Werte, z.B. Sicherheitsfaktoren, nur als Empfehlung. In den nationalen Dokumenten findet man die Festlegung der Werte sowie zusätzliche Regelungen.
Eine ausführliche Liste der in dieser Schrift verwendeten Normen findet sich in der Literaturliste in Kap. 6 am Ende dieser Schrift.

2.1.1 Bemessungsnormen

Es ist generell gebräuchlich die Bemessungsnormen mit EC und einer Nummer abzukürzen. So wird z.B. DIN EN 1995-1-1:2010-12 nachfolgend als EC5 /1/ bezeichnet.

Die Grundlagen der Bemessung finden sich in DIN EN 1990 (EC0) /10/ und DIN EN 1990-NA /11/. Diese ersetzt die DIN 1055-100.

Lastannahmen (Einwirkungen auf Tragwerke) findet man in der Normenreihe DIN EN 1991 (EC1) /13 ff./ und den zugehörigen nationalen Anhängen. Diese ersetzen die übrigen Normen der Normenreihe DIN 1055 /52/.

Bemessung von Holzkonstruktionen finden man in der Normenreihe EC 5 /1/,/2/ und zugehörigen nationalen Anhängen /3/. Für die Bemessung sind aber auch die Holzfestigkeiten erforderlich, diese finden sich in DIN EN 338 /33/. Zusammen ersetzen sie den für die Bemessung zuständigen Teil von DIN 1052 /4/ und den für den Holzbau relevanten Teil von DIN 4102 /53/.

2.1.2 Produktnormen

Die Sortierung und Kennzeichnung von Vollholz ist in der Normenreihe DIN EN 14081 /6/ sowie DIN EN 20000-5 /42/ geregelt. Diese ersetzen DIN 4074 /55/. Die Verwendung von anderen Vollholzprodukten (BSH …) müssen in der Zulassung geregelt sein.

Verbindungsmittel, und damit auch Nagelplatten, sind in den Normen DIN EN 14545 /56/ und DIN EN 14592 /57/ geregelt. Dazu ist die Anwendungsnorm DIN 20000-6 /50/ zu beachten. Nach diesem Verfahren werden die Festigkeiten der Nagelplatten vom Hersteller festgestellt und deklariert. Alternativ dazu können Nagelplatten auch weiterhin nationale deutsche Zulassungen haben.

Produktion und Kennzeichnung der Nagelplattenbinder erfolgt nach EN14250 /5/ und DIN 20000-4 /42/ (bisher DIN1052 und EN14250).

Produkte, deren Herstellung bisher in DIN1052 geregelt war, für die es aber keine europäische Regelung gibt, sind in DIN1052-10 /47/ geregelt.

2.2 Materialien

Nagelplattenbinder sind nach EC 5 /1/ zu bemessen und nach DIN EN 14250 /5/ herzustellen. Hierbei sind die Produktnormen und Anwendungsnormen zu beachten.

2.2.1 Holz und Holzwerkstoffe

Tragende Konstruktionen aus Holz sind nach EC 5 im Zusammenhang mit der Änderung A2 /2/ und dem nationalen Anhang /3/ zu bemessen. Für Nagelplattenbinder wird üblicherweise Nadelholz C24 nach DIN EN 14081 /6/ verwendet.
Es darf aber auch KVH, Brettschichtholz, Balkenschichtholz oder Furnierschichtholz ohne Querlagen verwendet werden, sofern das Material in der Nagelplattenzulassung erwähnt wird.
Die Gurte und Stäbe der Binder von Nagelplattenkonstruktionen müssen je nach Zulassung eine Mindestdicken von 35 – 50 mm und eine Mindesthöhe von 70 mm aufweisen. Üblicherweise werden Dicke von 50 bis 100 mm sowie Höhen ab 80 mm verwendet. Für die Querschnittshöhe wird selten mehr als das 5-fache der Holzdicke gewählt.

Festigkeitsklasse	Land mit Sortiervorschrift	Sortierklasse	Handelsnahme der Holzart	Herkunft
C35	Deutschland	S13	Douglasie	Deutschland
C30	Frankreich	ST-I	Fichte und Tanne	Frankreich
	Deutschland	S13	Fichte	MNO-Europa
	Österreich	S13	Kiefer	MNO-Europa
	Tschech. Rep.	S13	Tanne, Lärche	MNO-Europa
	Italien	S1	Douglasie	Italien
	Nord. Länder	T3	Kiefer (Redwood)	MNO-Europa
		T3	Fichte (Whitewood)	MNO-Europa
		T3	Tanne, Lärche	MNO-Europa
	Spanien	ME1	Laricio-Kiefer	Spanien
	Slow. Rep.	S0	Fichte	Slow. Rep
C27	Frankreich	ST-I	Lärche, Kiefer	Frankreich
	Deutschland	LS13	Pappel	Deutschland
	Spanien	ME1	Kiefer	Spanien
C24	Frankreich	ST-II	Kiefer u. Tanne	Frankreich
		ST-II	Douglasie, Kiefer	Frankreich
		ST-II	Papel, Lärche	Frankreich
	Deutschland	S10	Douglasie	Deutschland
	Österreich	S10K	Douglasie	Österreich
	Deutschland	S10, S10K	Fichte	MNO-Europa
	Österreich	S10, S10K	Kiefer	MNO-Europa
	Tschech. Rep.	S10, S10K	Tanne, Lärche	MNO-Europa
	Italien	S2 und höher	Korsikakiefer, Fi, Ta	Italien
	Nord. Länder	T2	Kiefer (Redwood)	MNO-Europa
		T2	Fichte (Whitewood)	MNO-Europa
		T2	Tanne, Lärche	MNO-Europa
		T2 und höher	Sitkafichte	Dänemark und Norwegen
		T2 und höher	Sitkafichte	Dänemark und Norwegen
	Slow. Rep.	SI	Fichte	Slow. Rep
	Spanien	ME1	Radiata-, Strandkiefer,	Spanien
	Vereinig. Königreich	SS	Rewood, Whitewood	MNO-Europa

Tab. 2.2-1 Holzarten und Sortierung nach DIN EN 1912:2013 /59/

Die Gemeinschaften der Holzwirtschaft aus dem Bereich der Erzeugung und der Verarbeitung haben weiterreichende Qualitätsstandards für Vollholzprodukte festgelegt, z.B. für KVH® Konstruktionsvollholz, MH®-Natur und MH® - Konstruktionsvollholz oder Duo-/Triobalken® Balkenschichtholz.

2.2.2 Gleichgewichtsfeuchte

Holzbauteile werden nach EC 5 in Abhängigkeit der klimatischen Verhältnisse der Bauteilumgebung in Nutzungsklassen eingeteilt. Sie sind abhängig von der Gleichgewichtsfeuchte des Bauteils. Definiert werden die Nutzungsklassen durch Umgebungstemperatur und Luftfeuchte, die diesen Gleichgewichtsfeuchten entsprechen.

NKL	Umgebungs-klima	Gleichgewichts-feuchten [d]	Beispiel
1	20°C [a] 65% [b]	5% bis 15% in den meisten NH ≤ 12%	allseitig geschlossene und beheizte Bauwerke
2	20°C [a] 85% [b]	10% bis 20% in den meisten NH ≤ 20%	überdachte offene Bauwerke
3	Klimabedin-gungen, die zu höheren Luft-feuchten führen als NKL 2	12% bis 24% (oder höhere Gleichgewichts-feuchten)[c]	Konstruktionen die der Witterung ausgesetzt sind

[a] Umgebungstemperatur
[b] relative Luftfeuchte, die nur für wenige Wochen im Jahr überschritten wird
[c] siehe DIN EN 1995-1-1 NA, Tabelle NA.6, Fußnote c)
[d] nach DIN EN 1995-1-1 NA, Tabelle NA.6

Tab. 2.2-2 Zuordnung Umgebungsklima

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.
Maßgebend für die Zuordnung in eine Nutzungsklasse ist der Bereich der Gleichgewichtsfeuchte.
Geschlossene, nicht beheizte Tragwerke sollten der NKL 2 (sichere Annahme) zugeordnet werden.
Weiterhin werden durch die Nutzungsklassen Anwendungsbereiche der Holzwerkstoffe verschiedener technischer Klassen definiert.

2.2.3 Vorbeugend baulicher Holzschutz

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

Der Holzschutz ist generell zu planen. Dabei ist die Holzkonstruktion einer Gebrauchsklasse (GK) nach DIN 68800-1 /44/ zuzuordnen. Nach DIN 68800-2 /45/ sind bauliche Maßnahmen, durch die eine unzuträgliche Feuchteerhöhung der Hölzer vermieden wird, eine wesentliche Voraussetzung für die dauerhafte Funktionstüchtigkeit einer Konstruktion. Hölzer in Dachkonstruktionen sind in der Regel durch die Dacheindeckung vor direkter Beregnung ausreichend geschützt, so dass im Bereich der Nutzungsklassen 1 und 2 nach /1/ die Gleichgewichtsfeuchte der Hölzer unter 20% liegt. Nach /44/ sind die Hölzer dann der GK 0 oder GK 1 zuzuordnen.

GK	Holzfeuchte / Exposition	Allgemeine Gebrauchsbedingungen	Zwei Beispiele
0	trocken (ständig ≤20%); mittlere relative Luftfeuchte bis 85 %	Holz oder Holzprodukt unter Dach, nicht der Bewitterung und keiner Befeuchtung ausgesetzt. Die Gefahr von Bauschäden durch Insekten kann entsprechend 5.2.1 ausgeschlossen werden.	- sichtbar bleibende Hölzer in Wohnräumen; - allseitig insektendicht abgedeckte Holzbauteile nach DIN 68 800-2
1	trocken (ständig ≤20%); mittlere relative Luftfeuchte bis 85 %	Holz oder Holzprodukt unter Dach, nicht der Bewitterung und keiner Befeuchtung ausgesetzt.	- nicht insektendicht bekleidete Balken, soweit 5.2.1 nicht zutritt; - Sparren/Pfetten in unbeheizten Dachstühlen, soweit nicht 5.2.1 zutrifft.

Tab. 2.2-3 Gebrauchsklassen aus DIN 68 800-1 Tab. D1 /44/

Im Bereich der GK 0 sollten chemische Holzschutzmaßnahmen generell nicht angewendet werden. Im Bereich der GK 1 ist nach /45/ als "Besondere bauliche Maßnahme" zur Einstufung der Hölzer in die GK 0 die Verwendung von technisch getrocknetem Holz möglich, so dass auch hier auf chemischen Holzschutz verzichtet werden muss. Weitere Informationen finden sich in /62/. Betriebe, die das RAL-Gütezeichen Nagelplattenprodukte RAL-GZ 601 /95/ führen, verpflichten sich generell in GK 0 und GK 1 nach /45/ technisch getrocknetes Holz für die Nagelplattenkonstruktion zu verwenden.

Chemischer Holzschutz ist nur dort anzuwenden, wo der konstruktive Holzschutz nicht ausreichend sein kann oder weitergehende Forderungen sich aus den Gebrauchsklassen nach /44/ ergeben.

2.2.4 Nagelplatten

Nagelplatten werden aus 1,0 – 2,0 mm dickem Blech gestanzt. Die Nägel haben Längen zwischen 8,0 und 21 mm.
Nagelplatten haben in der Regel eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt). Diese regelt Material, Form, Herstellung und Kennzeichnung und gibt die für die Bemessung charakteristischen Festigkeiten des jeweiligen Plattentyps an.

Für Nagelplatten nach DIN EN 14545 /56/, die eine CE-Kennzeichnung, aber keine abZ haben, ist die Anwendungsnorm DIN 20000-6 /50/ zu beachten.

Dicken	Hersteller	
	Mitek	Wolf
1,00 mm	Z-9.1-761 M20H	Z-9.1-757 W101
1,30 mm | 1,25mm	Z-9.1-763 TOP-W	Z-9.1-801 W12N
1,50 mm	Z-9.1-762 M16H	Z-9.1-755 W 15N, -15Z
2,00 mm	Z-9.1-752 M14Z Z-9.1-759 M14	Z-9.1-756 W 20N, -20Z Z-9.1-855 20W
Edelstahl	Z-9.1-758 M 16S	Z-9.1-801 W 12NE Z-9.1-755 W 15NE, -15ZE Z-9.1-756 W 20NE, -20ZE

Tab. 2.2-4 Übliche deutsche Nagelplattentypen. Siehe dazu auch Zulassungen auf der Homepage der Plattenhersteller

2.2.5 Korrosionsschutz, Einsatzbereiche

Die Nagelplatten sind gegen Korrosion zu schützen. Die Anforderungen an den Korrosionsschutz ergeben sich aus dem Umgebungsklima nach
DIN EN ISO 12944-2:1998-07.

Korrosivitäts-kategorie	Einstufung der Korrosivität	Beispiele
C1	Unbedeutend	Nur innen; Geheizte Gebäude mit neutralen Atmosphären
C2	Gering	ländliche Bereiche, ungeheizte Gebäude in denen Kondensat auftrten kann z.B. Lager, Sporthallen
C3	Mäßig	Stadt- und Industrieatmosphäre mit mäßiger Luftverunreinigung, Küstenbereich mi geringer Salzbelastung; Produktionsräume mit hoher Luftfeuchte und etwas Luftverunreinigung (z.B. Wäschereien, Brauereien)
C4	Stark	Industrielle Bereiche, Küstenbereiche mit mäßiger Salzbelastung, Chemieanlagen, schwimmbäder
C5-I	Sehr stark (Industrie)	industrielle Bereiche mit hoher Luftfeucht und aggressiver Atmosphäre
C5-M	Sehr stark (Meer)	Küsten- und Offshorebereich mit hoher Salzbelastung. Geäude mit fast ständiger Kondensation und mit starker Luftverunreinigung
Im1	Süßwasser	Flussbauten, Wasserkraftwerke
Im2	Meer- oder Brackwasser	Hafenbereich mit Stahlbauten, Schleusentore, Molen, Offshoreanlagen
Im3	Erdreich	Behälter im Erdreich, Spundwände, Stahlrohre

Tab. 2.2-5 Einteilung Korrosionskategorien nach ISO 12944

Dauerhaftigkeit

Für den Korrosionsschutz metallischer Verbindungsmittel ist DIN SPEC 1052-100 /49/ zu beachten.
Für den konstruktiven und chemischen Holzschutz ist die nationale Norm DIN 68800 /44-46/ zu beachten.

	Baustoffe, Verbindungs-mittel	Korrosionsschutz in Anlehnung an DIN EN ISO 2081, mittlere Zinkschichtdicke in µm und/oder andere Schutzmaßnahmen			
		bei mäßiger Korrosions-belastung (Umweltbe-dingung C3)		bei starker und sehr starker Korrosionsbelastung (Umweltbedingungen C4 und C5)	
		NKL-1	NKL-2	NKL 1, 2, 3 bei C4	NKL 3 bei C5
1	Nägel u. Schrauben d < 4 mm	keine (d)	Fe/Zn 12c (b)	55	geeigneter, nichtrostender Stahl
2	Nägel u. Schrauben d> 4 mm,, Dübel, Bolze, Scheiben, Muttern, Stabdübel	keine (c,d)	keine (c,d)	55	geeigneter, nichtrostender Stahl
		Nutzungsklasse (NKL) 1 und 2		NKL- 1, -2 und -3 für C4 und NKL-3 für C5	
3	Nagelplatten und Stahlbleche mit einer Dicke bis zu 3 mm	FeZn12c (b)		geeigneter, nichtrostender Stahl oder Korrosionsschutz nach DIN 55634	

(a) Nach DIN EN ISO 12944-2
(b) Bei Feuerverzinkung ist in der Regel FeZn 12c durch Z275 nach DIN 10346 zu ersetzen
(c) bei einseitigen Dübeln aus Stahlblech muss eine mittlere Zinkschichtdicke von mind. 55 µ aufgebracht werden.
(d) Bei Stahlblech-Holz-Verbindungen mit aussenliegenden Blechen müssen Nägel und Schrauben eine mittlere Zinkschichtdicke von mind. 55 µ aufweisen

Tab. 2.2-6 Korrosionsschutz nach DIN SPEC 1052-100

Somit sind bei mäßiger Korrosionsbelastung (C3) die üblichen verzinkten Nagelplatten ausreichend.

Nagelplatten werden aus bandverzinktem Stahlblech hergestellt. Durch die 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. Für die üblichen Anwendungsgebiete ist diese Verzinkung der Nagelplatten ausreichend.

Über die normativen Anforderungen hinaus können folgende Maßnahmen helfen, die Korrosionsbeanspruchung zu minimieren:

- Tauwasser vermeiden und eine schnelle Austrocknung ungewollter Feuchte ermöglichen.
- möglichst wärmebrückenfreie und luftdichte Konstruktion der Außenhaut erstellen.
- ausreichende Lüftung.
- ggf. Beheizung des Gebäudes.
- Überstehende Plattenflächen vermeiden, da bei Anfall von Schmutz und Feuchtigkeit eine besondere Korrosionsgefahr entsteht, hier helfen entsprechende Konstruktionen und Futterhölzer.

Schalungsbinder werden im Kap. 2.6.9 behandelt.

2.3 Sicherheitskonzept

2.3.1 Einwirkungen und Widerstände

Der Zusammenhang zwischen Einwirkungen und Widerständen wird nach EC 0 durch das Bild 2.3-1 erläutert.

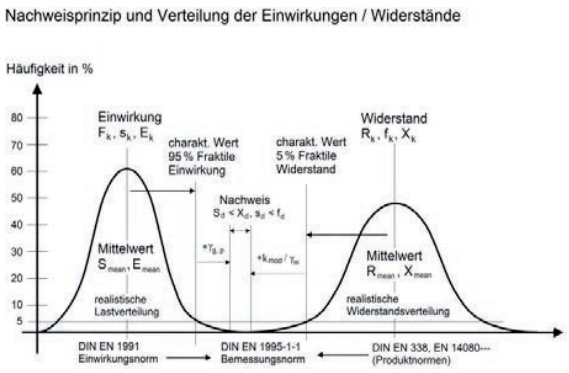


Bild 2.3-1 Einwirkung und Widerstände

Es muss für jede Beanspruchung sichergestellt sein, dass auch unter Berücksichtigung der Umwelteinflüsse und Nutzung (→ 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:

$$E_d < R_d \qquad (2.3\text{-}1)$$

Grundsätzlich unterscheidet EC 5 in Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) sowie Nachweise für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG).

2.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT

2.4.1 Allgemeines

Grenzzustände der Tragfähigkeit bei Dachkonstruktionen sind das Versagen des Tragwerks durch Bruch, durch Verlust der Stabilität oder der Verlust der Lagesicherheit.

Wie aus dem Ablaufschema (Bild 2.4-1, mittlerer Weg) erkennbar, werden beim Tragsicherheitsnachweis bei Stabwerksprogrammen zunächst die Grundschnittgrößen (1,0-fach) ermittelt und diese dann entsprechend den Regeln miteinander kombiniert. Der Vorteil bei diesem Vorgehen ist, dass die Grundschnittgrößen auch direkt für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZG) verwendet werden können. Dieses Vorgehen (Superposition) ist auf Theorie 1. Ordnung beschränkt.

Alternativ ist es auch möglich, zunächst die Einwirkungen entsprechend den Kombinationsregeln zu Bemessungslasten umzuwandeln (Bild 2.4-1, linker Weg) und genau für diese Situation die Schnittgrößen zu ermitteln. Diese Vorgehen kann auch für Berechnungen nach Theorie II. Ordnung verwendet werden.

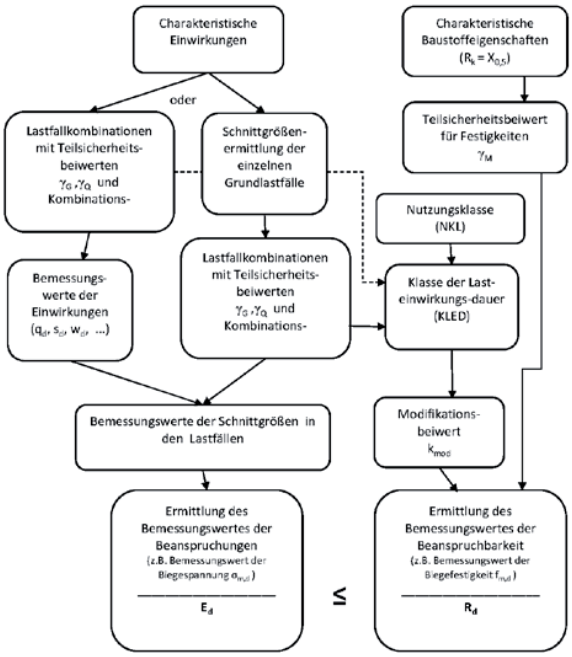


Bild 2.4-1 Ablaufschema GZT

Allgemein werden nach der EC0 im Grenzzustand der Tragfähigkeit ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Situationen unterschieden. Dabei sind die Einwirkungen nach EC0 in allgemeiner Form zu kombinieren. Mit den in dieser Weise ermittelten Schnittgrößen (Bemessungsschnittgrößen = Design-Niveau → Index $_d$) sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) nachfolgende Nachweise zu führen.

2.4.2 Kombinationsregeln nach EC 0

Es darf die **allgemeine Kombinationsregel** im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EC 0 verwendet werden:

a) Ständige und vorübergehende Bemessungsituation

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

b) Kombination für außergewöhnliche Bemessungssituationen (ggf. für Wind und Schnee)

$$E_{d,A} = \left\{ \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

c) Kombination für Bemessungssituationen infolge Erdbeben

$$E_{d,\,AE} = \left\{ \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

(2.4-1 bis 2.4-3)

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 : der jeweilige Kombinationsbeiwert zur Bestimmung repräsentativer Werte veränderlicher Einwirkungen nach EC 0
A_d: Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung
A_{Ed}: Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbeben $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$ mit γ_I:= Wichtungsfaktor
A_{Ek}: Charakteristischer Wert einer Einwirkung infolge Erdbeben

Für die außergewöhnliche Bemessungssituation nach 2.4.2 sind in EC 0 / NA, Gl. 6.11d /11/ weitere Erläuterungen zur Bestimmung von ψ enthalten. Anwendungen dazu sind folgende Fälle:

- Norddeutsche Tiefebene (Schnee bzw. Schneefanggitter)
- Wind bei Gebäuden der Rettungskräften
- Ausfall eines Traggliedes

Hierbei ist auch zu beachten, dass die Tragfähigkeit von Bauteilen aus Holz- und Holzwerkstoffen auch von k_{mod} abhängt. Daher müssen alle Kombinationen mit gleichem k_{mod}- Faktor bezüglich ihres Bauteilwiderstandes untersucht werden. So kann beispielsweise bei Gründächer auch der Bemessungswert aus ständigen Lasten maßgebend werden (k_{mod} = 0,6)!

Die Nachweise sind dabei unter Berücksichtigung folgender Teilsicherheitsbeiwerte γ aus DIN EN 1990/NA:2010-12 vorzunehmen:

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

Tab. 2.4-2 Teilsicherheitsbeiwerte

Nachweise zur Verankerungskraft sind dabei als Nachweise nach STR einzustufen – siehe dazu auch Tab. NA. A. 1.2.(B) aus EC 0-NA /11/

Die Kombinationsbeiwerte müssen für Deutschland nach EN 1990/NA /11/ angesetzt werden.

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-1) [a]			
- 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
- Kategorie H - Dächer	0	0	0
Schnee- u. Eislasten (siehe EN 1991-1-3)			
Orte bis NN + 1000 m	0,5	0,2	0
Orte über NN + 1000 m	0,7	0,5	0,2
Windlasten (siehe EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Sonstige Einwirkungen[b,c]	0,8	0,7	0,5
[a] Abminderungsbeiwerte für Nutzlasten in mehrgeschossigen Hochbauten siehe DIN EN 1991-1-1			
[b] ψ-Beiwerte für Flüssigkeitsdruck sind standortbedingt festzulegen.			
[c] ψ-Beiwerte für Maschinenlasten sind betriebsbedingt festzulegen.			

Tab.2.4-3 Kombinationsbeiwerte, Auszug aus /11/

2.4.3 Nachweis der Tragsicherheit (STR)

Der Nachweis gegen **Versagen des Tragwerks durch Bruch oder durch Verlust der Stabilität** (Normaler Tragfähigkeitsnachweis) lautet:

$$E_d < R_d \qquad (2.4\text{-}4)$$

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:

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M} \text{ bzw. } f_d = \frac{k_{mod} \cdot f_k}{\gamma_M} \qquad (2.4\text{-}5)$$

mit
R_k, f_k: charakteristischer Wert eines Tragwiderstandes bzw. Festigkeitswertes

Baustoff	Teilsicherheitsbeiwert
Holz und Holzwerkstoffe, BS-Holz, Brettsperrholz (BSP)	**1,3**
Verbindungsmittel aus Stahl:	
- auf Biegung beanspruchte, stiftförmige Vbm.	1,3
- auf Zug oder Abscheren beanspruchte Teile beim Nachweis gegen die Streckgrenze	1,3
- Plattennachweis bei Nagelplatten	1,25

Tab. 2.4-4 Teilsicherheitsbeiwerte γ_M aus / 3/ Tab NA.2

Dabei sind die Modifikationsbeiwerte k_{mod} in Abhängigkeit der KLED und der NKL nach Tabelle 3.1 /1/ des bzw. Tabelle NA.4 aus EC5-NA /3/ zu bestimmen. In /1/ findet man auch k_{mod} Faktoren für die Nutzungsklasse 3.

Modifikationsbeiwerte k_{mod} für Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz, Furnierschichtholz, Brettsperrholz und Sperrholz in NKL 1 und NKL2			
Lastfall-Kombination		KLED	k_{mod}
Nur Eigenlasten		ständig	0,6
Eigenlasten mit			
- lotrechten Nutzlasten	Regelfälle	mittel	0,8
	Anhäufungen von Gütern	lang	0,7
	Balkone, nicht begehbare Dächer	kurz	0,9
- horizontalen Nutzlasten	Brüstungen, Geländer, Absperrungen	kurz	0,9
- Wind	Mittel zw. kurz und sehr kurz		1,0
- Schnee unter 1000 m.ü.NN		kurz	0,9
- Schnee über 1000 m.ü.NN		mittel	0,8
- Dynamische (Stoß)-lasten, Anprall		sehr kurz	1,1
- Erdbeben		sehr kurz	1,1

Tab. 2.4-5 Modifikationsbeiwerte k_{mod} aus /3/

Die jeweils am kürzesten wirkende Einwirkung einer Lastkombination bestimmt KLED und damit auch k_{mod}. In Tabelle NA. 4 in /3/ findet man k_{mod} auch für Holz- und Gipswerkstoffe.

Die Schnittgrößen in Folge der oben beschriebenen Lastkombinationen sind dabei an Strukturen zu bestimmen, deren mittlere Steifigkeit durch den Sicherheitsbeiwert γ_M dividiert wird. So erhält man den Bemessungswert der Steifigkeit.

Verformungen müssen im GZT dann nachgewiesen werden, wenn sie für den Nachweis der Stabilität erforderlich sind (z.B. bei Aussteifungskonstruktionen), also auch mit dem Bemessungswert der Steifigkeit. Zur Berücksichtigung der plastischen Verformungen von Verbindungsmittel im GZT muss k_u (anstelle von k_{ser}), mit $k_u = 2/3 * k_{ser}$) verwendet werden.

Hinweis zum Kriechen /3/ :
Wenn in NKL 2 und 3 bei druckbeanspruchten Bauteilen die ständigen und quasiständigen Anteile 70% des Bemessungswerts der maximalen Druckkraft (LF mit maximaler Ausnutzung) überschreiten, ist das Kriechen zu berücksichtigen, indem beim Knicknachweis die 5% Fraktile der Steifigkeit mit dem Faktor $1/(1+k_{def})$ abgemindert wird. Die Steifigkeitsminderung hat also nur Auswirkung auf die Bestimmung des Knickbeiwertes k_c. Dies gilt sinngemäß bei überwiegend biegebeanspruchten Bauteilen auch für den Kippnachweis.

2.4.4 Nachweise der Sogverankerung (STR)

Der Nachweis der Sogverankerung ist mit dem Nachweis der Lagesicherheit (EQU) nicht gleichzusetzen, sondern ist als Tragsicherheitsnachweis zu betrachten, darin die Eigengewichte mit $\gamma = 1,0$ eingehen (siehe dazu Tab. 2.4.2). Die maßgebende Lastfallkombination für die Sogverankerung beträgt danach

$E_d = 1,0 * g_{inf} + 1,5* Q$

2.5 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG

2.5.1 Allgemeines

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.

Besteht das Tragwerk nur aus ähnlichen Baustoffen mit einem einheitlichen Kriechverhalten (k_{def} = konst.) kann die Verformung auch aus den γ-fachen Verformungen (Berechnung im GZT) zurückgerechnet werden.
Das Kriechen ist hierbei dann wie in /3/ beschrieben, durch einen Erhöhungsfaktor zu berücksichtigen.

Bei unterschiedlichen Baustoffen im Tragwerk können die Kriecheffekte auch in einer Abminderung der E-Moduli berücksichtigt werden.

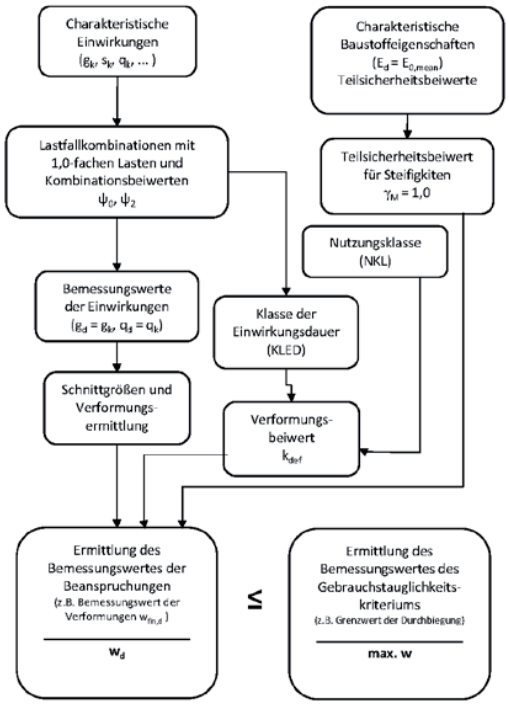


Bild 2.5-1 Ablaufschema GZG

Der Nachweis der GZG unterscheidet drei Nachweise:

- Die Anfangsverformung w_{inst} (NW 1) in der charakteristisch seltenen Bemessungssituation.
- Die Endverformung w_{fin} (NW 2) in der charakteristisch seltenen Bemessungssituation.
- Die Endverformung $w_{net,fin}$ (NW 3) in der quasiständigen Bemessungssituation unter Berücksichtigung der Überhöhung.

2.5.2 Nachweis der Anfangsverformung in der charakteristischen (seltenen) Bemessungssituation (NW 1)

Der Nachweis soll die gesamte Anfangsverformung aus allen Lasten und unter Berücksichtigung möglicher Lastfallkombinationen und deren Auswirkung auf die Ausbaugewerke zeigen. Eine mögliche Überhöhung w_c hat hier keine Auswirkung.

$$w_{inst} = w_{G,inst} + w_{Q1,inst} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot w_{Qi,inst} \qquad (2.5\text{-}1)$$

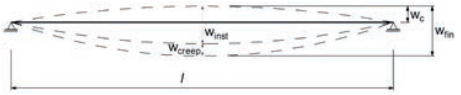


Bild 2.5-2 Verformungsgrenzen nach [1]

Mit
w_c : *Überhöhung (falls vorhanden)*
w_{inst} : *Anfangsdurchbiegung*
w_{creep} : *Durchbiegung infolge Kriechen*
w_{fin} : *Enddurchbiegung in der seltenen Bemessungssituation*

2.5.3 Nachweis der Endverformung in der charakteristischen (seltenen) Bemessungssituation (NW 2)

Die Endverformung infolge Eigengewicht und veränderlichen Einwirkungen Q_i einschließlich Kriechen und zur Vermeidung von Schäden an den Ausbaugewerken (Risse) ist in allen möglichen Lastfallkombinationen zu untersuchen.

Die Endverformung berechnet sich grundsätzlich aus der Anfangsverformung zuzüglich der Verformung von Kriechen zu:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} \qquad (2.5\text{-}2)$$

Somit stellt sich allgemein die Gesamtverformung ein zu:

$$\begin{aligned} w_{fin} &= w_{G,inst} + w_{Q,inst} + w_{creep,G+Q} = w_{G,fin} + w_{Q,fin} \\ &= w_{G,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{Q,1,inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) \\ &\quad + \sum_{i>1} w_{Q,i,inst} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \end{aligned} \qquad (2.5\text{-}3)$$

Unter der Annahme der nicht umkehrbaren Auswirkung (Risse) vereinfacht sich die Gleichung zu

$$\begin{aligned} w_{fin} &= w_{G,fin} + w_{Q,fin} \\ &= w_{G,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{Q,inst} + \sum \psi_{2,i} \cdot w_{Q,i,inst} \cdot k_{def} \end{aligned} \qquad (2.5\text{-}4)$$

mit

$w_{Q,1,fin}$ Endverformung mit Kriechen infolge der ersten Einwirkung Q_i

$w_{Q,i,fin}$ elastische Anfangsverformung infolge der weiteren veränderlichen Einwirkungen Q_i

Die ψ -Werte für die Kombination mehrerer Veränderlicher sind nachfolgend dargestellt. Die Beiwerte k_{def} für das Kriechen sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen. Daraus folgt auch, dass bei Tragwerken mit hohem Eigengewichtsanteil (z.B. begrünte Dächer) die Kriechverformung erheblich sein kann.

Baustoff	Nutzungsklasse		
	1	2	3
Vollholz	0,6	0,8	2,0
Brettschichtholz			
Furnierschichtholz			
Balkenschichtholz			-
Brettsperrholz			-

Tab. 2.5-3 Kriechbeiwerte k_{def} aus [1]

2.5.4 Nachweis in der quasi-ständigen Bemessungssituation (NW-3)

Für die quasi-ständige Bemessungssituation (Optik bzw. Wohlbefinden) berechnet sich die Verformung aus Eigengewicht und allen quasi ständigen Einwirkungen einschließlich aller Kriechverformungen. Eine mögliche Überhöhung darf hierbei berücksichtigt werden.

$$\begin{aligned} w_{net,fin} &= w_{G,inst} \cdot (1 + k_{def}) + \sum \psi_{2,i} \cdot w_{Q,i,inst} \cdot (1 + k_{def}) - w_c \\ &\left(w_{G,inst} + \cdot \sum \psi_{2,i} \cdot w_{Q,i,inst} \right) \cdot (1 + k_{def}) - w_c \end{aligned} \qquad (2.5\text{-}5)$$

mit

$w_{Q,i,inst}$ *Anfangsverformung der veränderlichen Einwirkung Q_i*

w_c *planmäßige Überhöhung (kann auch Null sein)*

$w_{net,fin}$: *gesamte Enddurchbiegung in der quasi-ständigen Bemessungssituation (Enddurchbiegung abzüglich Überhöhung)*

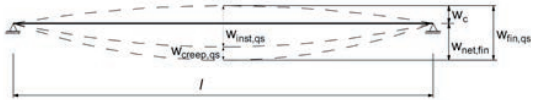


Bild 2.5-4 Verformungsgrenzen der quasi-ständigen Situation nach [1]

2.5.5 Grenzwerte für Verformungen

Grenzwerte der Verformung sind generell, der Nutzung entsprechend, mit dem Bauherrn zu vereinbaren!
Zu beachten ist auch, dass die berechneten Verformungen mit den Mittelwerten der Steifigkeiten errechnet werden. Ansonsten werden folgende Grenzwerte nach NA /3/ (siehe Tab 2.5-5) empfohlen:

	1	2	4	3
		NW-1	NW-2	NW-3
		W inst	W fin	W net,fin (1)
1	Bauteile außer Bauteile nach Zeile 2	l/300 (l/150)	l/200 (l/100)	l/300 (l/150)
2	Überhöhte Bauteile oder Bauteile mit untergeordneter Bedeutung wie Bauteile in landwirtschaftlichen Gebäude, Sparren und Pfetten	l/200 (l/100)	l/150 (l/75)	l/250 (l/125)
	(1) Abweichend von DIN EN 1995-1-1:2010, aber in Übereinstimmung mit DIN EN 1990:2010 und DIN EN 1995-1-1/NA/A1 wird w net,fin nach Gl.(2.5-4) ermittelt:			

Tab. 2.5-5 Empfohlene Grenzwerte der Verformungen aus /3/; Klammerwerte = für nach unten gerichtete Verformungen von Kragarmen

Für Wohnzwecke geeignete Nagelplattenkonstruktion sollten nach Zeile 1 bemessen werden.

Nagelplattenkonstruktion im Gewerbebau werden üblicherweise überhöht hergestellt und können somit nach Zeile 2 bemessen werden. Die planmäßige Überhöhung w_c wird in der Größenordnung der Anfangsverformung aus g und 0,5 *s empfohlen.

Die Überhöhung kann bei NP-Fachwerkstrukturen einfach durch ein Anheben des Untergurtes (Verkürzung der Füllstäbe) erfolgen, was zu einer geringfügig kleineren Systemhöhe führt.
Bei schlanken Konstruktionen und geringen Nutzhöhen kann es deshalb auch erforderlich werden, das gesamte Tragwerk überhöht auszuführen (Ober- und Untergurte entsprechend einer Überhöhungsfigur).

2.5.6 Schwingungsnachweis

Der Schwingungsnachweis ist im EC5 in Abschnitt 7.3.3 aus /1/ geregelt. Der dort vorgestellte Nachweis gilt streng genommen nur für Holzbalkendecken innerhalb der angegebenen Grenzen.

EC 5 formuliert die Frequenzbedingung mit
erf. f ≥ 8 Hz.

Eine einfache Berechnung der Eigenfrequenz findet sich in /79/ zu

$$f_1 = \frac{\varpi_1}{2 \cdot \pi} = \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \qquad (2.5\text{-}6)$$

mit den Einheiten *[EI =Nm²; m=kg/m; L= m]* - siehe dazu auch Kreuzinger / Mohr in /79/.

Bei vorhandener Querverteilung kann diese wie folgt berücksichtigt werden (aus Ö-Norm /7/).

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_l}{m}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{L}{b}\right)^4 \cdot \frac{EI_b}{EI_l}} \qquad (2.5\text{-}7)$$

Dabei ist EI_b die Steifigkeit in der Nebentragrichtung (≥ 5% von EI_l) und EI_l die Steifigkeit in Haupttragrichtung. Ergänzende Angaben zur Berechnung der Steifigkeit (Steifigkeitskriterium) finden sich in /7/.

Ist diese Frequenzbedingung eingehalten, sind weitere Forderungen, z.B. die Verformung von 1 mm in Feldmitte unter einer Einzellast von 1,0 kN (Steifigkeitskriterium) zu erfüllen. Anderenfalls sind genauere Nachweise z.B. nach Kommentar zur DIN 1052:2004 /61/ zu führen.
Bei Mehrfeldträgern ist die Durchbiegung des größten Feldes, unter Beachtung der elastischen Einspannung, zu bestimmen.

Weitere Hinweise finden sich auch in den Erläuterungen zur DIN 1052:2004 /61/, in der ÖNORM /7/ und in dem Forschungsbericht von Frau Prof. Hamm und A. Richter „ Schwingungs- und Dämpfungsverhalten von Holz- und Holz-Beton-Verbunddecken“ / 91 /.
Darin wird besonders auf die Situation eingegangen, dass das Frequenzkriterium nach EC 5 im Holzbau oft schwierig einzuhalten ist. Da der Schwingungsnachweis als Nachweis im GZG auch mit dem Nutzer abzustimmen ist, wird nachfolgendes Vorgehen empfohlen. Demnach wird für den Schwingungsnachweis von Decken in die Nutzung innerhalb bzw. zwischen verschiedenen Nutzungseinheiten unterschieden. Ergänzende Untersuchungen laufen auch zu Studiobindern.

An Decken innerhalb einer Nutzungseinheit können die Anforderungen bezüglich Eigenfrequenz, Beschleunigung und Steifigkeit reduziert werden.

Es werden dazu Hinweise auf den Bodenaufbau einschließlich der daran beteiligten Schichten und empfohlene Fußbodenaufbauten vorgestellt:

Deckentyp	innerhalb einer Nutzungseinheit	verschiedene Nutzungseinheiten
Holzbalkendecken, Trägerroste	NE oder TE+S	NE+S
Massivholzdecken (BSP, jBrettstapel)	NE oder TE+S[2)]	NE+S[1)] oder TE+S[2)]
Holz-Beton-Verbunddecken	-[3)]	-[3)]

NE=Nassestrich schwimmend TE = schwerer Trockenestrich S = schwere Schüttung
[1)] Auch mit leichter Schüttung [2)] Aus Labormessungen
[3)] keine Mindestanforderungen an den Aufbau bei Flächengewicht g > 300 kg/mm²

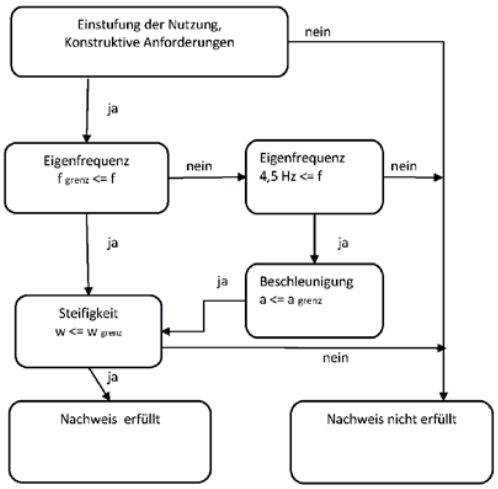
Tab. 2.5-6 Mindestanforderungen an den Deckenaufbau nach /91/

Danach wird empfohlen, bei verschiedenen Nutzungseinheiten die höheren Anforderungen nach EC 5 zu verwenden. Die Grenzwerte für diese zwei Nutzungen werden wie folgt angegeben – die Verformungsgrenzwerte w_{grenz} beziehen sich dabei auf die Reaktion aus einer Einzellast von 1 kN in Feldmitte.

	Decke innerhalb **einer** Nutzungseinheit		Decke zwischen **fremden** Nutzungseinheiten	
Grenzwert	Balken	Decke [1)]	Balken	Decke [1)]
f_{grenz}	6 Hz		8 Hz	
w_{grenz}	1,0 mm [2)]		0,5 mm [2)]	
a_{grenz}	-	0,1 m/s² [3)]	-	0,05 m/s² [3)]

[1)] Andere Nachweise bei Decken
[2)] w_{grenz} kann nach Absprache mit den Nutzern erhöht werden (z.B. um Faktor 1,5).
[3)] Der Nachweis der Schwingbeschleungigung ist nur bei sehr schweren Decken Erfolg versprechend (z.B. Holz-Beton-Verbunddecken)

Tab.2.5-7 Grenzwerte für Schwingungsnachweise /91/



Tab.2.5-8 Ablaufschema für Schwingungsnachweise nach /91/

2.6 Einwirkungen

2.6.1 Allgemein

Einwirkungen auf Dächer sind ständige Lasten, Nutzlasten, Windlasten, Schnee- und Eislasten. Angaben zu den Einwirkungen enthält die Norm DIN EN 1991 in den Teilen 1- 8 (/14/… /24/) bzw. deren zugehörigen nationalen Anhangen.

Eislasten jedoch sind im EC 1-1-3 nicht geregelt, hier kann auf die DIN 1055-5 /52/ zurückgegriffen werden. Dies gilt auch für Wind auf offene Gebäude – hier können weitere Angaben DIN 1055-4 entnommen werden.

Die Lastfälle aus Eigengewicht, Nutzlast, Wind, Schnee (Grundlastfälle) und sonstiger Lasten (Eis, Ersatzlasten usw.) sind nach den Kombinationsregeln miteinander zu kombinieren und führen zu Bemessungsschnittgrößen.

2.6.2 Eigengewicht

Als ständige Einwirkungen bezeichnet man zeitlich unveränderliche Lasten. Dazu gehören insbesondere die Eigenlasten der tragenden Bauteile von Dachhaut sowie baulich fest mit der Tragkonstruktion verbundene Dämmschichten, Bekleidungen und Installationen.
Es ist auch immer zu berücksichtigen, welche Einbauten über die gesamte Nutzungsdauer des Gebäudes verbleiben.

2.6.2.1 Dach- und Bodenaufbauten

Ansätze für normale Dach- und Fußbodenaufbauten sowie Beläge und Dachdeckungen können den Tabellen NA.A.18 ff aus DIN EN 1991-1-1/NA: 2010-12 /14 / entnommen werden. In /1/ sind auch Wichten von Baustoffen und Schüttgüter enthalten.

2.6.2.2 Photovoltaik-Anlagen

Für das Eigengewicht von Photovoltaikanlagen werden i.d.R. ca. 0,25 kN/m² bei Aufdachkonstruktionen angesetzt. Anlagen, die gleichzeitig die Dachhaut darstellen, können zu einer geringeren Auflast führen. Anlagen auf Flachdächern in aufgestellter (geneigter) Form können durch Beschwerung deutlich höhere Eigenlasten aufweisen.

Die Eigenlasten von Photovoltaikanlagen gelten als nicht unbedingt mit der Dachkonstruktion fest verbunden. z. B. können Photovoltaik-Anlagen ggf. nach 20 Jahren entfernt bzw. an anderen Dachflächen wieder aufgebaut werden. Dies hat ggf. Auswirkungen auf Lastfallkombinationen mit günstig wirkendem Eigengewicht (z.B. Lagesicherung).

2.6.2.3 Gründächer

Gründächer sind aufgrund der vielen unterschiedlichen Dachaufbauten und Art der Begrünung immer im wassergesättigten Zustand und individuell zu bewerten. Extensivbegrünungen wiegen i.d.R. ca. 0,8 – 1,8 kN/m², Leichtdachbegrünungen mindestens 0,5 kN/m².

Intensive Dachbegrünungen wiegen auch 3,0 kN/m² und noch mehr! Schneelasten und Verkehrslasten sind bei Gründächern noch zusätzlich zu beachten.

2.6.3 Verkehrs- und Nutzlasten

Nutzlasten sind zeitlich veränderliche oder bewegliche Einwirkungen, z.B. Personen, Einrichtungsgegenstände und unbelastete leichte Trennwände (i.allg. Trennwandzuschlag = 0,8 kN/m²). EC 1 /13/ enthält Nutzlasten für Hochbauten. Ergänzende Angaben finden sich im Nat. Anhang EC 1-1-1 NA /14/.

Bei Dächern nach Kategorie H (planmäßig nicht begehbar, außer für Montagezwecke) ist eine Mannlasten von 1 kN (/14/ EC 1-1-1 NA) zu berücksichtigen – jedoch nicht in einer Kombination mit Schnee.

Laufstege zu Revisionszwecken können mit einer Einzellast von 1 kN (z.B. auf Untergurt) angesetzt werden.

2.6.3.1 Spitzböden

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. Die Lastannahme nach EC 1991-1-1-NA:2010-12 /14/ beträgt hier mindestens 1,0 kN/m² bzw. eine Einzellast von 1 kN (die ungünstigste Situation ist maßgebend).

2.6.3.2 Studiobinder

Studiobinder werden im Allgemeinen bei ausgebauten Dachgeschossen verwendet, um eine Nutzung des Dachraumes bis zum Kniestock zu ermöglichen.
Für die Studiobinder gelten damit die üblichen Nutzlasten wie für Wohnräume. Eine Querverteilung der Lasten kann im Normalfall nicht angenommen werden.

Lastannahme ohne Querverteilung q_k = 2,0 kN/m².
Zur Weiterleitung der Kräfte darf die Last um 0,5 kN/m² reduziert werden.

2.6.4 Schneelasten

In der DIN EN 1991-1-3 /17/ sind die Lastannahmen für die Schneelast geregelt. Ergänzende Angaben sind in DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12 /18/ enthalten.
Die charakteristische Schneelast s_k ist in Abhängigkeit der Schneelastzonen 1, 1a, 2, 2a und 3 gegeben.

2.6.4.1 Schneelastzonen

Die Schneelasten sind von der geographischen Lage des Ortes und der Zuordnung in Schneelastzonen abhängig. Die weitere Abhängigkeit von der lokalen Temperatur und sonstigen lokalen Randbedingungen (C_E bzw. C_T) wird in Deutschland mit 1,0 angenommen.

Die Schneelastzone ist der Schneelastzonenkarte der DIN EN 1993-1-3 NA 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 nachfolgend aufgeführt.

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

$$\text{Zone 1a: } s_k = 1{,}25 * \text{Zone 1}$$

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

$$\text{Zone 2a: } s_k = 1{,}25 * \text{Zone 2} \qquad (2.6\text{-}1)$$

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

Schneezonengleichungen mit A = Geländehöhe in (m) über Meeresniveau

In der Norm werden alle symmetrisch oder unsymmetrisch, jedoch gleichmäßig verteilten 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.

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

Für die Abgrenzung, ob der Lastansatz für die norddeutsche Tiefebene maßgebend wird, kann nachfolgender Ansatz verwendet werden:

$$s_d = 2{,}3 \cdot \mu_1 \cdot s_k$$

wird nicht maßgebend, wenn: (2.6-2)

$$g_k \geq \frac{2}{3} \cdot \mu_1 \cdot s_k$$

2.6.4.2 Grundschneelast (auf dem Dach)

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

$$s_i = \mu_i \cdot s_k \qquad (2.6\text{-}3)$$

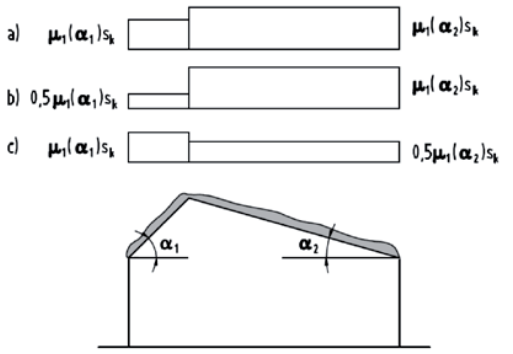
mit

μ_i = Formbeiwerte der Schneelast (i.d.R = 0,8)

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

2.6.4.3 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 μ_1 = 0,8 gewählt werden



Dachneigung α	$0° \leq \alpha \leq 30°$	$30° < \alpha \leq 60°$	$\alpha > 60°$
Formbeiwert μ_1	0,8	0,8 (60° - α)/30°	0
Formbeiwert μ_2	0,8 + 0,8 α/30°	1,6	1,6

Bild 2.6-1 Schneelasten bei Satteldächern /17/ bzw. für hintereinander gereihte Dächer

2.6.4.4 Hintereinander gereihte 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.

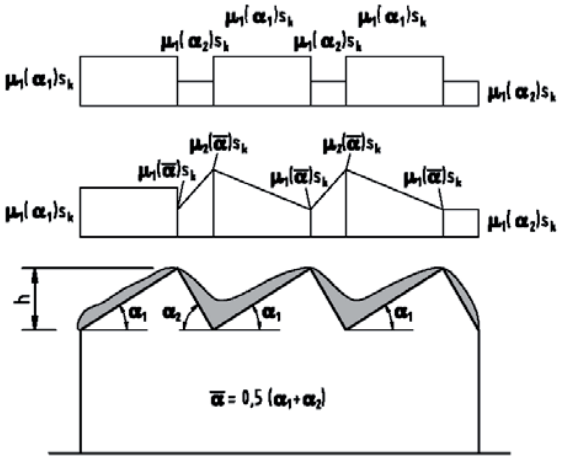


Bild 2.6-2 Hintereinander gereihte Dächer /17/

$$\max.\ \mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{s_k} + \mu_1 \leq 1{,}6 \qquad (2.6\text{-}4)$$

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). Die Formbeiwerte sind Tab. 2.6-1 zu entnehmen. In der Gleichung für max μ_2 ist γ = 2,0 kN/m³ anzunehmen.

2.6.4.5 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. Höhensprünge sind ab einer Höhe von ≥ 0,5 m zu berücksichtigen.

Bei den Formbeiwerten wird folglich zwischen einem Beiwert für den abgerutschten Schnee μ_s sowie einem Beiwert für den angewehten Schnee μ_w unterschieden.

Die Verteilungsbreite ℓ_s beider Einwirkungen wird mit 2 h bzw. mit 5,0 m ≤ ℓ_s ≤ 15,0 m gleich angenommen.
Ist die Verteilbreite länger als das tieferliegende Dach, wird der Formbeiwert am Ende des Daches abgeschnitten.

Die Schneelast am Höhensprung für das tiefer liegende Dach. reduziert sich am Ende der Verteilungsbreite auf das Maß des Formbeiwertes μ_1

Bei Anordnung von Schneefanggittern oder vergleichbaren Einrichtungen darf auf den Ansatz von μ_s verzichtet werden.

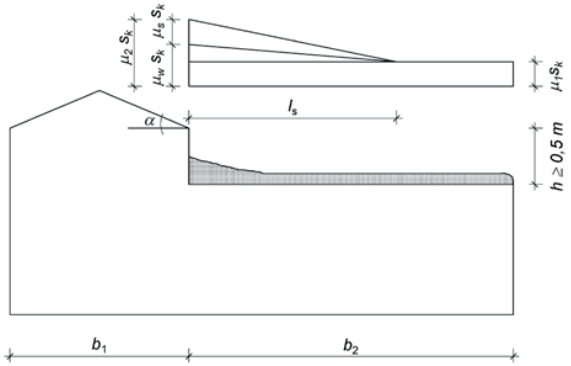


Bild 2.6-3 Schneelasten bei Höhensprüngen

Dabei gelten für die Formbeiwerte:
$\mu_1 = 0{,}8$ (unteres Dach als flach unterstellt
bzw. μ_1 nach 2.6.4.3 einsetzen, und
$\mu_2 = \mu_S + \mu_W > \mu_1$
mit
μ_S = Formbeiwert **herabrutschender Schnee** (Dachneigung α oben) mit:
für $\alpha \leq 15°$ ist μ_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.

$$\mu_s = 0{,}5 \cdot \mu_{oben} \cdot b_{oben} \cdot 2 / \ell_s$$
$$= \mu_{oben} \cdot b_{oben} / \ell_s$$

und
μ_W = Formbeiwert **herangewehter Schnee** mit:

$$\mu_w = \begin{cases} (b_1 + b_2)/(2h) \\ bzw. \\ \mu_s + \mu_w \leq \gamma_s h / s_k \end{cases} \qquad (2.6\text{-}5)$$

γ_s = *Raumgewicht Schnee mit 2,0 kN / m³*

Zusammen gilt dann:

$$0{,}8 \leq \mu_s + \mu_w \leq 4{,}0 \qquad (2.6\text{-}6)$$

Hinweise auf Sonderregelungen:
Für alpine Regionen gelten andere Grenzen für die obere Begrenzung /18/.

$$1{,}2 \leq \mu_s + \mu_w \leq \frac{6{,}45}{s_k^{0{,}9}} \qquad (2.6\text{-}7)$$

Im Falle der norddeutschen Tiefebene gilt nach /18/

$$c_{es1} \cdot \mu_s + \mu_w \leq 4{,}0 \qquad (2.6\text{-}8)$$

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

$$5\ m \leq \ell_s \leq 15\ m \qquad (2.6\text{-}9)$$

Im Lastfall ständige / vorübergehende Bemessungssituation gilt zusätzlich nach /18/ die Begrenzung:

$$0{,}8 \leq \mu_2 = \mu_s + \mu_w \leq 2{,}4 \qquad (2.6\text{-}10)$$

Bei **größeren Höhensprüngen**
mit $2{,}4 \leq \mu_w + \mu_s \leq 4$ ist die Situation als **außergewöhnlicher Lastfall** (norddt. Tiefebene) zu behandeln.

Bei **seitlich offenen und zugänglichen Vordächern**
mit $b_2 \leq 3$ m braucht nur die ständige / vorübergehende Situation mit $\mu_s + \mu_w \leq 2{,}0$ behandelt werden.

2.6.4.6 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:
$\mu_1 = 0{,}8$ (unteres Dach als flach unterstellt d.h. bis 30 ° Dachneigung)
$\mu_2 = \mu_S \cdot h / s_k$ mit
μ_S = Raumgewicht Schnee ca. 2,0 kN/m³
und $0{,}8 \leq \mu_2 \leq 2{,}0$ *(2.6-11)*

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

$$5\ m \leq \ell_s \leq 15\ m \qquad (2.6\text{-}12)$$

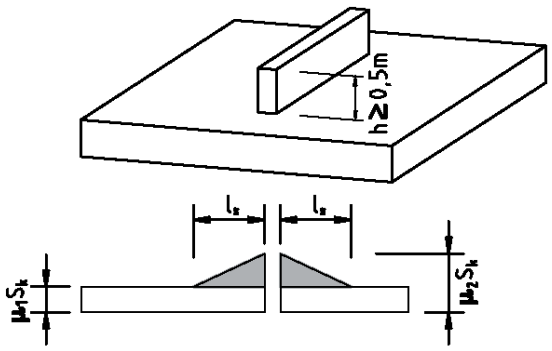


Bild 2.6-4 Schneeanwehung an Dachaufbauten

2.6.4.7 Schneeüberhang an der Traufe

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

$$S_e = k \cdot \frac{\mu_1^2 \cdot s_k^2}{\gamma} \qquad (2.6\text{-}13)$$

mit

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

Ergänzung:
Die Randlast darf mit k = 0,4 abgemindert werden. Bei vorhandenen Schneefangeinrichtungen darf für den Schneeüberhang auch k = 0 gesetzt werden. Für die Bemessung der Schneefangeinrichtung ist μ_1 = 0,8 anzusetzen.

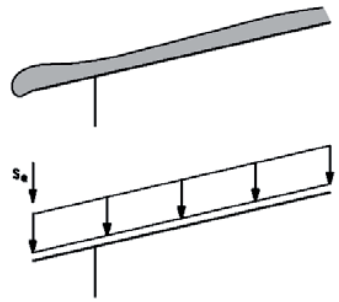


Bild 2.6-5 Schneelast am Vordach

2.6.4.8 Annahmen zum Raumgewicht von Schnee

Abgesehen von den Fällen, in denen im Rahmen der vorausgegangen Erläuterungen Angaben zum Raumgewicht von Schnee getroffen wurde, sind für besondere Untersuchungen nachfolgende Raumgewichte zu verwenden:

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

2.6.4.9 Beispiel zu Schneelastannahmen

Nachfolgend wird ein Beispiel mit Anwehung und abrutschendem Schnee am Höhensprung vorgestellt.

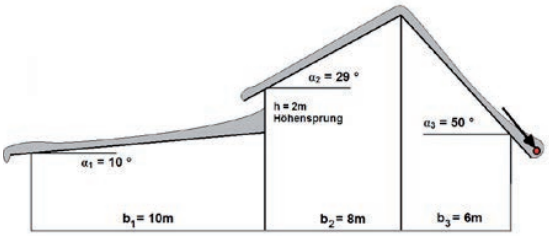


Bild 2.6-6 Beispiel zu Schneelasten, Geometrie

Geometrie:
$b_1 = 10\,m, b_2 = 8\,m, b_3 = 6\,m$
h = 2 m = 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 *(2.6-14)*

somit:
$s_1 = s_2$ = 0,8 · 1,1 = 0,88 kN/m²
s_3 = 0,27 · 1,1 = 0,30 kN/m² *(2.6-15)*

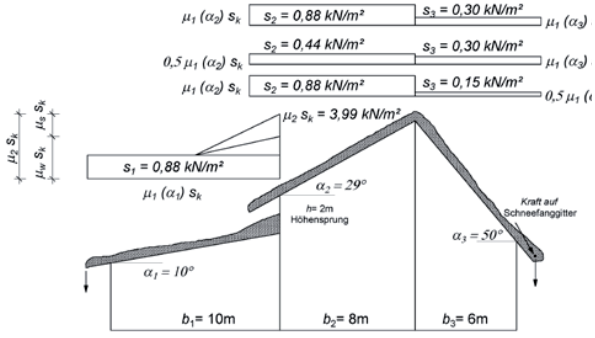


Bild 2.6-7 Schneelastordinaten

Herabrutschen:
S = 0,5 · 0,88 · 8 m = 3,5 kN
= herabrutschender Schnee mit einer Verteilbreite von
h = 2 m → ℓ_s = 2 · h = 4 → 5 m = min ℓ_s
Randordinate für dreiecksförmigen Schneekeil :

$\mu_s \cdot s_k$ = 3,5 2 / 5 = 1,4 kN/m entspricht
μ_s = 1,4 / 1,1 = 1,28 oder
direkt nur aus den Beiwerten mit
μ_s = 0,5 · 0,8 · 8,0 · 2/5 = 1,28 *(2.6-16)*

Heranwehen:

$$\mu_w = \min\begin{cases}((6+8)+10)/(2\cdot 2) = 4{,}0 \\ 2{,}0\cdot 2/1{,}1 - 1{,}28 = 2{,}35\end{cases}$$

γ_s = *Raumgewicht Schnee mit 2,0 kN / m³*

μ_2 = 1,28 + 2,35 = 3,63

μ_2 = 3,63 > 3 → außergewöhnl. Lastfall und

S_d = s · μ_W = 3,63 · 1,1 = 3,99 kN/m

(max.-Wert an der Ecke) *(2.6-17)*

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 *(2.6-18)*

Schneefanggitter (falls doch vorhanden):
S = 0,8 · 1,1 · 6 · sin 50°= 4,04 kN/m *(2.6-19)*

2.6.5 Eislasten

Eislasten sind nicht im EC1-1-3 geregelt. Ansätze können der DIN 1055-5 entnommen werden.
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 (z.B. Freispannungsleitungen) maßgebend beeinflusst.
Eine Ausnahme bilden Konstruktionen im näheren Umfeld von Seen – z.B. Bodensee, Chiemsee usw. Das gleiche gilt für die Umgebung von Wasserfällen. Hier könnten lokale Witterungseinflüsse zu extremen Eisansätzen führen.

2.6.6 Windlasten

Die DIN EN 1991-1-4 /19/,/20/ 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.

2.6.6.1 Windzonen und Kategorien

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

Der Böengeschwindigkeitsdruck ist abhängig von:
- der Windzone (1-4)
- der Gebäudehöhe
- der Geländekategorie in Abhängigkeit der Bodenrauhigkeit

Zur Lastannahme des Windstaudruckes stehen zwei Verfahren zu Auswahl:

2.6.6.2 Vereinfachtes Verfahren

Der Geschwindigkeitsdruck wird über die Höhe (h ≤ 25m) als konstant angenommen. Maßgebend ist der Geschwindigkeitsdruck an der höchsten Stelle des Gebäudes.

Windzone		Geschwindigkeitsdruck q_b in kN/m² bei einer Gebäudehöhe h in den Grenzen von		
		h ≤ 10 m	10 m < h ≤ 18 m	18 m < h ≤ 25 m
1	Binnenland	0,50	0,65	0,75
2	Binnenland	0,65	0,80	0,90
	Küste [1] und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
3	Binnenland	0,80	0,95	1,10
	Küsten [1] und Inseln der Ostsee	1,05	1,20	1,30
4	Binnenland	0,95	1,15	1,30
	Küste [1] der Nord- und Ostsee und Ostseeinseln	1,25	1,40	1,55
	Inseln der Nordsee [2]	1,40	-	-
[1] Zur Küste zählt ein 5 km breiter Streifen, der entlang der Küste verläuft und landeinwärts gerichtet ist.				
[2] Auf den Inseln der Nordsee ist der Böengeschwindigkeitsdruck für Bauwerke über 10 m Höhe nach dem Regelfall zu bemessen				

Tab. 2.6-8 Windstaudruck aus /18/ Referenzwert und vereinfachtes Verfahren

2.6.6.3 Regelverfahren

Der Böengeschwindigkeitsdruck q_p wird abhängig von der Gebäudehöhe z gestaffelt. Abhängig vom Mischprofil sind in Tab. 2.6-9 Formeln aus dem EC 1 mit NA /19/,/20/ angegeben.

Geländeprofil		q_b	Böengeschwindigkeitsdruck q_b in kN/m² bei einer Gebäudehöhe h in den Grenzen von	
1a	Im Binnenland (Mischprofil der Geländekat. II und III)	Zone 1 q_b = 0,33 kN/m² Zone 2 q_b = 0,39 kN/m²	$q_{p(z)} = 1{,}5 \cdot q_b$	für z ≤ 7 m (Mindesthöhe)
1b			$q_{p(z)} = 1{,}7 \cdot q_b \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0{,}37}$	für 7 m ≤ z ≤ 50m
1c			$q_{p(z)} = 2{,}1 \cdot q_b \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0{,}24}$	für 50 m ≤ z ≤ 300m
2a	In küstennahen Gebieten sowie auf den Inseln der Ostsee (Mischprofil der Geländekat. I und II)	Zone 3 q_b = 0,47 kN/m² Zone 4 q_b = 0,56 kN/m²	$q_{p(z)} = 1{,}8 \cdot q_b$	für z ≤ 4 m (Mindesthöhe)
2b			$q_{p(z)} = 2{,}3 \cdot q_b \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0{,}27}$	für 4 m ≤ z ≤ 50m
2c			$q_{p(z)} = 2{,}6 \cdot q_b \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0{,}19}$	für 50 m ≤ z ≤ 300m
3a	Auf den Inseln der Nordsee (Geländekat. I)	Zone 4 q_b = 0,56 kN/m²	$q_{p(z)} = 1{,}1$ *kN / m²*	für z ≤ 2 m (Mindesthöhe)
3b			$q_{p(z)} = 1{,}5 \cdot q_b \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0{,}19}$	für 2 m ≤ z ≤ 300m
q_b = Basiswindgeschwindigkeit			$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$	



Windzone	$v_{b,0}$	$q_{b,0}$
WZ 1	22,5 m/s	0,32 kN/m²
WZ 2	25,0 m/s	0,39 kN/m²
WZ 3	27,5 m/s	0,47 kN/m²
WZ 4	30,0 m/s	0,56 kN/m²

Tab.2.6-9 Windstaudruck Regelverfahren /19/ und Windzonenkarte

2.6.6.4 Geländelagen

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

$(0{,}2+H_s/1000)$ *(2.6-20)*

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

2.6.6.5 Windlast auf Wandflächen

Es wird zwischen einem Winddruck auf der Außenfläche und der Innenfläche eines Bauwerks unterschieden:

- Winddruck auf der Innenfläche:
  $W_{pi} = c_{pi} \cdot q_{(zi)}$ *(2.6-21)*
- Winddruck auf der Außenfläche:
  $W_{pe} = c_{pe} \cdot q_{(zi)}$ *(2.6-22)*

c_{pe}, c_{pi} : aerodynamischer Druckbeiwert
$q_{p,(zi)}$: Böengeschwindigkeitsdruck

Der Winddruck wirkt immer senkrecht zur Bauteiloberfläche. Normalerweise ist für Nachweise der Binder i.d.R der Wert für $c_{pe,10}$ maßgebend.
Die Werte für Lasteinzugsflächen < 1 m² bzw. < 10 m² ($c_{pe,0}$ → unmittelbar betroffene Bauteile) sind ausschließlich für die Bemessung von Sogverankerungen und müssen zur Weiterleitung nicht berücksichtigt werden. Bei Flächen von 1–10 m² sind die Werte nach EC 1 Teil 4, Abschn. 7.2.1 /13/ 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.

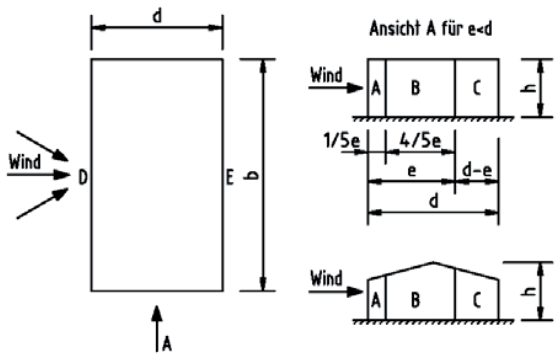


Bild 2.6-10 Wind auf Wandflächen

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 austreten Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Für Gebaude mit *h/d* < 0,1 darf der Bereich F entfallen										

Tab. 2.6-11 Wind auf Wandflächen

Es ist grundsätzlich auch die Lasteinwirkung Sog auf den Seitenwänden zu untersuchen. Die Außenwände eines rechteckigen Gebäudes werden nach Bild 2.6-11 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:

	$e \leq d$	Bereiche A, B, C
$d < e \leq 5\,d$		Bereiche A, B
	$e > 5\,d$	Bereich A

(2.6-23)

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

Für diese vertikalen Wandbereiche A bis E werden die Außendruckbeiwerte c_{pe} für die Flächengrößen A = 1 m² bzw. A = 10 m² und für verschiedene Verhältnisse h/d angegeben. Im allg. wird die Lasteinzugsfläche des betroffenen Bauteils größer als 10 m² sein, somit kann der $c_{pe,10}$ – Wert verwendet werden.

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

In der Norm werden aerodynamische Beiwerte für folgende Dachformen angegeben:

2.6.6.6 Flachdächer mit einer Neigung < 5°

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

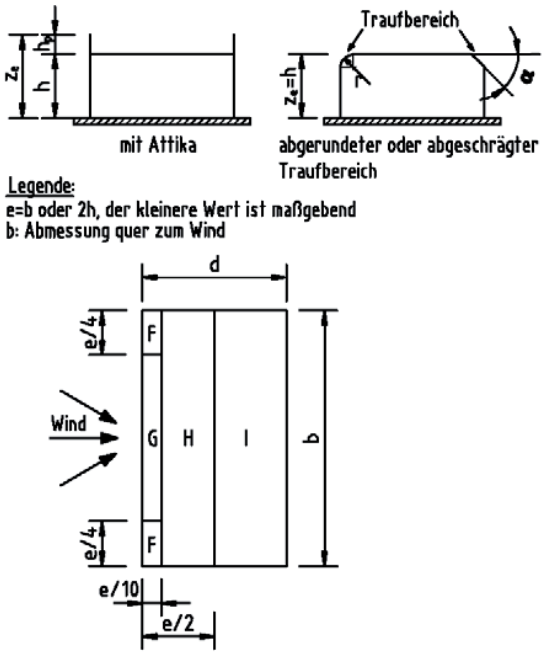


Bild 2.6-12 Winddruckbeiwerte für Flachdächer aus /6/

2.6.6.7 Pultdächer Neigung 5° bis 75°

Pultdächer von 5 – 75° sind explizit in /19/ aufgeführt

2.6.6.8 *Sattel- und Trogdächer*

Sattel- und Trogdächer mit einer Neigung von –45° bis +75° sind ebenfalls in /19/ geregelt.

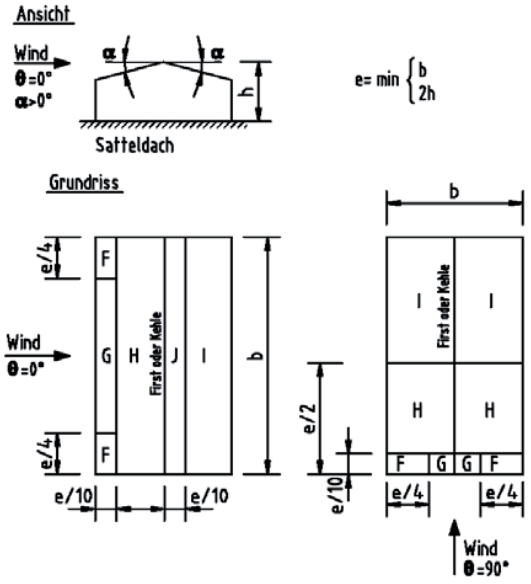


Bild 2.6-13 Winddruckbeiwerte für Satteldächer aus /6/

2.6.6.9 Walmdächer

Hier ist nach dem Wind auf die Traufe bzw. Wind auf den Giebel zu unterscheiden

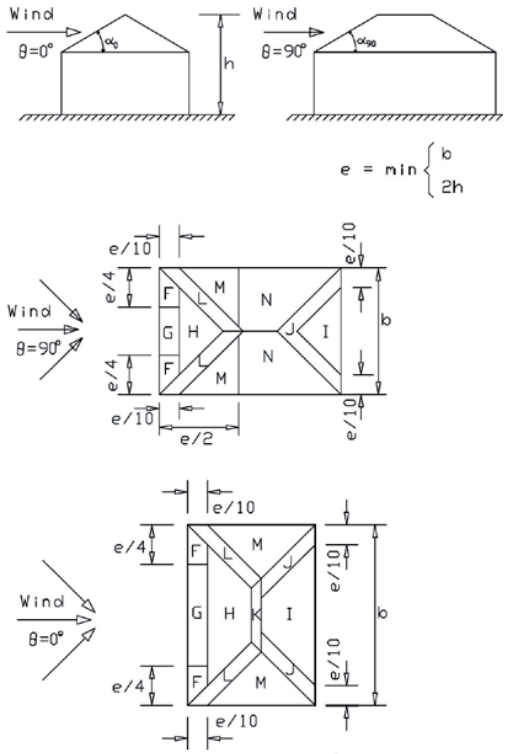


Bild 2.6-14 Winddruckbeiwerte für Walmdächer

Schließlich sind in /19/, /20/ noch geregelt:
- Reibungsbeiwerte bei windparalleler Anströmung
- Sheddächer
- Offene Dächer / Überdachungen
- Beiwerte für angeströmte Profile

2.6.6.10 Beispiel einer einseitig offenen Halle

Nachfolgend ein Beispiel für die Windlastannahmen für eine planmäßig seitlich **offene** Halle in Pultdachform, z.B. bei landwirtschaftlichen Halle oder bei wenn die Toröffnungen immer offen stehen dürfen (Feuerwehr) und der Öffnungsanteil deutlich über 30 % liegt.

Die Winddruckbeiwerte können dann in Anlehnung an DIN 1055-T4 /52/ bestimmt werden:
(Halle der Abmessung Bx L, Öffnungen auf eine der langen Seiten L).

Anmerkung
Rot dargestellte Windlasten wirken belastend,
grün dargestellte Windlasten wirken entlastend.

a) Wind auf niedere Rückseite mit Winddruck (Windsog bei flacher Dachneigung vernachlässigt) auf schräge Dachfläche, $\Phi = 0°$

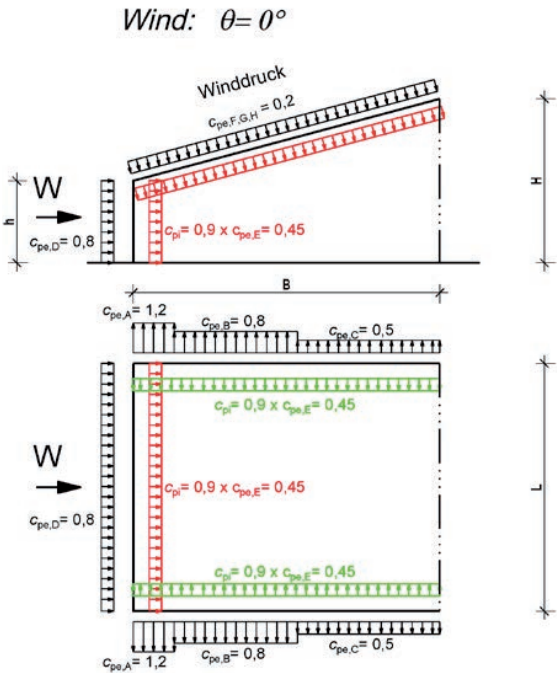


Bild 2.6-15 Windbeispiel, Wind auf Rückseite bei größerer Dachneigung (Winddruck), $\Phi = 0°$

b) Wind auf hohe, offene Hallenseite, $\Phi = 180°$

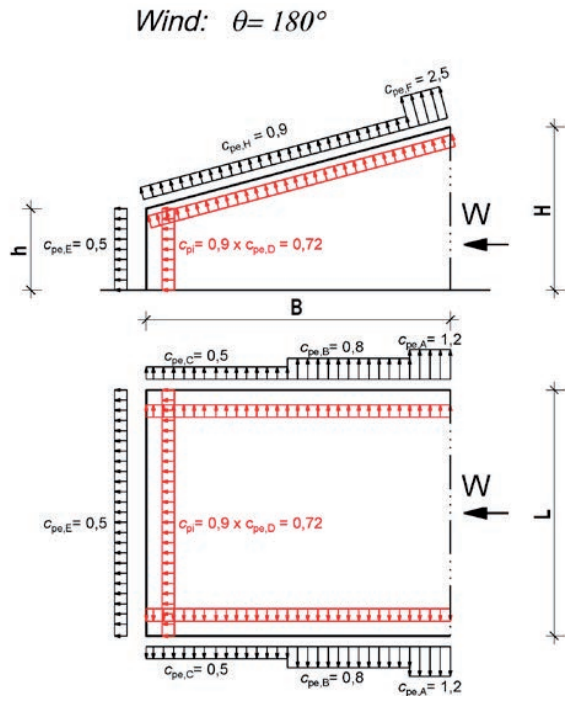


Bild 2.6-16 Windbeispiel, Wind auf offene Seite, $\Phi = 180°$

c1) Wind auf Giebelseite (kurze Halle), $\Phi = 90°$

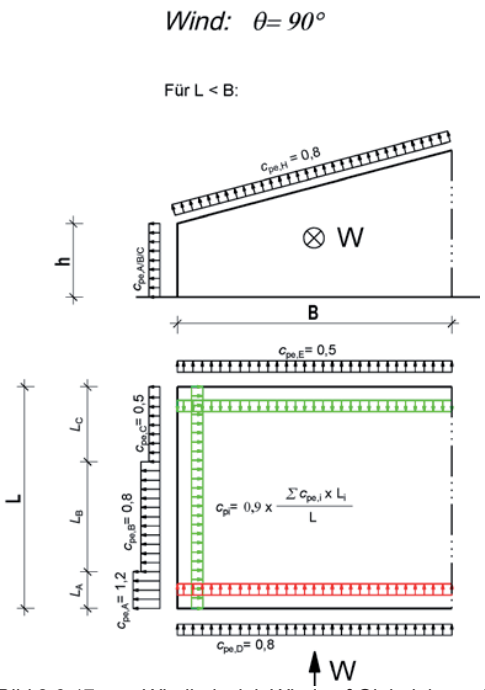


Bild 2.6-17 Windbeispiel, Wind auf Giebel, kurze Halle, $\Phi = 90°$

c2) Wind auf Giebelseite (lange Halle), $\Phi = 90°$

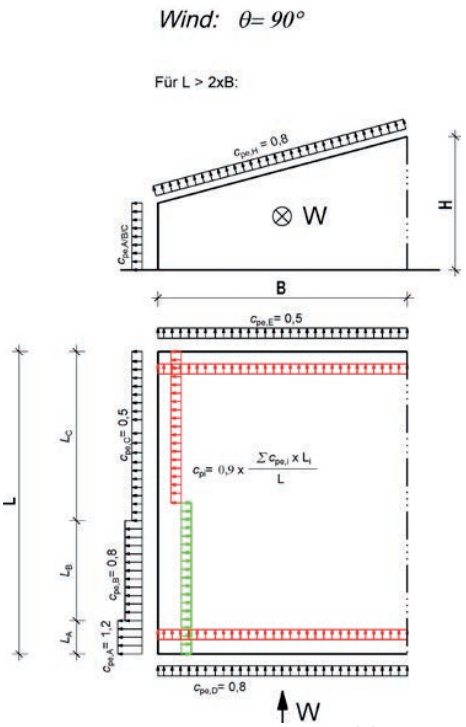


Bild 2.6-18 Windbeispiel, Wind auf Giebel, lange Halle

2.6.7 Aussteifungslasten

2.6.7.1 Allgemeines

Im Folgenden werden nur die grundlegende Lastansätze nach EC 5, Kap. 9.2.5 /1/ erläutert. Weitergehende Überlegungen an typischen Aussteifungssituationen von NP-Dachkonstruktionen finden sich auch im Kapitel 4.

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

Innere Einwirkungen
Zu den „inneren" Einwirkungen zählen Stabilisierungskräfte und deren Reaktionen. Diese entstehen an Bauteilen mit Druck- (Knicken) oder Biegebelastung (Kippen). In einem geschlossenen System sind alle „inneren" Einwirkungen im Gleichgewicht (Gleichgewichtsgruppe), es wird also keine Kraft an die Unterkonstruktion (Weiterleitung) abgegeben.

Äußere Einwirkungen
Zu den „äußeren" Einwirkungen zählen Wind, Erdbeben, Anprall sowie Schiefstellung. Reaktionen aus „äußeren" Einwirkungen werden in die Unterkonstruktion und Fundierung weitergeleitet.

Falls kein genauerer Nachweis geführt wird, dürfen die „inneren" Einwirkungen zu Gleichstreckenlasten und zu Gleichgewicht bildenden, entgegengesetzt wirkenden Einzelkräften (Gleichgewichtsgruppen) vereinfacht werden. Ersatzlasten zur Berücksichtigung von Vorverformungen müssen immer als Gleichgewichts-gruppe aufgebracht werden.

2.6.7.2 Stabilisierungskräfte von Einzeldruckgliedern

Einzeldruckglieder (Füllstäbe, Stützen …), welche ohne Zwischenabstützung zu schlank wären, bedürfen eine ausreichend steifen Stützung im Abstand a. Die Mindeststeifigkeit C nach EC 5 in Verbindung mit EC 5 NA beträgt hierbei:

$$C = 4 \cdot \frac{N_d}{a} \qquad (2.6\text{-}24)$$

Ist die Mindeststeifigkeit gegeben, erhält die Stützung eine aussteifende Kraft F_d von

$$F_d = \frac{N_d}{80} \quad \text{für Brettschichtholz bzw.} \qquad (2.6\text{-}25)$$

$$F_d = \frac{N_d}{50} \quad \text{für Nadelholz}$$

2.6.7.3 Stabilisierungskräfte bei Fachwerken und Biegeträgern

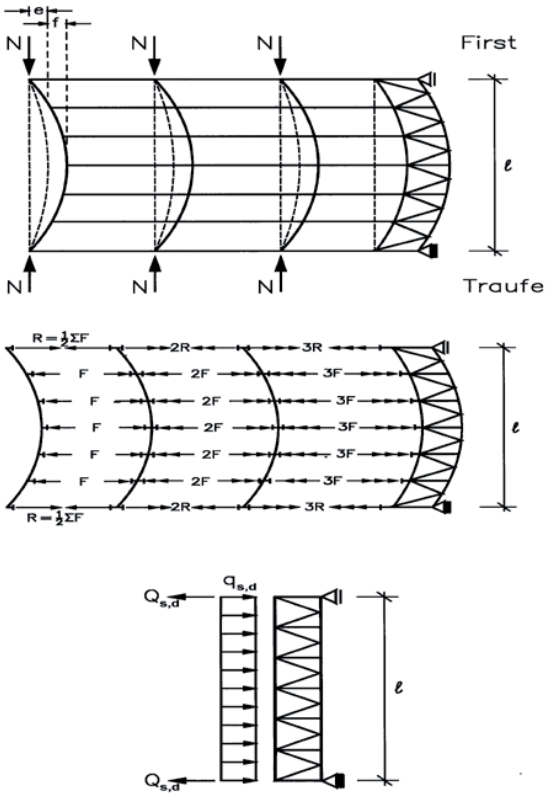


Bild 2.6-19 Aussteifungslasten und Reaktionen

Bei Biege- und Fachwerkträgern können die Stabilisierungskräfte F_d im Abstand a über die Stützweite *l* gleichmäßig verteilt werden (→ Gleichlast q_d). Grundlage ist die Annahme einer Vorkrümmung (Imperfektion) von ℓ /400 und einer maximalen Verbandsdurchbiegung unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungen von ℓ /500. Die Stabilisierungslast q_d wirkt somit als Linienlast auf den Aussteifungsträger (Verband) mit

$$q_d = k_\ell \cdot \frac{n \cdot N_d}{30 \cdot \ell} \qquad (2.6\text{-}26)$$

mit:

q_d = Ersatzlast (γ-fach) 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.

$$k_\ell = \min\left\{1 \;;\; \sqrt{15/\ell}\right\} \qquad (2.6\text{-}27)$$

$$N_d = \frac{M_d}{h} \quad \text{Ersatzgurtkraft bei Biegeträger} \qquad (2.4\text{-}28)$$

Hat der Aussteifungsverband auch äußere Lasten (Wind usw…) abzutragen, gelten die allgemeinen Regeln der Lastfallkombination.

Dabei ist für die anzusetzenden Lastkombinationen der Bemessungswert der mittleren Gurtkraft N_d für jede der Kombinationen nach 2.4.2 zu berücksichtigen. Man darf sich dabei unter Beachtung der Lasteinwirkungsdauer (→ k_{mod}) auf die Maximalwerte jeder vorkommenden Einwirkungsart beschränken.

Alternativ kann die Ersatzlast auf ein charakteristisches Niveau, aufgeteilt auf g, s, p… zurückgerechnet werden, um so als Lastfall mit den äußeren Lasten auf die Aussteifungskonstruktion (Windlasten…) kombiniert zu werden. Somit können dann die „inneren" Einwirkungen (charakteristisch) mit den charakteristischen „äußeren" Einwirkungen überlagert werden. Wurden die im Ablaufschema nach Bild 2.4-1 Schnittgrößen zunächst auf 1,0-fachem Niveau gerechnet, können diese direkt verwendet werden.

Bezüglich der Weiterverfolgung der Lasten zu den Fundamente wird empfohlen, zwischen inneren und äußeren Lasten zu unterscheiden, da die inneren Lasten aus der Aussteifung in der Aussteifungsebene verbleiben.

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

Hinweis:
Die Einhaltung der Verformung bei den Verbänden ist ein Gebot der Tragsicherheit. Es ist darauf zu achten, dass unter den oben erwähnten Lastkombinationen, also unter γ-fachen Einwirkungen die auftretende Verformung im Verband und mit Nachgiebigkeit der Verbindungen den Wert *l* /500 nicht überschreitet.

2.6.7.4 Berücksichtigung von Imperfektionen

Imperfektionen beeinflussen maßgeblich die Tragfähigkeit von stabilitätsgefährdeten Strukturen. Neben der Vorkrümmung von (Druck-) Stäben sind bei NP-Konstruktionen auch die Schrägstellung der Binder (aus dem Lot) sowie die Schrägstellung von Stützen zu beachten.
Untersuchungen zu Imperfektionen sind von Kessel, Kühl und Mertinaschk /80- 82/,/92/,/96/ vorgestellt worden.
Die Auswirkungen und zusätzlichen Lasten aus diesen Imperfektionen und auf die üblichen aussteifenden Elemente von NP-Konstruktionen werden nochmals ausführlich in Kap. 4 vorgestellt.

2.6.8 Erdbebenlasten

2.6.8.1 Allgemeines

Damit Gebäude den dynamischen Beanspruchungen während eines Erdbebens widerstehen können, wird das Tragwerk für eine horizontal wirkende statische Ersatzlast nachgewiesen. Diese kann nach EN1998-1 /24/ oder DIN 4149 /54/ ermittelt werden.

In Abhängigkeit der vorhandenen Masse (Eigengewicht + Anteile aus s und p), der Erdbebengefährdung (Erdbebenzonen, Untergrundklassen) und der Steifigkeit des Gebäudes kann somit eine Ersatzlast bestimmt werden, die für jede Geschossebene (oder Dachebene) in beliebiger Richtung und unter Variation des Lastangriffspunktes aufzubringen ist. Zusätzliche Regelungen der Bundesländer sind zu beachten.

Für den Ansatz der Erdbebenlast sind für die Ersatzmasse alle ständigen Lasten und die Hälfte der charakteristischen Schneelast zu berücksichtigen.
Eine gleichzeitige Wirkung von Wind und Erdbeben wird ausgeschlossen.
Beim Nachweis von Erdbebensituationen sind die Materialsicherheitsfaktoren für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen zu verwenden.

Exemplarisch ist nachfolgend die Erdbebenzonenkarte zu finden. Danach findet eine Einstufung in die Erdbebenzone 0 – 3 statt. Zusätzlich muss die Untergrundqualität berücksichtigt werden. Soweit diese nicht bekannt ist, sollte ein Baugrundgutachter zu Rate gezogen werden.



Bild 2.6-20 Erdbebenkarte

Die Nachweisformate im Lastfall Erdbeben sind als außergewöhnliche Einwirkung zu führen.

$$E_{d,AE} = \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus \gamma_1 \cdot A_{Ed} \oplus \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \qquad (2.4.24)$$

Hierbei ist γ_1 (0,8 … 1,4) der Bedeutungsbeiwert für das Bauwerk unter den maßgebenden Einwirkungen aus Erdbeben (siehe auch Tab. 2.6-22).

A_{Ed} = einwirkende Erdbebenlast auf Grundlage der bewegten Massen (Eigengewicht, Anteil Schnee…)

Je nach Schwingzeit (Antwort des Gebäudes) folgt damit ein Faktor zur Berechnung der statischen Ersatzlast Se. Wenn die Schwingzeit nicht bekannt ist, wird oftmals der Maximalwert (Plateauwert) nach Bild 2.6-21 verwendet.

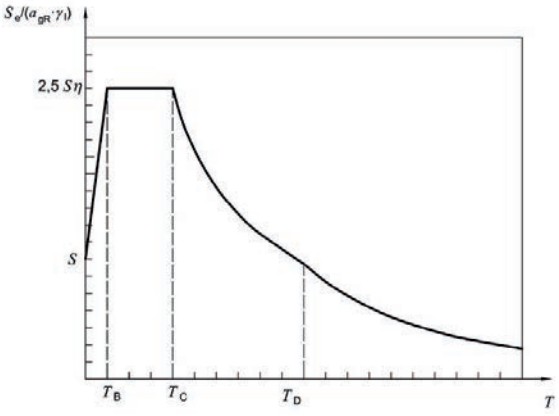


Bild 2.6-21 Elastisches Antwortspektrum DIN 4149

Es muss jedoch dabei bedacht werden, dass für den Lastfall Erdbeben die Teilsicherheitsfaktoren = 1,0 sind und auch ein anderes k_{mod} (k_{mod} = 1,1 siehe Tab. 2.4-5) gilt. Somit können nur die tatsächlich resultierenden Bemessungslasten (Ersatz-Erdbebenlast S_e) unter Berücksichtigung der genannten Faktoren miteinander verglichen werden.

2.6.8.2 Duktilitätsklassen

Für die Einordnung in die Duktilitätsklasse (plastisches Arbeitsvermögen der Konstruktion) ist üblicherweise das ganze Gebäude zu betrachten. Auf eine ausreichende und duktile Verankerung der Aussteifungskräfte in die Unterkonstruktion ist hierbei besonders zu achten. Bezüglich dem Dissipationsvermögen wird im Holzbau in drei Duktilitätsklassen unterschieden. Diese Einteilung hat Auswirkung auf den Verhaltensbeiwert q

- Duktilitätsklasse 1 → q = 1,5
  Tragwerke ohne großes plastisches Arbeitsvermögen → sollte im elastischen Zustand verbleiben → sprödes Verhalten der Verbindungsmittel (Dies erfüllt jeder Holzbau).
  z.B. Dreigelenkbögen, Keilgezinkte biegesteife Ecken, starr eingespannte Stützen.

- Duktilitätsklasse 2 → q = 2,5
  Tragwerke welche an wenigen, jedoch wirksamen Stellen ein duktiles Verhalten aufweisen.
  z.B. Zwei-und Dreigelenkrahmen mit Dübelverbindungen, Holztafelbauten mit einzelnen stiftförmigen Verbindungsmitteln

- Duktilitätsklasse 3 → q = 4,0
  Tragewerke mit vielen, dissipativen Bereichen und Anschlüssen.
  z.B. Rahmen und Stützen-Riegelverbindungen aus stiftförmigen Verbindungsmitteln, Skelettbauten mit mechanischen Verbindungsmitteln, Holztafeln, die nur mit stift-förmigen Verbindungsmitteln verbunden sind.

Nagelplatten mit 20 mm Nägeln können in Duktilitätsklasse 2 eingestuft werden.

Für die Zuordnung in die Duktilitätsklasse 2 und 3 sind zusätzliche Regeln zur konstruktiven Durchbildung zu beachten. Dies gilt auch für die Mindestdicke von aussteifenden Platten und Scheiben

Beim Nachweis von Erdbebensituationen sind die Materialsicherheitsfaktoren für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen (γ_M = 1,3) zu verwenden.

2.6.8.3 Lastvergleich Wind-Erdbeben

Für Dachkonstruktionen ist es sinnvoll, einen Vergleich der Einwirkung aus Erdbeben mit der Einwirkung aus Wind zu machen. Ist die Beanspruchung aus Wind höher, als die Beanspruchung im Erdbebenlastfall, kann die Bemessung auf die Erdbebenlast entfallen.

Vergleich der Kombination für die vorübergehende Situation mit Wind als Leiteinwirkung und der Erdbebenkombination:

	Wind	Erdbeben
Sicherheitsfaktor der ständigen Lasten	γ_G = 1,35	γ_G = 1,0
Leiteinwirkung Wind / Erdbeben	γ_G = 1,50	γ_1 = …[1)]
Begleiteinwirkung Schnee	$\gamma_G \cdot \varphi_0$ = 0,75	φ_2 = 0,5
Begleiteinwirkung Nutzlast	$\gamma_G \cdot \varphi_0$ = 1,05	φ_2 = 0,4
[1)] Landwirtschaftliche Gebäude		γ_1 = 0,8
Wohngebäude		γ_1 = 1,0
Schulen, Verwaltungsgebäude		γ_1 = 1,2
Krankenhäuser, Feuerwehr		γ_1 = 1,4

Tab.2.6-22 Teilsicherheitsbeiwerte im Vergleich

Eine Abschätzung, ob Erdbeben gegenüber der Windlast nicht maßgebend wird, kann mit folgender Gleichung vorgenommen werden:

$$A_{E,d} \leq \frac{1,5}{\gamma_1} E_{W,k}$$

Auch wenn die obige Formel nicht erfüllt ist, kann es sein, dass Erdbeben nicht maßgebend wird. Dazu sind die Einwirkungskombinationen näher zu untersuchen.

Vereinfachend kann aber auch die Windeinwirkung vergrößert werden, um die obige Bedingung doch noch zu erfüllen.

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

Alternativ ist auch eine Ausbildung mit stehenden Windböcken unter First und ggf. Zwischenebenen in Verbindung mit einem liegenden UG-Verband möglich.

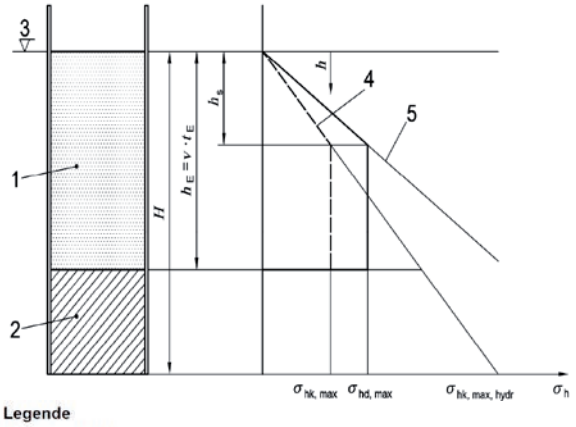
2.6.9 Schalungsbinder und deren Einwirkung

2.6.9.1 Allgemeines

Nagelplattenkonstruktionen für Schalungsbinder sind normalerweise nur für eine kurze Nutzungsdauer ausgelegt und erfahren deshalb bezüglich der Dauerhaftigkeit, und trotz der Nutzungsklasse III, keine besonderen Anforderungen an den Korrosionsschutz. Im Rahmen der neuen Musterbauordnung ist es künftig denkbar, eine Zuordnung als „Gesamtbauteil“ vorzunehmen, woraus sich geringer Anforderungen ergeben.

2.6.9.2 Einwirkungen für Schalungen

Gültig sind die Lastannahmen für lotrechte Schalungen nach DIN 18218 /30/ unter Frischbetondruck. Lotrechte Schalungen werden neben Arbeitsbetrieb vor allem durch den Frischbetondruck σ_h belastet.



Legende
1 Frischbeton
2 erstarrter Beton (Festbeton)
3 Betonspiegel
4 hydrostatischer Frischbetondruck
5 γ_F-facher hydrostatischer Frischbetondruck

Bild 2.6-23 Frischbetondruck über die Schalungshöhe aus /30/

Das oben dargestellte Bild gilt für nachfolgende Randbedingungen:

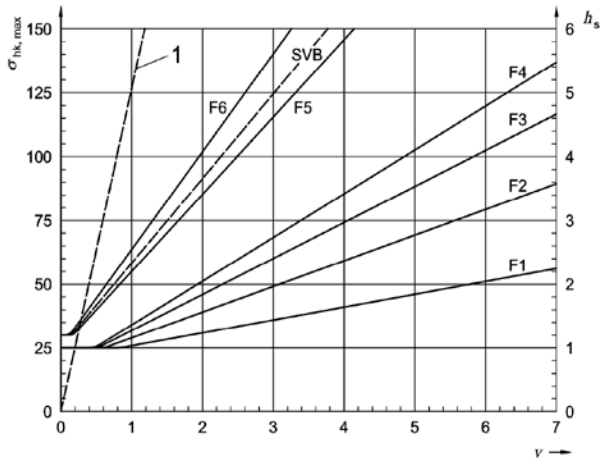
- Die Frischbetonrohwichte γ_c beträgt 25 kN/m³
- Das tatsächliche Erstarrungsende des Frischbetons überschreitet nicht t_E
- Frischbeton der Konsistenzklassen F1-F6 werden mit Innenrüttlern verdichtet
- Die Schalung ist dicht (beschichtetes FSH)
- Die mittlere Steiggeschwindigkeit für die Klassen F1-F4 beträgt maximal 7,0 m/h
- Der Beton wird entgegen der Steigrichtung eingebracht.

In Abhängigkeit dieser Randbedingungen lässt sich der Frischbetondruck aus nachfolgender Tabelle berechnen

1	Konsistenzklasse	Maximaler horizontaler Frischbetondruck bei Einbau gegen die Steigrichtung (von oben) $\sigma_{h,k\text{-}max}$ in kN/m²
2	F1	$(5 \cdot v + 21) \cdot K1 \geq 25$
3	F2	$(10 \cdot v + 19) \cdot K1 \geq 25$
4	F3	$(14 \cdot v + 18) \cdot K1 \geq 25$
5	F4	$(17 \cdot v + 17) \cdot K1 \geq 25$
6	F5	$25 + 30 \cdot v \cdot K1 \geq 30$
7	F6	$25 + 38 \cdot v \cdot K1 \geq 30$
8	SVB	$25 + 33 \cdot v \cdot K1 \geq 30$
dabei ist	v die Steiggeschwindigkeit (Betoniergeschw.) in m/h	
	K1 der Faktor zur Berücksichtigung des Erstarrungsverhaltens	

Tab. 2.6-24 Charakteristische Werte des max. horizontalen Frischbetondruck aus /30/

Der Frischbetondruck kann unter diesen Randbedingungen auch aus dem nachfolgendem Diagramm abgelesen werden.



Legende
1 hydrostatisch bis t_E

t_E = 5 h
γ_c = 25 kN/m³
Höchstwert des Frischbetondrucks $\sigma_{hk,max}$ in kN/m²
Steiggeschwindigkeit v in m/h
hydrostatische Druckhöhe h_s in m

Bild 2.6.25 Charakteristische Werte des max. horizontalen Frischbetondruck aus /30/

An weiteren Einflüssen für den Frischbetondruck müssen nach DIN EN 18218 die Rütteltiefe, die Frischbetontemperatur und die Frischbetonrohwichte sowie der Außentemperatur berücksichtigt werden. Die hydrostatische Druckhöhe h_s ist dabei abhängig von der Betonkonsistenz und der Steiggeschwindigkeit v_b.

2.6.9.3 Die Rütteltiefe

Wird bei Verwendung von Innenrüttlern mit Rütteltiefen $h_v > h_s$ gearbeitet, so ist bis zur Tiefe h_v mit dem hydrostatischen Druck zu rechnen, das heißt, der maximale Frischbetondruck ergibt sich dann zu

$$\sigma_{hk,max} = \gamma_c \cdot h_v \quad [F1..F4] \quad bzw. = \gamma_c \cdot v \cdot t_E \quad [F5,F6]$$

Das Gleiche gilt für Außenrüttler, die auf einen Bereich $h_v > h_s$ wirken.

2.6.9.4 Frischbetontemperatur

Übersteigt die Frischbetontemperatur beim Einbau des Betones $T_{C, Einbau}$ die Referenztemperatur $T_{C, Ref}$, so darf der Frischbetondruck $\sigma_{hk, max}$ für je 1 K Temperaturdifferenz um 3 % , höchstens jedoch um 30 % vermindert werden, sofern durch Randbedingungen die Beibehaltung der höheren Frischbetontemperatur bis zum Erstarrungsende gegeben ist.

Ist die Frischbetontemperatur beim Einbau $T_{C, Einbau}$ niedriger als die Referenztemperatur $T_{C, Ref}$, so muss $\sigma_{hk, max}$ bei den Konsistenzklassen F1 – F4 für je 1 K um 3 % und bei den Konsistenzklassen F5, F6 und SVB um 5 % vergrößert werden. Weitere Randbedingungen sind dazu DIN 18218 zu entnehmen.

2.6.9.5 Frischbetonrohwichte

Weicht die Frischbetonrohwichte γ_c von 25 kN/m³ ab, so ist der ermittelte Frischbetondruck $\sigma_{hk, max}$ mit dem Faktor $K_2 = \gamma_c / 25 \quad \left[\gamma_c \text{ in } kN/m^3\right]$ zu multiplizieren. Die hydrostatische Druckhöhe h_s verändert sich durch eine Änderung der Frischbetonrohwichte nicht!

Die Wirkungen von Betonzusatzmitteln und –zusatzstoffen werden bei der Festlegung der Berechnungsannahmen zur Konsistenzklasse und der Erstarrungszeit berücksichtigt.

2.6.9.6 Lastfallkombination

Die Lastfallkombinationen sind nach DIN EN 12812 vorzunehmen.

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 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.

3 Bemessung eines ebenen Binders

3.1 Allgemeines

NP - Binder sind produktionsbedingt immer ebene Stabwerke. Für die Ermittlung der Längs- und Querkräfte sowie der Biegemomente ist die Längs- und die Biegesteifigkeit der stabförmigen Elemente und die Verbindungsmittelsteifigkeiten in den Knoten zu berücksichtigen.

Im Bauwerk sind NP - Binder dann allerdings Bestandteil einer räumlichen Tragstruktur und können aus der räumlichen Lastabtragung und Stabilisierung noch zusätzliche Beanspruchungen erhalten (Dazu mehr in Kapitel 4).

3.2 Statisches System und Steifigkeiten

3.2.1 Begriffe

Unter dem Begriff Stabwerk werden tragende Bauteile zusammengefasst, bei denen **stabförmige Elemente** in **Knoten** verbunden werden.
Zum Beispiel: (siehe Bilder dazu in Abschnitt 3.7)

- Fachwerke,
  die vollständig aus Dreiecken aufgebaut sind;
- Fachwerke,
  die nicht vollständig aus Dreiecken aufgebaut sind;
- Studiobinder;
- Zwei- und Dreigelenksrahmen;
- Verdübelte Balken;
- Wandelemente;

Weiterhin sind Kombinationen verschiedener Materialien und Verbindungsmittel in einem Stabwerk möglich. z.B. mit Rundstahl unterspannte Binder und Rahmen, Montageverbindungen mit anderen Holzverbindungsmitteln.

Gurte erhalten durch äußere Beanspruchung oder durch Krafteinleitung in **Zwischenknoten** Biegemomente, Längs- und Querkräfte.

Füllstäbe weisen keine Zwischenknoten und keine äußere Beanspruchung auf, Biegemomente bei Füllstäben entstehen nur durch Verbindungen und Exzentrizitäten

Keile und **Beihölzer** können an Knoten zur Ausfütterung angeordnet werden, sie können ggf. Druck über Kontaktdruck übertragen.

Indirekte Verbindungsmittel sind z.B. Nagelplatten, Lochbleche und Holzwerkstoffplatten auf Knoten

Direkte Verbindungsmittel sind z.B. Nägel, Ringdübel, Stabdübel… wenn die Kraftübertragung von einem Holz über das Verbindungsmittel direkt auf das nächste Holz erfolgt.

Das **statische System** wird gebildet aus **Stäben** und **Knoten** - um Verwechslungen zu vermeiden im Folgenden **Systemstäbe** und **Systemknoten** genannt. Systemstäbe haben genau einen Anfangs- und einen Endsystemknoten an denen die Freiheitsgrade definiert sind.

Sowohl für die Längs- als auch die Querverschiebung und für die Rotation sind die Freiheitsgrade „frei“; „Feder“; und „starr“ üblicherweise möglich und definierbar.

Die **Auflager** werden an Knoten definiert und weisen ebenfalls Freiheitsgrade auf.

Als **Systemlinie** wird eine Folge von Systemstäben (bzw. mindestens 1 Systemstab) bezeichnet, die ein stabförmiges Bauteil mit den entsprechenden Steifigkeiten modelliert. Systemstäbe der gleichen Systemlinie sind untereinander komplett starr verbunden.

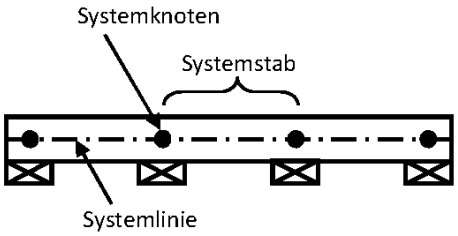


Bild 3.2-1 Bezeichnungen statisches System

Fiktive Stäbe sind Systemstäbe, die der Modellierung von Exzentrizitäten dienen. An fiktiven Stäben wird kein Spannungsnachweis geführt. Zu den fiktiven Stäben gehören auch **Verbindungselemente**, die die Anschlusspunkte einer Nagelplatte untereinander verbinden und **Kontaktelemente**, die die Kraftübertragung über Kontaktdruck zwischen den Holzbauteilen abbilden.

Anschlusspunkte sind Systemknoten in den Schwerpunkten der effektiven Anschlussflächen der Nagelplatten.

3.2.2 Systemfindung

Generell gilt nach /1/ Abs. 5.4:

- Die Systemlinien der Füllstäbe müssen innerhalb deren Ansichtsfläche, alle anderen in der Stabachse (Schwerpunkt des jeweiligen Stabquerschnitts) verlaufen.
- Falls die Stabachse nicht mit der Systemlinie übereinstimmt, muss der Einfluss der Exzentrizität berücksichtigt werden.
- Steifigkeiten und Ausmittigkeiten in den Verbindungen sind zu berücksichtigen.
- Stoßverbindungen müssen im System dann nicht berücksichtigt werden, wenn Platte und Anschlussfläche verformungsarm (nach 5.4.2 (9) bzw. analog zu Dach- und Deckenscheiben /3/ NCI zu 9.2.3.2 NA.11) insgesamt nur zu 2/3 ausgenutzt sind.

3.2.2.1 Fachwerksystem

Für Fachwerke, die vollständig aus Dreiecken aufgebaut sind (und die Lasten als Kräfte in den gelenkigen Knoten angesetzt werden) dürfen nach /1/ 5.4.3 die Normalkräfte mit der Ritter-Schnitt-Methode und die Momente an Durchlaufträgern (mit Streckenlasten) ermittelt werden.

Wegen den starken Einschränkungen der möglichen Anwendungen wird diese Methode heute nur noch wenig angewendet.

3.2.2.2 Einfaches System

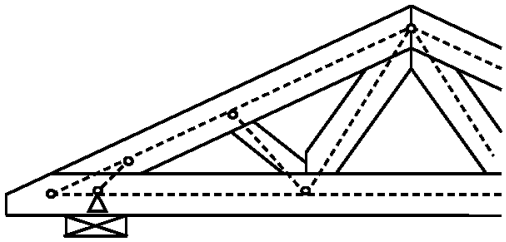


Bild 3.2-2 Einfaches System

Bei einfachen Systemen nach /1/ 5.4.2 werden die Verbindungsstellen mit einem einzigen Systemknoten modelliert.

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.
- Fiktive Stäbe dürfen bei offensichtlichem Kraftverlauf angeordnet werden.

Hinweis: Bei dieser Methode ist der Aufwand für die Berücksichtigung der Exzentrizitäten relativ groß.

3.2.2.3 Genaueres System

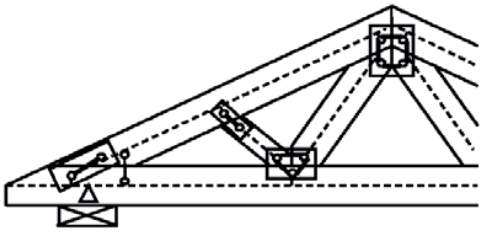


Bild 3.2-3 Genaueres System

Das genauere System wird von den meisten der spezialisierten Nagelplattenprogramme automatisch generiert. Diese Methode wird in /20/ 8.8.1 beschrieben

Neben der besseren Erfassung des Tragverhaltens weist diese Methode den Vorteil auf, dass die Exzentrizitäten bereits im System berücksichtigt sind und deshalb die ermittelten Schnittgrößen direkt für die Nachweise verwendet werden können.

Hierbei werden:
- in den Schwerachsen jedes Gurtes und jedes Füllstabs Systemlinien erzeugt,
- die Schwerpunkte der Anschlussflächen der Nagelplatten (Anschlusspunkte) ermittelt,
- von den Anschlusspunkten ausgehend rechtwinklig zur jeweiligen Systemlinie fiktive Stäbe angeordnet,
- die Anschlusspunkte einer Nagelplatte untereinander verbunden (Bild 3.2-4),
- Kontaktdruckelemente (Koppeldruckstäbe senkrecht zur Fuge) definiert,
- Auflagerknoten in der Mitte der jeweiligen Auflager bestimmt und mittels fiktiver Stäbe mit der Systemlinie des zugehörigen Bauteils verbunden.

Kontaktdruckelemente können nur Druck übertragen. Deshalb ist jede Lastkombination einzeln zu untersuchen und falls Zug auftritt, das Element zu entfernen.
Alternativ kann der Einfluss von Kontaktdruck bei der Bemessung der Nagelplatte (Anschlussfläche, Plattennachweis) berücksichtigt werden. Der Einfluss von Kontaktelementen kann sich lokal (im Umfeld der Nagelplatte) durchaus auf die Schnittgrößen auswirken.

Die Verbindungsmittelsteifigkeit wird mittels Längs-, Quer- und Drehfedern in den Anschlusspunkten berücksichtigt. Für die Verbindungen der Anschlusspunkte sind folgende Varianten üblich:

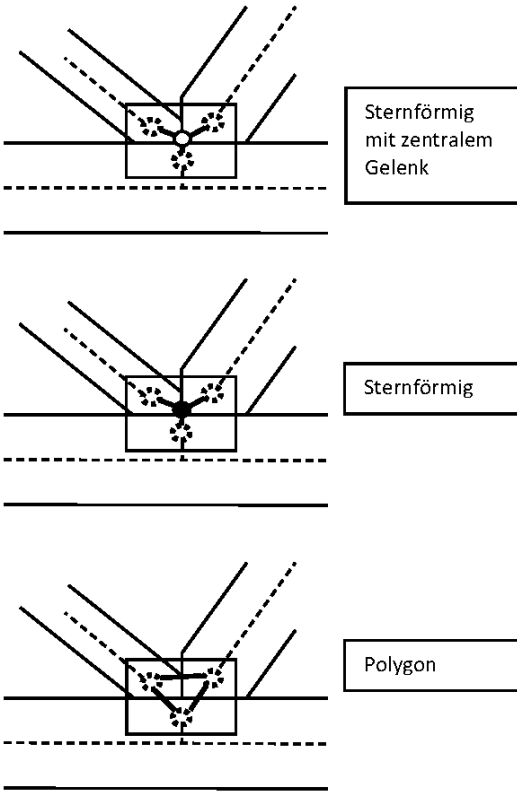


Bild 3.2-4 mögliche Diskretisierungen im Knoten

Hinweis:
Diese Diskretisierung im Knoten stellt ein genaueres Modell dar gegenüber der einfachen Annahme eines gelenkigen Fachwerkknotens.
Durch die Konzentration der Lastübertragung auf Anschlusspunkte und Elementstäbe können in dieser Feinstruktur auch Schnittgrößen entstehen, die für die Bemessung der beteiligten Holzstäbe keine direkte Bedeutung haben.
Bei diesen Systemannahmen entstehen lokal hohe Spitzen im Schnittkraftverlauf. In Realität werden die Kräfte aber nicht punktuell, sondern flächig eingeleitet. Über die Möglichkeiten, die Holznachweise zu führen, wird auf die nachfolgenden Kapitel verwiesen.

3.2.2.4 Knotenbeispiele zum genaueren System

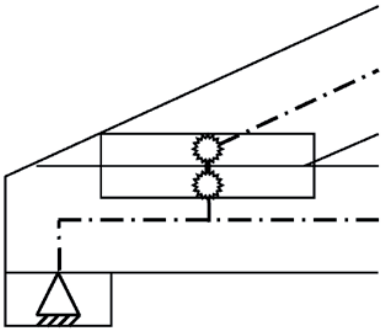


Bild 3.2-5 Traufpunkt mit durchlaufendem Untergurt

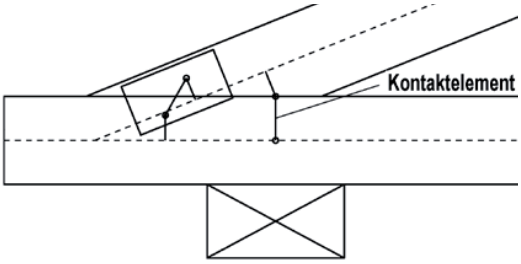


Bild 3.2-6 Traufpunkt mit durchlaufendem Untergurt und zurückgesetztem Auflager

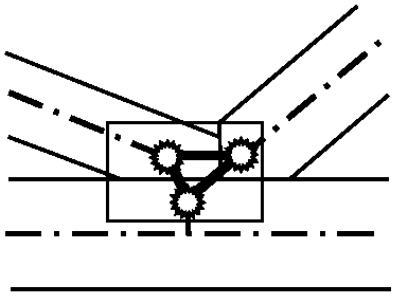


Bild 3.2-7 Zwei Füllstäbe am durchlaufenden Stab

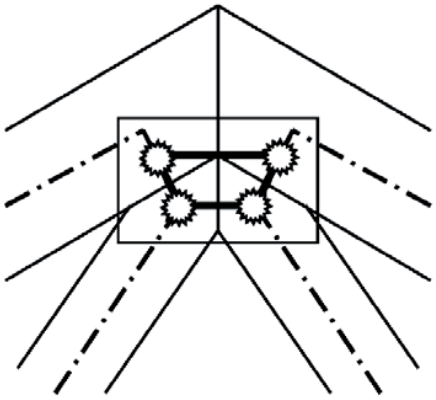


Bild 3.2-8 First mit zwei Füllstäben

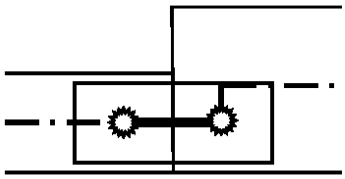


Bild 3.2-9 Stoß mit Querschnittswechsel

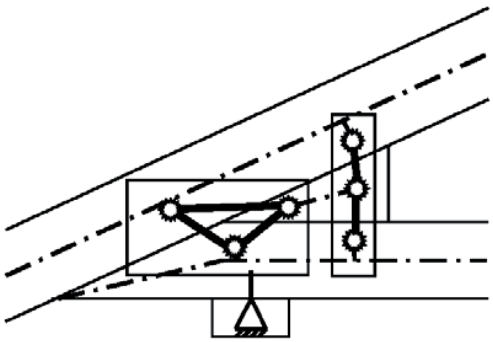


Bild 3.2-10 Traufpunkt mit durchlaufendem Obergurt, Auflagerrücksprung, Keil und zwei Platten

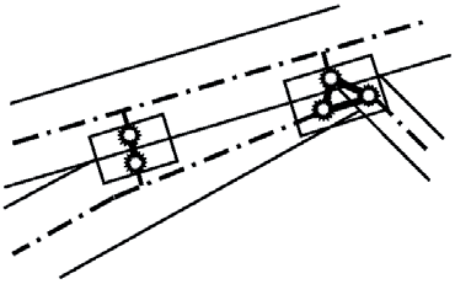


Bild 3.2-11 Durchlaufender Obergurt, Auflagerstrebe, Füllstab und zwei Platten

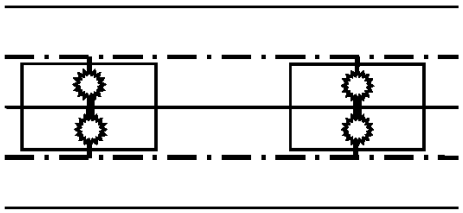


Bild 3.2-12a Verdübelter Balken, Schubplatten

3.2.3 Steifigkeit normaler Stäbe

Die Steifigkeiten der Stäbe sind anzunehmen mit:

- *Dehnsteifigkeit* $E_{0,d} * A$
- *Biegesteifigkeit* $E_{0,d} * I$ (3.2-1)
- *Schubsteifigkeit* $G_{0,d} * A$

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit gelten die Moduln $E_{0,mean}$ und $G_{0,mean}$.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit sind diese Steifigkeiten wie folgt abzumindern:

$$E_{0,d} = \frac{E_{0,mean}}{\gamma_{M;}}; \quad G_{0,d} = \frac{G_{0,mean}}{\gamma_M} \qquad (3.2\text{-}2)$$

3.2.4 Dreh- und Verschiebefedern

Die über die Plattenanschlussfläche verteilten Nägel der Nagelplatte bilden in der Summe einen nachgiebigen Anschluss, der sowohl in die Plattenhauptrichtungen als jeweils eine Verschiebefeder (K_x, K_y) als auch in eine Drehfedersteifigkeit (K_φ)um den Drehpunkt S zerlegt werden kann.

Die Federsteifigkeiten des Anschlusses (2 Platten) für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis berechnen sich somit zu:

$$\begin{aligned} K_X &= K_{ser} \cdot 2 \cdot A_{eff} \\ K_Y &= K_{ser} \cdot 2 \cdot A_{eff} \\ K_\varphi &= K_{ser} \cdot 2 \cdot I_p \end{aligned} \qquad (3.2\text{-}3)$$

Für den Nachweis der Tragfähigkeit sind diese nach /2/ wie folgt abzumindern:

$$K_u = \frac{K_{u,mean}}{\gamma_M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} \qquad (3.2\text{-}4)$$

Bei zu großen Unterschieden in den Steifigkeiten und/oder sehr weichen Federsteifigkeiten kann es numerisch zu Problemen mit der Lösung kommen (System ist zu weich). In diesem Fall sind die Steifigkeiten bzw. die Anschlussfläche zu vergrößern.

Die Steifigkeit pro Flächeneinheit (K_{ser}) ist dabei von der Form und Anordnung der einzelnen Nägel abhängig und ist der Zulassung der Platte zu entnehmen.

3.2.5 Steifigkeit fiktiver Stäbe

Zur Berücksichtigung der Ausmittigkeit der Plattendrehpunkte (S = Schwerpunkt) bezogen zu der Stabachse der anzuschließenden Stäbe dürfen nach /1/ fiktive Stäbe eingeführt werden. Angaben zur Struktur von fiktiven Stäben sind in Kap. 3.2 ff enthalten. Soweit keine genaueren Angaben vorliegen sind diese fiktiven Stäbe mit Steifigkeiten mindestens in der Größe der angrenzenden Stäbe zu belegen.

Die Steifigkeit von Kontaktelementen kann aus einem Ersatzstab mit der Höhe der Kontaktfläche (und Binderbreite b) und einem E-Modul mit α = Winkel zwischen Kontaktelement und Faserrichtung bestimmt werden – vereinfacht kann auch E_{90} verwendet werden.

$$E_\alpha = \frac{E_0 \cdot E_{90}}{E_0 \cdot \sin^2 \alpha + E_{90} \cdot \cos^2 \alpha} \qquad (3.2\text{-}5)$$

3.2.6 Bestimmung von Anschlussflächen A_{ef} und elastischem (W_{el}) bzw. plastisches polares Widerstandsmoment W_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)
W_{el}	= elastisches Widerstandsmoment $= I_p / r_{max}$
W_{pl}	= plastisches Widerstandsmoment

3.2.6.1 Elastische Verdrehung

Es wird davon ausgegangen, dass die Anschlussflächen bei NP-Konstruktionen mit den Eckknoten 1 bis i immer eine polygonal durch Plattenkante oder Holzkante begrenzte Fläche umschreiben.

Bezüglich ein beliebiges Koordinatensystem lassen sich für diese mit n-Kanten polygonal begrenzte Fläche die Querschnittswerte (Fläche A, Schwerpunktslage e_z, e_y, Trägheitsmomente I_y und I_z sowie die Hauptachsen I_1 und I_2) völlig allgemein und exakt beschreiben, indem die Kanten mit den Eckpunkten i = 1 → n gegen den Uhrzeigersinn umfahren werden. Jeder Eckpunkt der Fläche erhält eindeutige Koordinaten y_i, z_i. Somit spannt jede Kante i → i+1 zusammen mit der jeweiligen Koordinatenachse eine Trapezfläche auf. Diese Trapezfläche kann grundsätzlich immer in einen Rechteck- und einen Dreiecksanteil unterteilt werden, deren Flächen A_i, Schwerpunktslagen e_{zi}, e_{yi} sowie die Trägheitsmomente I_{yi}, und I_{zi} eindeutig bestimmbar sind. Somit ergeben sich bei der vollständigen Umfahrung Anteile zu den Flächen- und Trägheitsmomenten. In der Summation über alle diese Teilflächen folgen die exakte Fläche A und die exakten Trägheitsmomente I_z und I_y der umschriebenen Fläche. Auf diese Weise lassen sich

im Weiteren auch die Drehung der Hauptachse und die Hauptachsenträgheitsmomente I_1 und I_2 bestimmen.

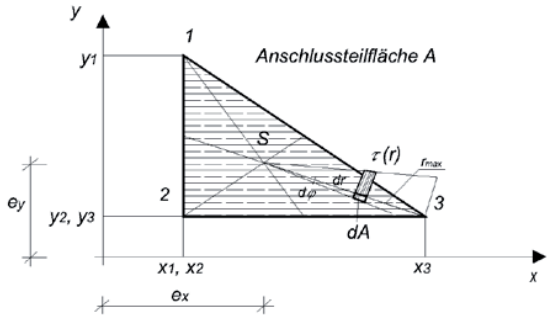


Bild 3.2-12b Anschlussteilfläche

$$A_{ef} = \int dA = \sum_{i=1}^{n} A_{i-Rechteck} + A_{i-Dreieck}$$

$$e_y = \frac{S_z}{A} = \frac{\int y_i \cdot dA}{\int dA} = \frac{\sum_{i=1}^{n} y_i \cdot A_{i,(Rechteck,\,Dreieck)}}{\sum_{i=1}^{n} A_{ii,(Rechteck,\,Dreieck)}};$$

$$e_z = \frac{S_y}{A} = \frac{\int z_i \cdot dA}{\int dA} = \frac{\sum_{i=1}^{n} z_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i};$$

$$I_p = \int r^2 \cdot dA = \int y_i^2 \cdot dA + \int z_i^2 \cdot dA \qquad (3.2\text{-}6)$$
$$= I_y + I_z \quad = I_1 + I_2$$

$$\tau_{M,d} = M_{A,d} \cdot \frac{r_{max}}{I_P} \quad \text{bzw.}$$

$$M_{el,d} = \tau_{el,d} \cdot \frac{I_P}{r_{max}} = \tau_{el,d} \cdot W_{el}$$

Das elastische Moment M_{el} entspricht dabei der Aufsummierung der Teilmomente (Integral) einer Teilfläche dA mit dem Hebelarm r und der Spannung τ in Abhängigkeit des Radius r um den Schwerpunkt. Die Spannung nimmt mit zunehmendem Abstand nach außen zu und erreicht an den Eckpunkten (r_{max}) die größte Spannung.

3.2.6.2 Plastische Verdrehung

Bei der Erweiterung auf die plastische Bemessung wird vorausgesetzt, dass die Nagelplatten eine ausreichende Duktilität (Rotation δ) besitzen, damit bei einer noch weitergehenden Verdrehung auch die weiter innen liegenden Teilflächen eine Grenz (-Fließ)-Spannung erreichen, ohne dass am Rand die Nägel schon wieder aus dem Holz herausgezogen werden.

Die Berechnung des plastisch übertragbaren Momentes berechnet sich dann zu

$$M_{pl} = \tau_{pl} \cdot \int_{Aef} r \cdot dA = \tau_{pl} \cdot \int_{Aef} r \cdot d\phi \cdot r \cdot dr$$

bzw. (3.2-7)

$$M_{pl} = \tau_{pl} \cdot W_{pl} \quad \text{mit} \quad W_{pl} = \int_{Aef} r \cdot dA$$

Bei der Bestimmung des plastischen Widerstandsmomentes wird folglich nur noch über dem veränderlichen Radius r aller Teilflächen dA integriert.

Geometrische Deutung:
Wird der Radius r der Polygonkanten anschaulich über der Anschlussfläche nach oben geklappt und rotiert um den Schwerpunkt der Anschlussfläche, entsteht der Körper einer Kegelspitze, wobei die Spitze genau im Schwerpunkt der Anschlussfläche aufgestellt ist und die Seitenflächen unter 45° verlaufen.
Somit verschneidet dieser Kegelspitz mit den Außenkante der Anschlussfläche und das plastische Widerstandsmoment kann anschaulich somit als das Volumen unter diesem Kegelspitz gedeutet werden.

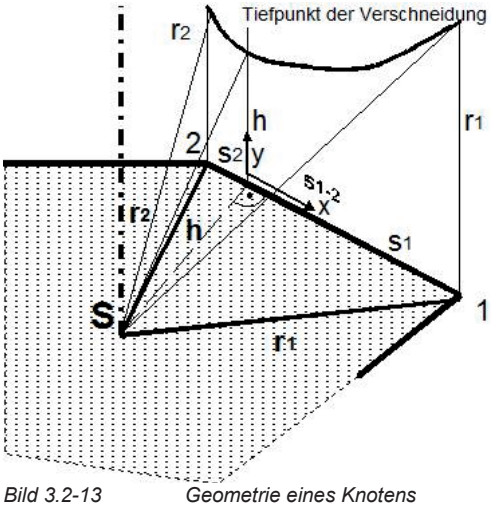


Bild 3.2-13 Geometrie eines Knotens

Der Teilkörper an einer Polygonkante kann jedoch als Pyramide mit der Verschneidungsfläche als Grundfläche betrachtet werden. Das Volumen bestimmt sich damit aus 1/3 * Grundfläche * Höhe der Pyramide.

Somit lässt sich das plastische Widerstandsmoment nach /74/ exakt bestimmen zu

$$\nabla W_{pl} = \frac{1}{6} h \left[s_2 r_2 + h^2 \ln\left(s_2 + r_2\right) - s_1 r_1 - h^2 \ln\left(s_1 + r_1\right) \right]$$

und damit über alle Kanten

$$W_{pl} = \sum_{n-Kanten} \frac{1}{6} h \left[s_{i+1} r_{i+1} + h^2 \ln\left(s_{i+1} + r_{i+1}\right) - s_i r_i - h^2 \ln\left(s_i + r_i\right) \right] \qquad (3.2\text{-}8)$$

3.2.6.3 Näherung nach EC 5

In EC5 wird zur Bestimmung von W_{pl} alternativ eine Näherung nach Noren /54, 55/ vorgeschlagen:

$$W_{pl} = \int_{A_{eff}} r \, dA$$

Näherung: (3.2-9)

$$W_{pl} = \frac{A_{eff} \cdot d}{4} \quad \text{mit} \quad d = \sqrt{\left(\frac{A_{eff}}{h_{ef}}\right)^2 + h_{ef}^{\,2}}$$

Ein Vergleich dieser Ergebnisse / 74/ zeigt jedoch, dass für alle üblichen NP-Anschlussflächen das Verhältnis von W_{pl} / W_{el} immer größer ist als 1,5!

Vereinfacht kann das plastische Widerstandsmoment somit bestimmt werden zu:

$$W_{pl} = 1{,}5 * W_{p,el} = 1{,}5 * I_p / r_{max} \qquad (3.2\text{-}10)$$

3.2.6.4 Beispiel zur Berechnung W_{el}, W_{pl}

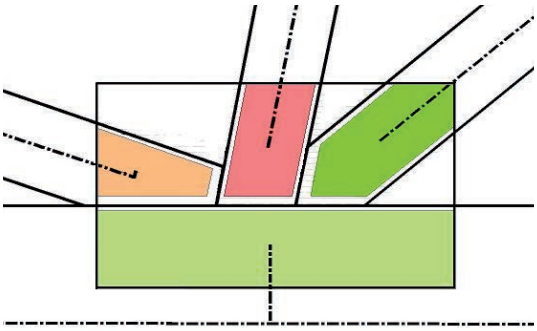


Bild 3.2-14 Geometrie eines Knotens

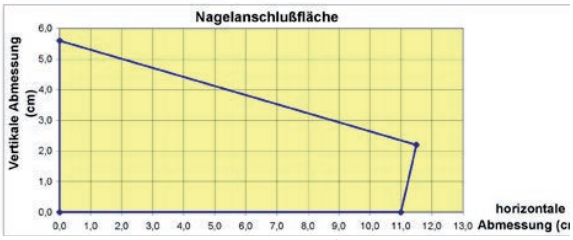


Bild 3.2-15 Nagel-Anschlussfläche 1

Lage Schwerpunkt und Fläche:

$e_y = 4{,}83\text{cm}$; $e_z = 2{,}09\text{cm}$; $A = 44{,}3\text{cm}^2$

Hauptträgheitsmomente

$I_1 = 65{,}8\ \text{cm}^4$; $I_2 = 450{,}8\ \text{cm}^4$ *(3.2-11)*

$I_P = 516{,}6\ \text{cm}^4$

max. Spannung in der Ecke

$r_{max} = 6{,}67\text{cm}$

$$W_{el} = \frac{I_p}{r_{max}} = \frac{516{,}6}{6{,}67} = 77{,}50\text{cm}^3$$

$$W_{pl} = 1{,}5 \cdot W_{el} = 1{,}5 \cdot \frac{I_p}{r_{max}} = 116{,}2\text{cm}^3$$

Somit lassen sich für den Anschluss auch die Federsteifigkeiten berechnen zu (Beispiel-Platte) K_{ser} = 3,50 N/mm je mm² = 3500 N/cm³;

für GZT mit γ_M:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_{ser}}{\gamma_m} = \frac{2}{3} \cdot 3500 \frac{1}{1{,}3} = 1795 N/cm^3 \qquad (3.2\text{-}12)$$

$$K_x = 1795 \cdot 2 \cdot 44{,}3 = 159 \cdot 10^3\, N/cm = 159\ kN/cm = K_y$$

$$K_\varphi = 1795 \cdot 2 \cdot 516{,}6 = 1851 \cdot 10^3\, Ncm = 1851\ kNcm$$

3.3 Bemessung von Stäben

3.3.1 Allgemeines

Das Nachweisformat ist allgemein nach EC 0 mit:

$$E_d \le R_d$$

Bezogen auf einen Spannungsnachweis folgt damit:

$$\sigma_d \le f_d$$

mit *(3.3-1)*

σ_d infolge γ-fachen Einwirkungen

$f_d = \frac{k_{mod} \cdot f_k}{\gamma_m}$ =Bemessungsfestigkeit

Beim Nachweis der Grenzzustände der Tragfähigkeit unterscheidet man nach allgemeinen Querschnittsnachweisen, Nachweisen unter einer Spannungskombination sowie Bauteilnachweisen.

Allgemeine Querschnittsnachweise behandeln den Nachweis nur einer Beanspruchung (Spannung) an einem Querschnitt mit den dort herschenden Schnittgrößen.
Spannungsinteraktionen werden erforderlich, wenn eine Kombination von mehreren Beanspruchungen gleichzeitig vorliegt, wie z.B. Schub und Torsion oder Schub und Querzug.
Bauteilnachweise sind vor allem die Stabilitätsnachweise, denn hier werden die Nachweise an einem Bauteil (Druckstab, Biegestab) unter Annahme bestimmter Randbedingungen geführt.

Bei Stabilitätsnachweisen (Bauteilnachweise) sind beim Ansatz von Knick- und Kipplängen die Hinweise und Empfehlungen des BVPI zu beachten (Technische Mitteilung der Prüfingenieure TM-06-017)
Danach sollte entgegen EC5 bei Fachwerken, die vollständig aus Dreiecken aufgebaut sind, für das Knicken in Binderebene die Knicklänge gedrückter Gurte der Feldlänge entsprechen.
Bei Binderkonstruktionen, die nicht vollständig aus Dreiecken aufgebaut sind (Studiobinder, Rahmenstrukturen), ist als Knicklänge der Abstand der Momentennullpunkte zu verwenden, wenn dieser größer ist als die Feldlänge. Im Einzelfall kann auch der Abstand der Wendepunkte maßgebend sein.

3.3.2 Bestimmung der Bemessungsfestigkeiten

Angenommen wird ein Binder in NKL 2, maßgebend ist der Lastfall g + s bzw. mit einem k_{mod} Faktor von 0,9 (unter 1000m ü.N.N.).
Als Holz kommt NH in der Güte C24 zum Einsatz.
Die charakteristischen Festigkeiten des Baustoffes, hier Nadelholz, ergeben sich aus DIN EN 338 /33/ bzw. DIN 1052 als Produktnorm /4/ sowie aus DIN EN 14081 (NH) /16/.

→ Bemessungswerte des Widerstands nach /1/ für das in Kap. 5 aufgeführte Beispiel mit NH aus C24 in der LF-Kombination g+ s in NKL I. Somit folgt der k_{mod} = 0,9 und die Bemessungsfestigkeiten zu:

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

$$f_{t,0,d} = \frac{0{,}9 \cdot 14}{1{,}3} = 9{,}69\ N/mm^2 \quad \text{Zug } \parallel \text{ Faser} \qquad (3.3\text{-}2)$$

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

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

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

3.3.3 Nachweis Zug

(z.B. Mittelpfosten in Beispiel Kap. 5)

Nachweisformat:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \le 1 \qquad (3.3\text{-}3)$$

Mittelpfosten C24, 6/10 cm, N_d = 20,2 kN

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{\frac{N_d}{A}}{f_{t,0,d}} = \frac{\frac{20{,}2\ kN}{6 \cdot 10\ cm^2}}{9{,}69\ N/mm^2} = \frac{0{,}34}{0{,}969} = 0{,}35 \le 1 \qquad (3.3\text{-}4)$$

3.3.4 Nachweis Biegung + Zug (Doppelbiegung)

Nachweisformat:
(z.B. Untergurt mit Lasten aus Unterdecke)

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

und

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1 \qquad (3.3\text{-}5)$$

Im Beispiel Kap. 5:
Untergurt im zweiten Feld C24, 6/16 cm,
N_d = 45,8 kN; $M_{y,d}$ = 0,99 kNm, Biegung $M_{z,d}$ =0

$$\frac{\frac{N_d}{A}}{f_{t,0,d}} + \frac{\frac{M_{y,d}}{W_y}}{f_{m,y,d}} = \frac{\frac{45{,}8\ kN}{6 \cdot 16\ cm^2}}{9{,}69\ N/mm^2} + \frac{\frac{99 \cdot 6\ kNcm}{6 \cdot 16^2 cm^3}}{16{,}6\ N/mm^2}$$

$$= \frac{0{,}477}{0{,}969} + \frac{0{,}386}{1{,}66} = 0{,}48 + 0{,}23 = 0{,}71 \le 1 \qquad (3.3\text{-}6)$$

Hinweis 1:
Die lastverteilende Wirkung einzelner Biegetraglieder kann auch durch die Berücksichtigung des Systemfaktors k_{sys} in die Bemessung einfließen. Der Systemfaktor k_{sys} = 1,1 nach EC5-Kap. 6.6, erhöht somit die Bemessungsfestigkeit.

Hinweis 2:
Der Nachweis kann auch für einzelne Kanten von Stäben außerhalb einer Anschlussfläche geführt werden, z.B. an der Oberkante eines auskragenden Fachwerkobergurtes, können Spannungen aus Zug + Biegezug auftreten, welche nicht gleichzeitig durch eine Nagelplatte abdeckt (und gestützt) sind.

3.3.5 Biegung + Druck (Spannungsnachweis)

Dieser Nachweis wird i.A. nur für einen Nachweis nach Theorie II. Ordnung oder aber für lokale Nachweise (mit Querschnittsschwächungen, z.B. bei Knoten) notwendig.

Nachweisformat:

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

und

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1 \qquad (3.3\text{-}7)$$

mit
k_m = 0,7 für Rechteckquerschnitt für Vollholz, Brettschichtholz und Balkenschichtholz,

Im Beispiel Kap. 5, Anschnitt Obergurt am Keil

Obergurt 6 / 16 *cm*, $A = 96\ cm^2$, $W = 256\ cm^3$
$N_d = -60\ kN$, $M_d = -1{,}61\ kNm$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{60}{96} = 0{,}625\ kN/cm^2 = -6{,}25\ N/mm^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{161}{256} = 0{,}629\ kN/cm^2 = 6{,}29\ N/mm^2 \qquad (3.3\text{-}8)$$

Nachweis Unterkante Gurt

$$\left(\frac{6{,}25}{14{,}53}\right)^2 + \frac{6{,}29}{16{,}67} + k_m \cdot \frac{0}{f_{m,z,d}}$$

$$= (0{,}43)^2 + 0{,}38 + 0 = 0{,}57 < 1$$

Der Nachweis an der Gurtoberkante ist hier nicht erforderlich, da hier die Druckspannung mit der Biegezugspannung zu überlagern wäre.

Der Nachweis ist nur an Stabkanten zu führen, die dort nicht gleichzeitig von einer Nagelplatte überdeckt sind.

3.3.6 Nachweis auf Schub aus Querkraft

Nachweisformat:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{1{,}5\frac{V_d}{k_{cr} \cdot b \cdot h}}{f_{v,d}} \le 1 \qquad (3.3\text{-}9)$$

Gemäß EC 5 kann der Schubnachweis von Biegestäben im Abstand h vom Auflagerrand geführt werden. Entsprechendes gilt für die Bereiche, die von der Platte abgedeckt werden. Im Bereich eines Auflagers können somit größere Bereiche als bemessungsfreie Zonen (in Bild 3.3-2 gelb dargestellt) definiert werden – ein Nachweis auf Schub erfolgt nur außerhalb dieser Bereiche

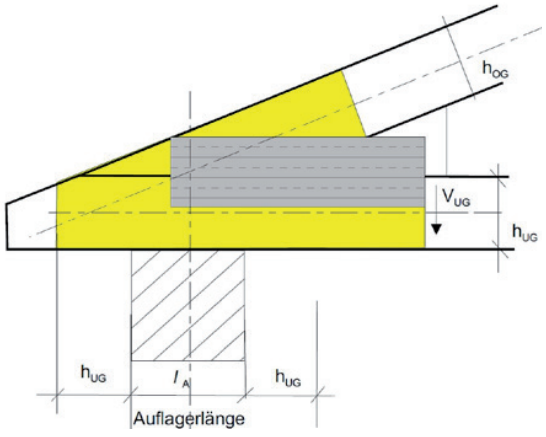


Bild 3.3-1 Auf Schub nachweisfreie Bereiche

Im Beispiel Kap. 5 verbleibt damit nur im Anschnitt des Obergurtes eine nennenswerte Querkraft. Am unteren Auflager werden große Teilbereiche durch die Nagelplatte oder durch die Auflagerbreite + beidseitig Abstand Gurthöhe abgedeckt.

Für den Obergurt kann der Querkraftnachweis deshalb am oberen Ende der Nageplatte geführt werden.

max. Querkraft im Obergurt V_d = 3,1 kN

$$k_{cr} = \frac{2,0}{4,0} = 0,50$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 4,0}{1,3} = 2,76\ N/mm^2 \qquad (3.3\text{-}10)$$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{k_{cr} \cdot A} = 1,5 \cdot \frac{3,1\ kN}{0,5 \cdot 6 \cdot 16\ cm^2}$$

$$= 0,097 kN/cm^2 = 0,97 \quad N/mm^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,97}{2,76} = 0,35 < 1$$

Auf Grundlage EC5-NA, Kap. 6.1.7 darf die maßgebende Querkraft auch an der Stelle h vom Auflagerrand bestimmt werden. Die mögliche Reduktion der maßgebenden Querkraft V_{red} ist besonders bei Binder mit hoher Schubbelastung (z.B. bei Schalungsbinder) interessant.

3.3.7 Nachweis Querdruck + Auflagerpressung

Nachweisformat:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \le 1 \quad \text{mit} \quad \sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \qquad (3.3\text{-}11)$$

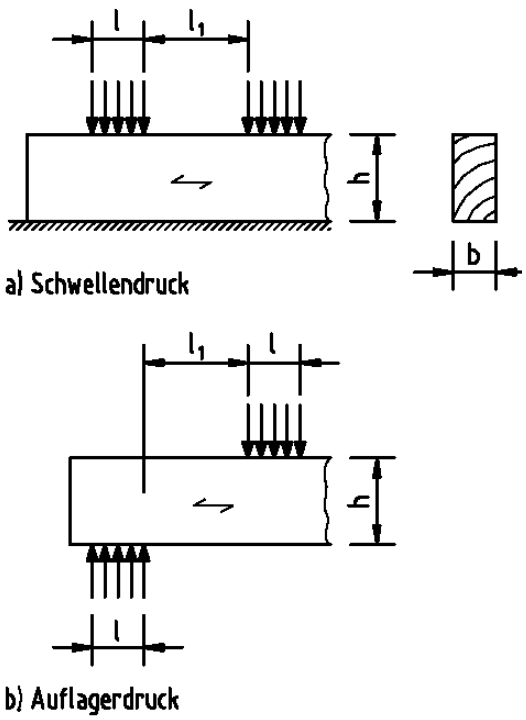


Bild 3.3-2 Druck quer zur Faser (Schwellendruck)

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 (soweit vorhanden)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, auf der sicheren Seite liegend:
  $k_{c,90}$ = 1,00

Im Beispiel von Kap. 5 folgt damit für eine Auflagerbreite von 24 cm und eine Auflagerkraft A_d = 28,7 kN

$$A_{ef} = 6 \cdot (3+24+3) = 6 \cdot 30 = 180\ cm^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{28,7\ kN}{180\ cm^2} = 0,159\ kN/cm^2 = 1,59\ N/mm^2 \qquad (3.3\text{-}12)$$

$$\Rightarrow k_{c,90} = 1,5 \text{ bei NH}$$

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

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{1,59}{1,5 \cdot 1,73} = 0,61 < 1$$

3.3.8 Stabilitätsnachweis auf Knicken nach dem Ersatzstabverfahren

Nachweisformat:
(z.B. Füllstab mit vernachlässigbarem Moment)

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

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda^2_{rel,c}}} \quad \text{Knickbeiwert} \qquad (3.3\text{-}13)$$

mit

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

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

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

Zur Bestimmung der Knicklänge sind unter 3.3.1 und mit Verweis auf die Technische Mitteilung der Prüfingenieure (TM-06-017) Hinweise zur Ermittlung der Knicklänge aufgeführt.

Im Beispiel Kap. 5:
Dritter Füllstab, C24, 6/10 cm, N_d = - 13 kN
Stablänge zwischen den Kanten = $l_{ef,y}$ =3,32 m

$N_{d\Rightarrow} = -13\ kN$
$A = 6 \cdot 10 = 60\ cm^2$;
Knicken um schwache Achse (z-z)
$l_{ef,z1}$= 1,05 · 3,32 = 3,88 m;

$$\lambda_{z,1} = \frac{388}{(0{,}289 \cdot 6)} = 223 \quad \Rightarrow \text{zu große Schlankheit !}$$

$\Rightarrow$ Füllstäb in Stabmitte zusätzlich horizontal halten!

$$l_{ef,z2} = \frac{3{,}88}{2} = 1{,}94 \text{ m};$$

$$\lambda_{z,2} = \frac{194}{(0{,}289 \cdot 6)} = 111 \quad \Rightarrow k_{c,z} = 0{,}252$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{\frac{N_d}{A}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{\frac{13000\ N}{60 \cdot 100\ mm^2}}{0{,}252 \cdot 14{,}53\ N/mm^2} = \frac{2{,}16}{3{,}66} = 0{,}59 \le 1$$

(3.3-14)

3.3.9 Stabilitätsnachweis bei Biegung (Kippen)

Nachweisformat:
(z.B. Obergurtstab mit Druck und Biegung und fehlender seitlicher Stützung)

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \le 1 \qquad (3.3\text{-}16)$$

mit

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{für} \quad \lambda_{rel,m} \le 0{,}75 \\ 1{,}56 - 0{,}75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{für} \quad 0{,}75 \le \lambda_{rel,m} \le 1{,}4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^{\ 2} & \text{für} \quad 1{,}4 \le \lambda_{rel,m} \end{cases} \qquad (3.3\text{-}17)$$

Für Rechteckquerschnitte aus NH mit

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{\ell_{ef}}{\pi \cdot b^2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sqrt{1{,}0 \cdot E_{0,05} \cdot G_{05}}}} \qquad (3.3\text{-}18)$$

Im Beispiel Kap. 5:
Obergurt, Zweites Feld, C24, 6/16 cm,
N_d = -55,4 kN; $M_{y,d}$ = 1,22 kNm
l_0 = 2,89 m (Knotenabstand, Annahme ohne seitl. Stütz.)

Material und Querschnitt:
$A = 6 \cdot 16 = 96 cm^2; W_y = 256\ cm^3$
$l_{ef,z} = ca. 1{,}0\ m; \quad l_{ef,y} = 2{,}89\ m$
$E_{0,05} = \frac{2}{3} \cdot 11000 = 7333\ MN/m^2,$
$G_{05} = \frac{2}{3} \cdot 690 = 460\ MN/m^2$
Parameter Kippen mit Tabelle:

$$\frac{\ell_{ef} h}{b^2} = \frac{2{,}89 \cdot 0{,}16}{0{,}06^2} = 129 \Rightarrow k_{crit} = 0{,}995$$

Genaue Rechnung für Rechteckquerschnitt:

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

$$= \sqrt{\frac{129}{\pi}} \cdot \sqrt{\frac{24}{\sqrt{7333 \cdot 460}}} = 0{,}73 < 0{,}75$$

$\Rightarrow k_{crit} = 1{,}0$ *(3.3-19)*

Nachweis nur Kippen mit $M_{y,d}$= +1,22 KNm

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{122\ kNcm}{256 cm^3} = 0{,}476\ kN/cm^2 = 4{,}76 N/mm^2$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} = \frac{4{,}76}{1{,}0 \cdot 16{,}61} = 0{,}29 < 1$$

(3.3-20)

3.3.10 Stabilitätsnachweis Biegedrillknicken

Nachweisformat:
(z.B. Obergurt mit Biegung und Druckkraft)

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

und *(3.3-21)*

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

Für den häufigen Fall des Knickens um die schwache Achse (z-z) und einfache Biegung (+ Kippen) um die starke Achse (y-y) reduziert sich die obige Gleichung zu:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}}\right)^2 \le 1 \qquad (3.3\text{-}22)$$

Im Beispiel Kap. 5:
Obergurt, Zweites Feld, C24, 6/16 cm,
N_d = -55,4 kN; M_d = 1,22 kNm
l_0 = 2,89 m (Annahme)

Material und Querschnitt
Knicklänge $l_{ef,z}$ (ca. 3 x Dachlattenabstand bei Ziegel)
$A = 6 \cdot 16 = 96 cm^2; W_y = 256\ cm^3$
$l_{ef,z} = ca. 1{,}2\ m; \quad l_{ef,y} = 2{,}89\ m$

$$\lambda_y = \frac{289}{0{,}289 \cdot 16} = 62{,}5 \quad \Rightarrow k_{c,y} = 0{,}614$$

$$\lambda_z = \frac{120}{0{,}289 \cdot 6} = 69 \quad \Rightarrow k_{c,y} = 0{,}565 \qquad (3.3\text{-}23)$$

$k_{crit} = 0{,}995$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{55{,}4}{96} = 0{,}557 = 5{,}77\ N/mm^2$$

$\sigma_{m,y,d} = 4{,}76\ N/mm^2$

Nachweis Biegedrillknicken

$$y - y: \frac{5{,}77}{0{,}614 \cdot 14{,}53} + \frac{4{,}76}{1{,}0 \cdot 16{,}67} + 0 = 0{,}64 + 0{,}28 = 0{,}92 \le 1$$

$$z - z: \frac{5{,}77}{0{,}565 \cdot 14{,}53} + \left(\frac{4{,}76}{1{,}0 \cdot 16{,}67}\right)^2 + 0 = 0{,}78 \le 1$$

(3.3-24)

Der zweite Term der allgemeinen Nachweisgleichung führt trotz schlechterem k_c zu einer geringeren Auslastung, da keine Momentenbeanspruchung um die schwache Achse (M_z) vorliegt.

Falls der Nachweis nach dem Ersatzstabverfahren nicht gelingt, ist auch ein genauerer Nachweis nach Theorie II. Ordnung denkbar – siehe dazu auch Nachweisformate von Kessel /80..82/,/96/.

3.3.11 Nachweis Theorie II. Ordnung

Bei Nachweisen nach Theorie II. Ordnung sind Imperfektionen, bestehend aus Vorkrümmungen und Schrägstellungen, zu berücksichtigen.
Beim Nachweis von Einzelstäben, bzw. wenn die Stabilisierung eines Tragwerkes von einem Einzelstab (Einspannung oder ähnlich) 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 aus einer Vorkrümmung sollte angenommen werden:

$e = 0{,}0025\,\ell$
mit ℓ = Stablänge oder Abstand d. Knotenpunkte

Für die Schrägstellung φ können folgende Annahmen getroffen werden:

$$\varphi = 0{,}005 \quad \text{für} \quad h \le 5m$$
$$\varphi = 0{,}005 \cdot \sqrt{5/h} \quad \text{für} \quad h > 5m \qquad (3.3\text{-}25)$$

Anstelle einer echten, geometrischen Imperfektion können auch Ersatzlasten aufgebracht werden, welche die gleiche Reaktion (Moment oder Horizontalkraft) erzeugen, wie die zugehörige Imperfektion. In diesem Fall ist darauf zu achten, dass diese Ersatzlast als Gleichgewichtsgruppe aufgebracht wird.

Bei den Lastkombinationen ist darauf zu achten, dass jede mögliche Imperfektion wie eine Lastkombination als gesonderter Lastfall nach Th. II. zu betrachten ist. Analoges gilt für die Anwendung mit Ersatzlasten.

3.4 Bemessung von Nagelplattenverbindungen

3.4.1 Allgemeines

Das im Folgenden beschriebene 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 zu halbieren. Hiermit wird dann der Nachweis der Anschlussfläche (Nägel) und Fugen (Stahl) geführt.

Für den Nachweis in der Fuge (Platte) werden die Kräfte und Momente vom Anschlussschwerpunkt in den Fugenschwerpunkt transferiert. 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.

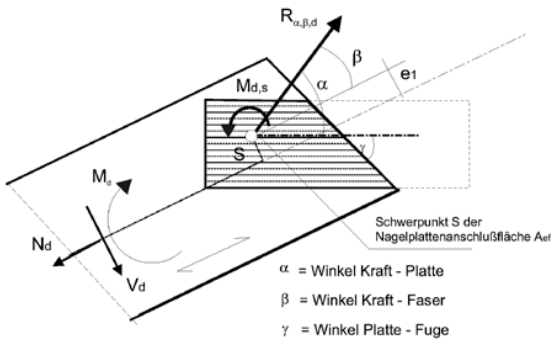


Bild 3.4-1 *Nagelplattengeometrie und Kräfte/Momente*

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 nach EC5 nicht angesetzt werden.

In den Zulassungen können diese freien Bereiche bis zu einem Mehrfachen der Nenndicke abhängigen Wert in Rechnung gestellt werden. In den neuen Zulassungen wird dieser Bereich mit 12 d geregelt.

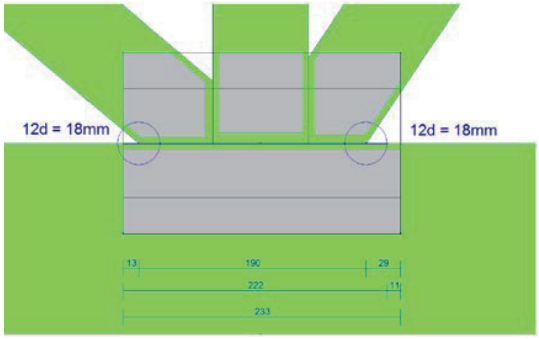


Bild 3.4-2 *Geometrie Anschlussflächen bei einer 1.5 mm dicken Platte*

In Bild 3.4-2 erkennt man das Prinzip für die freien Plattenbereiche. Das 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. Für die Anschlussfläche wird γ_M =1,3 und k_{mod} entsprechend KLED und NKL angesetzt. für den Fugennachweis gilt γ_M = 1,25 und k_{mod} =1,0 (Stahlnachweis).

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

3.4.2 Nachweis der Nagelanschlussfläche

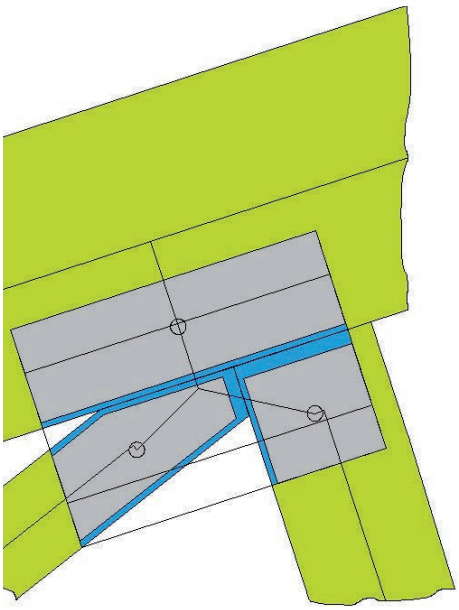


Bild 3.4-3 Geometrie Anschlussflächen

3.4.2.1 Anschlussfläche, Grundwerte

Die wirksame Anschlussfläche A_{ef} ist die gesamte Kontaktfläche zwischen Nagelplatte und Holz, reduziert um einen 5 mm breiten Streifen zu den Holzrändern und einen Streifen zu den Hirnholzflächen, der der 6-fachen Nenndicke der Nagelplatte entspricht.

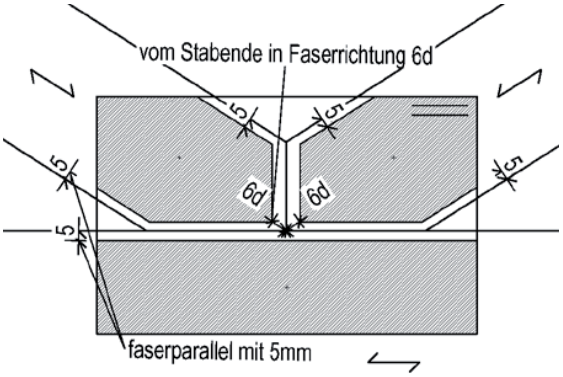


Bild 3.4-4 Festlegung der Randabstände

Aus der Geometrie folgen die Grundwerte:

A_{ef}	effektiv wirkende Anschlussfläche
e_y, e_z	Lage des Schwerpunktes
r_{max}	Abstand der entferntesten Ecke
I_p	elastisches polares Trägheitsmoment
W_{el}	elastisches polares Widerstandsmoment
W_p	plastisches polares Widerstandsmoment

3.4.2.2 Einbindetiefe

Mindestanforderungen finden sich im EC5 9.2.2 (4). Weitergehende Ansätze stehen in den bauaufsichtlichen Zulassungen. Nach diesen ist die Einbindetiefe 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. 30 mm betragen.

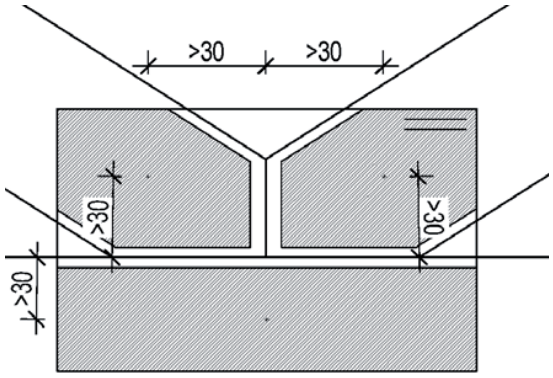


Bild 3.4-5 Geometrie Anschlussflächen

3.4.2.3 Winkelzuordnung

Die Winkelzuordnung der Kraft- und Plattenrichtungen im Vergleich zur Faserrichtung des Holzes und der Fugenrichtung zur Plattenrichtung sind in Bild 3.4-1 ersichtlich.
Die auf die Platte im Schwerpunkt S der Plattenfläche A_{ef} angreifenden Längs- und Querkräfte des Stabes, werden zu einer resultierenden Kraft $F_{\alpha,\beta,d}$ zusammengefasst.

Der Winkel zwischen Plattenrichtung (Längsrichtung = x-Achse) und Kraftresultierenden $F_{\alpha,\beta,d}$ ist α **= Winkel Kraft – Platte**.

Der Winkel zwischen der Holzfaser (i.d R. Stabachse) β zur Holzfaser (Stabachse). Somit ist β **= Winkel Kraft – Faser.**

Der Winkel zwischen Platten- und Fugenrichtung ist **γ = Winkel Fuge - Platte (x-Richtung).**
Es gilt $0 \le \gamma \le 90°$.

Aufgrund der beliebigen Anordnung von Nagelplatten bezüglich beliebig ankommender Stabrichtungen und der zu übertragenden Kräfte kann es sinnvoll sein, die Winkel bezogen auf ein globales Koordinatensystem als Absolutwinkel zu bestimmen und dann daraus für jede Anschlussfläche bzw. Plattenfuge getrennt die Winkel α, β und γ zu bestimmen.

3.4.2.4 Nagelwiderstände

In den Zulassungen auf Grundlage DIN EN 1995-1-1 werden die Nageltragfähigkeiten als Festigkeiten in den Richtungen α =0, β =0 und α =90, β =90 dargestellt. Mit Hilfe der Plattenkonstanten k_1, k_2 und α_0 lassen sich daraus für beliebige Situationen die Nagelwiderstände ableiten.

$$f_{a,\alpha,0,k} = \max \begin{cases} f_{a,0,0,k} + k_1 \cdot \alpha \\ f_{a,0,0,k} + k_1 \cdot \alpha_0 + k_2 \cdot (\alpha - \alpha_0) \end{cases} \qquad (3.4\text{-}1)$$

für $0° < \beta \le 45°$

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \max \begin{cases} f_{a,\alpha,0,k} - \left((f_{a,\alpha,0,k} - f_{a,90,90,k}) \cdot \frac{\beta}{45°} \right) \\ f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \cdot \sin\left(\max \begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} \right) \end{cases} \qquad (3.4\text{-}2)$$

für $0° < \beta \le 45°$

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \cdot \sin\left(\max \begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} \right)$$

Mit
α = Winkel Kraft – Platte
β = Winkel Kraft – Faser

3.4.2.5 Nachweisformat

Die Nagelbelastungen τ_F und τ_M **je Platte** ergeben sich damit unter dem plastischen Ansatz der Spannungen aus einer Verdrehung (Moment) zu:

$$W_{pl} = 1{,}5 \cdot W_{el} = \frac{1{,}5 \cdot I_p}{r_{max}};$$

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{\alpha,\beta,d}}{A_{eff}} \le f_{a,\alpha,\beta,d}$$

$$\tau_{M,d} = M_{A,d} \cdot \frac{r_{max}}{1{,}5 \cdot I_P} \le f_{a,0,0,d} \qquad (3.4\text{-}3)$$

und

$$\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}} \right)^2 \le 1$$

Zur Bewertung der Ausnutzung in den beiden Teilnachweisen eignet sich jedoch die Formulierung aus der quadratischen Interaktion weniger, da hier der Eindruck entstehen könnte, in der Struktur und Bemessung liegen größere Sicherheiten vor. Es wird deshalb vorgeschlagen die Auswertung wie folgt zu ergänzen:

$$\sqrt{\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}} \right)^2} \le 1 \qquad (3.4\text{-}4)$$

3.4.3 Nachweis der Plattenbeanspruchung

3.4.3.1 Nachweis der Plattenfuge

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

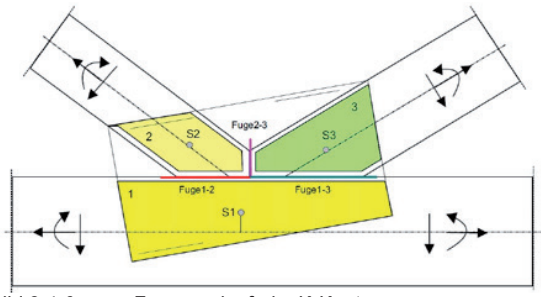


Bild 3.4-6 Fugenverläufe im K-Knoten

Dabei darf das Moment, welches auf die Fuge wirkt, durch ein Kräftepaar dargestellt werden. Pro Fugenhälfte wirken somit eine Kraft $F_{\alpha,\beta}$ aus V und N sowie eine Kraft F_M (Kräftepaar) aus M senkrecht zur Fuge.

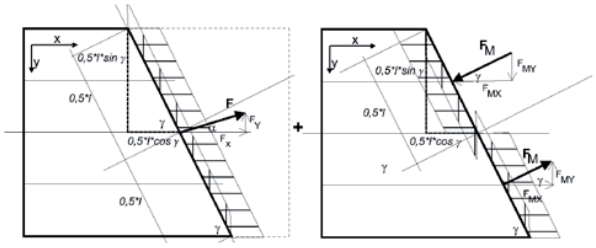


Bild 3.4-7 Plattenbeanspruchung

Nach EC 5 sind die Kräfte in jeder Teilfuge (Fugenhälfte) wie folgt zu bestimmen und nachzuweisen:

$$F_{x,Ed} = F_{E,d} \cdot \cos\alpha \pm 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \sin\gamma$$
$$F_{y,Ed} = F_{E,d} \cdot \sin\alpha \pm 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \cos\gamma$$

und damit

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}} \right)^2 \le 1 \qquad (3.4\text{-}5)$$

Es wird dabei von einer Kraft in x- und y-Richtung einer Fugenhälfte ausgegangen und dies auf die ganze Fugenlänge hochgerechnet.
Alternativ zu einem Nachweis auf Kräfteniveau können auch die Spannungen in den beiden Fugenhälften (analog DIN 1052:2008) bestimmt und nachgewiesen werden.

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{F_{Ed}}{\ell} \cdot \cos\alpha + \frac{4 \cdot M_{Ed}}{\ell^2} \cdot \sin\gamma \quad \text{bzw.}$$

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{F_{Ed}}{\ell} \cdot \cos\alpha - \frac{4 \cdot M_{Ed}}{\ell^2} \cdot \sin\gamma$$

und

$$\sigma_{y,Ed} = \frac{F_{Ed}}{\ell} \cdot \sin\alpha + \frac{4 \cdot M_{Ed}}{\ell^2} \cdot \cos\gamma \quad \text{bzw.}$$

$$\sigma_{y,Ed} = \frac{F_{Ed}}{\ell} \cdot \sin\alpha - \frac{4 \cdot M_{Ed}}{\ell^2} \cdot \cos\gamma \qquad (3.4\text{-}6)$$

und damit

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{y,Ed}}{f_{y,Rd}}\right)^2 \le 1$$

Die Biegespannungen in der Platte und entlang der Fuge werden dabei mit dem plastischen Widerstandsmoment der Platte in der Fuge mit

$$W_{pl} = \ell_s^2 / 4 \qquad (3.4\text{-}7)$$

ermittelt.

Wird Kontaktdruck rechtwinklig zur Fuge in Rechnung gestellt ist die Gleichungen sinngemäß zu erweitern.

3.4.3.2 Bestimmung der Plattenwiderstände

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 Schertragfähigkeit.

In den Zulassungen sind die Eckwerte (α=0°, α = 90°) der Plattentragfähigkeit sowie die Plattenkennwerte 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 den an einem Teildreieck wirkenden Längs- und Scherspannungen.

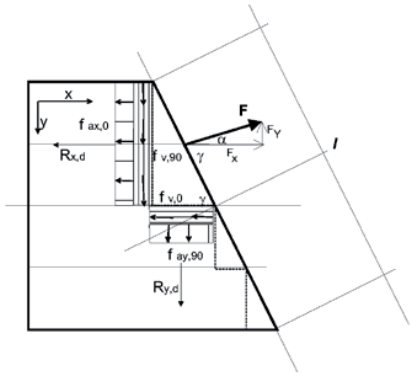


Bild 3.4-8 Plattenbeanspruchung

Die Spannungen in x-Richtung wecken entlang des Schnittes sowohl Längswiderstände $f_{ax,0}$ als auch Scherwiderstände $f_{v,0}$. Die Spannungen in y-Richtung wecken entlang des Schnittes sowohl Längswiderstände $f_{ay,90}$ als auch Scherwiderstände $f_{v,90}$. Der maßgebende Widerstand $f_{x,d}$ bzw. $f_{y,d}$ entspricht mindestens dem größeren Wert aus Scher- oder Längstragfähigkeit.

Der Festigkeitswerte in **x-Richtung** der Nagelplatte errechnet aus:

$$F_{x,Rk} = \max\begin{cases} \left|f_{n,0,k} \cdot \ell \cdot \sin\left(\gamma - \gamma_0 \cdot \sin(2\gamma)\right)\right| \\ \left|f_{v,0,k} \cdot \ell \cdot \cos\gamma\right| \end{cases}$$

bzw. *(3.4-8)*

$$f_{x,Rk} = \max\begin{cases} \left|f_{n,0,k} \cdot \sin\left(\gamma - \gamma_0 \cdot \sin(2\gamma)\right)\right| \\ \left|f_{v,0,k} \cdot \cos\gamma\right| \end{cases}$$

mit

$$f_{n,0,k} = \begin{cases} f_{t,0,k} & \text{für } F_{x,Ed} > 0 \\ f_{c,0,k} & \text{für } F_{x,Ed} \le 0 \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \sin(2\gamma) & \text{für } F_{x,Ed} > 0 \\ 1 & \text{für } F_{x,Ed} \le 0 \end{cases} \qquad (3.4\text{-}9)$$

Der Festigkeitswert in y-Richtung der Nagelplatten berechnet sich aus:

$$F_{y,Rk} = \max\begin{cases} \left|f_{n,90,k} \cdot \ell \cdot \cos\gamma\right| \\ k \cdot f_{v,90,k} \cdot \ell \cdot \sin\gamma \end{cases}$$

bzw. *(3.4-10)*

$$f_{y,Rk} = \max\begin{cases} \left|f_{n,90,k} \cdot \cos\gamma\right| \\ k \cdot f_{v,90,k} \cdot \sin\gamma \end{cases}$$

mit

$$f_{n,90,k} = \begin{cases} f_{t,90,k} & \text{für } F_{y,Ed} > 0 \\ f_{c,90,k} & \text{für } F_{y,Ed} \le 0 \end{cases} \qquad (3.4\text{-}11)$$

Die vorigen Gleichungen können, je nach Zulassung, um einen Abminderungsfaktor k_α ergänzt sein.
Die Kraft $F_{x,Ed}$ und $F_{y,Ed}$ sind als positiver Wert einzusetzen, wenn es sich um eine Zugkraft handelt.

Die Berücksichtigung einer gleichzeitigen Wirkung der Scher- und Längstragfähigkeit wird durch k bzw. die Konstanten k_v und γ_0 erreicht.
Der Ausdruck $\sin(2\gamma)$ muss positiv sein, deshalb gilt $0 \le \gamma \le 90°$.

Mit Hilfe der Konstanten γ_0 und k_v werden die Widerstandswerte angepasst. γ_0 reduziert die Festigkeit in Teilbereichen, während k_v die Festigkeit speziell bei Zugscheren erhöht.

3.4.3.2 Nachweis der Platte bei mehreren Verbindungsfugen

Der Nachweis der Beanspruchung kann für eine einfache (gerade durchlaufende) Fuge auch wie folgt dargestellt werden – dabei können für die einzelnen Beanspruchungen verschiedene Lastordinaten im Sinne des Traglastansatzes gewählt werden.

Da die Plattenfestigkeiten nach Zulassung für die Kombination aus Druck-Scheren bzw. Zug-Scheren unterschiedliche Werte liefert, können die Ordinaten der Spannungen durchaus unterschiedliche Größen aufweisen.

In der nachfolgenden Darstellung wird von einem einfachen Spannungsansatz ausgegangen, darin die Beanspruchungen aus Abscheren, Zug-/Druck bzw. Momentenwirkung jeweils einen gleichmäßigen Spannungsblock (Vorzeichen + bzw. -) erzeugen. /84/ An der gegenüberliegenden Fuge sollte es dann gelingen, mit den entsprechend umgekehrt orientierten Spannungsblöcken das nächste Gleichgewicht zu erreichen.

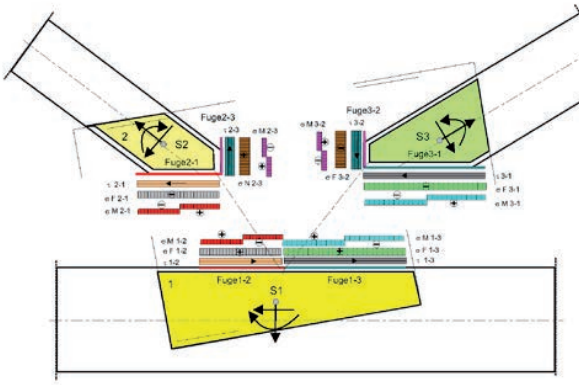


Bild 3.4-9 Fugenspannungen bei gleichmäßiger (plastischer) Verteilung der Spannungen in der Fuge (Methode 1)

Bei symmetrischen Knoten (z.B. Firstknoten) kann davon ausgegangen werden, dass sich die Kräfte auch symmetrisch auf die Fugen verteilen. Eine eindeutige Lösung ergibt sich daraus dennoch nicht, da die Kraftübertragung sowohl über Kontaktdruck als auch über die Plattenfuge (2 Wege) erfolgen kann.

Mit Verweis auf den Traglastansatz dürfen auch unterschiedliche Spannungsblöcke angesetzt werden, wenn dadurch ein Gesamtgleichgewicht an der Fuge (Fugenspannungen über Fugenlänge mit Schnittgrößen im Schwerpunkt) erreicht wird.

Weitergehende Ansätze in der Software der Nagelplattenhersteller sind deren technischen Dokumenten zu entnehmen. Danach kann es ausreichend sein, wenn jede Anschlussfläche und deren Schnittgrößen mit den Beanspruchungen in den angrenzenden Fugen im Gleichgewicht steht.
Dieses Gleichgewicht unter plastischer Verteilung der Fugenbeanspruchung zu finden ist softwaretechnisch schwierig und wird entsprechend in den Softwaretools auch unterschiedlich umgesetzt.

Bei mehr als zwei Anschlussflächen werden jedoch in der Regel mehrere Fugen angeschnitten, die sich ggf. in einem oder in mehreren Punkten schneiden.
Jede Anschlussteilfläche steht dann mit den Beanspruchungen in den angrenzenden Fugen im Gleichgewicht – die Beanspruchungen in den Fugen dürfen hierbei mit plastischen Spannungsverläufen angesetzt werden.

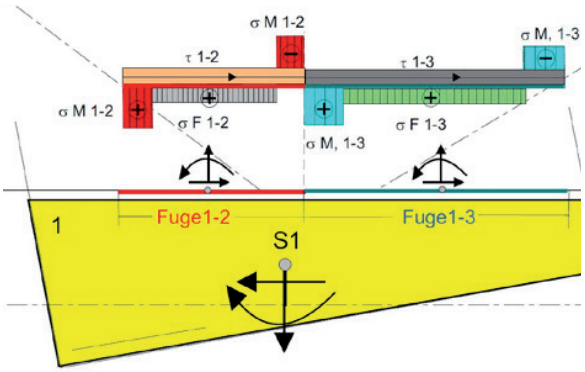


Bild 3.4-10 *Bild bei ungleichmäßiger plastischer Verteilung der Spannungen in der Fuge (Methode 2)*

Da die Beanspruchungen in sich angrenzenden Fugen auch unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Festigkeiten der Platte in Haupt- und Nebenrichtungen sowie unter der Interaktion mit der Scherbeanspruchung erfolgen müssen, ist die Lösung für dieses Problem nicht trivial.

> *Nach dem Traglastsatz ist dann das Gleichgewicht erfüllt, wenn ein plastischer Spannungszustand gefunden werden kann, der alle Gleichgewichts-bedingungen in allen angrenzenden Fugen erfüllt.*

Ein möglicher Ansatz dazu wäre, die Fugenlängen jeweils nur bis zum Schnittpunkt der Fugen zu betrachten und mit der Fuge zu beginnen, welche die höchsten Beanspruchungen erfährt. Wenn für diese Fuge ein Gleichgewicht gefunden wird, können darauf aufbauend auch die zugehörigen Spannungen in den Nachbarfugen ermittelt werden.

3.4.4 Kontaktdruck

Nach EC 5 dürfen Kraftkomponenten innerhalb der Nagelplatten und rechtwinklig zu den Berührungsfugen auch durch Kontaktdruck übertragen werden. Dann ist nachzuweisen, dass der volle Druckanteil über Kontaktdruckspannung übertragen werden kann (siehe dazu auch 3.4.6 – Druckstoß). Die Nagelplatten müssen dann noch auf die volle Scher- und die halbe Druckkomponente bemessen werden. Das Gleichgewicht in den Teilfläche ist auch unter Berücksichtigung dieses Druckkontaktes zu erhalten.

Kraftkomponenten außerhalb der Flächen von Nagelplatten können als Kontaktdruckelemente, können ebenfalls über einen Drucknachweis quer zur Faser nachgewiesen werden. Die Kontaktdruckelemente sind rechtwinklig zur Fuge und als Pendelstab zwischen den Systemlinien einzuführen. Die Steifigkeit EA der Kontaktdruckelemente kann mit einer gemittelten Fläche und E-Modul $E_{90,05}$ angenommen werden.

- Werden Kontaktdruckelemente in unmittelbarer Nähe zu Nagelplatten ausgebildet, so kann die Hälfte der in diesen Elementen ermittelten Druckkraft der nächstliegenden Nagelplattenverbindung zugewiesen werden. Über den Mindestabstand bzw. Maximalabstand der Kontaktelemente und deren Anrechenbarkeit sind noch keine Eingrenzungen bekannt.

- Wird auf Kontaktdruckelemente verzichtet, so darf der Druckspannungsanteil in der Plattenfuge 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. Dabei gilt diese Reduzierung nur für die rechtwinklig zur Oberfläche wirkende Kraft F_{Ed}.

- Bei Druckkontakt von gedrückten Gurtstößen mit $F_{Ed} < 0$ darf diese Druckkraft nach NA /2/ um den Druckkontakt gemäß der nachfolgenden Form reduziert werden.

$$F_{A,Ed} = \frac{F_x}{|F_x|} \cdot \sqrt{F_x^2 + (F_{Ed} \cdot \sin\beta)^2}$$

und $M_{A,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2}$

mit $F_x = \frac{F_{Ed} \cdot \cos\beta}{2} + \frac{3|M_{Ed}|}{2 \cdot h}$ *(3.4-12)*

mit

$F_{Ed}; M_{Ed}$ = Kraft / Moment auf Einzelplatte

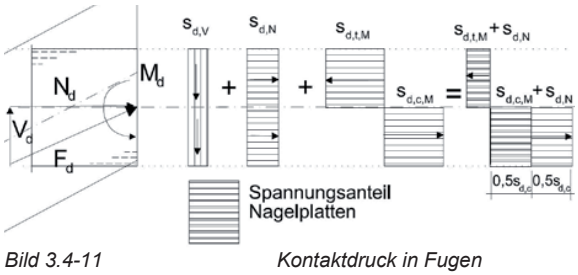


Bild 3.4-11 Kontaktdruck in Fugen

3.4.5 Momentenausrundung im Bereich von Nagelplatten

Im Bereich von Auflagerungen (Obergurt durchlaufend) treten in einem üblichen, auf Systemlinie und Punktlager reduziertem System Momenten- und Querkraftspitzen (M_A), (V_A) auf.

3.4.5.1 Momentenausrundung ohne Exzentrizität

Tatsächlich wird aber die Auflagerkraft über die Auflagerlänge verteilt und somit die Querkraft kontinuierlich über die Auflagerlänge eingebracht. Dies führt zu einer Ausrundung des Momentenverlaufes.

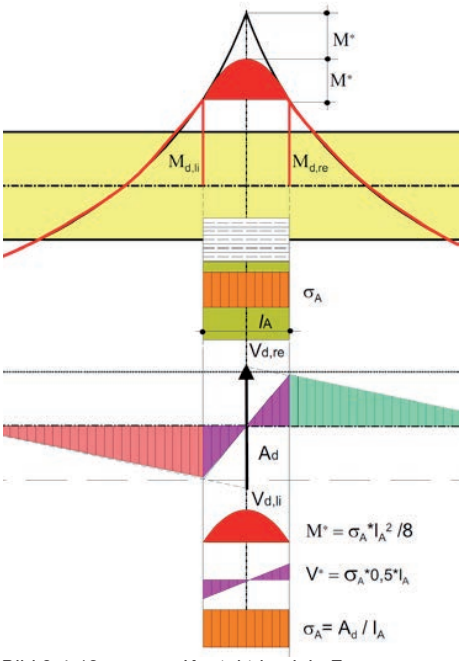


Bild 3.4-12 Kontaktdruck in Fuge

Bei symmetrischer Belastung folgt damit für das ausgerundete Moment (Auflagerbreite = 1) und der Auflagerlast A_d zu:

$$\sigma_A = \frac{A_d}{\ell_A}$$

Querkraft :

$$V^*_{li} = V^*_{le} = \sigma_A \cdot \frac{\ell_A}{2} = \frac{A_d}{2}$$

Moment :

$$M^* = \sigma_A \cdot \frac{\ell_A^2}{8} = A_d \cdot \frac{\ell_A}{8}$$

$$M_{max} = M_{li} + M^* = M_{re} + M^* = M_A - M^*$$

(3.4-13)

Die Zusammenhänge / Ableitungen zwischen der Spannung unter dem Auflager, der daraus resutierenden Querkraft V* sowie dem Korrekturmoment M* sind bekannt und entsprechen der Wirkung eines Ersatzbalkens.

3.4.5.2 Momentenausrundung mit Exzentrizität

Bei unterschiedlichen Stützweiten oder unterschiedlichen Belastungen folgt damit ein linearer Spannungsverlauf der Pressung unter dem Auflager, ein quadratischer Verlauf der Querkraft und ein kubischer Verlauf der Momentenlinie. Dies entspricht dem häufigen Fall, dass über eine Nagelplatte exzentrisch angeschlossenen Stabkräfte wirken. Damit kann die Momentenausrundung ebenfalls angewendet werden, wenn über die Auflagerlänge = Plattenlänge eine Druck (oder Zug-) Kraft und/oder ein Moment eingeleitet wird.

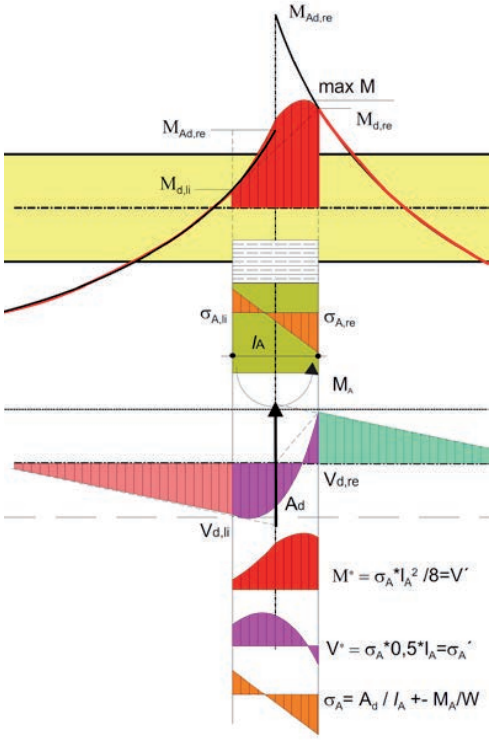


Bild 3.4-13 Exzentrischer Kontaktdruck in Fuge

Die Auflagerspannung kann als resultierende Spannung aus Auflagerkraft A_d und Momentensprung ΔM_A dargestellt werden (Auflagerbreite = 1)

$$\sigma_A = \frac{A_d}{\ell_A} \pm \frac{\Delta M_A}{W} \quad \text{mit} \quad W = \frac{\ell_A^2}{6}$$

Querkraft

$$V^*_{(x)} = V^*_{li} + \int \sigma_A \qquad (3.4\text{-}14)$$

Moment

$$M^*_{(x)} = M_{li} + \int V^*_{(x)}$$

Aus dem Nulldurchgang der Auflagerspannung kann auf die Stelle der maximalen Querkraft, aus dem Nulldurchgang des Querkraftverlaufes auf das maximale Biegemoment innerhalb der Ausrundung geschlossen werden. Vergleichsberechnungen zeigen, dass dieses maximale Moment max. M höchstens das 1,2-fache des Anschnittmoments annimmt.

Für den Obergurtquerschnitt (Druck + Biegung) führt dies in der Regel an der Oberseite zu einer Überlagerung aus einer Druckspannung und einer Biegezugspannung – die resultierende Spannung ist also kleiner als die alleinige Biegespannung.
An der Unterkante des Obergurtes können zwar Druck- und Biegedruckspannung zusammenfallen – hier ist jedoch auch die Stützung der Nagelplatte vorhanden, woraus abgeleitet werden kann, dass für diesen Regelfall ein Biegespannungsnachweis im Bereich der Nagelplatte entbehrlich ist.

Für den Fall einer Belastung des Obergurtes aus Zug und Biegung (Auskragung) führt diese Überlagerung an der Oberseite des Gurtes jedoch zu einer Addition von Zug- und Biegezugspannung – hier ist somit ein Spannungsnachweis aus Biegung und Zug (oberhalb der Nagelplatte) erforderlich.

3.4.6 Druckstöße

Der Druckkontakt zwischen zwei Hölzern darf in Rechnung gestellt werden, wenn die Fuge im Mittel nicht größer als 1,5 mm bzw. maximal 3 mm beträgt und das Verbindungsmittel mindestens auf 50 % der gesamten zu übertragenden Kraft bemessen wird.

Wirkt gleichzeitig ein Moment, so ist die (einzelne) Nagelplatte auf nachfolgenden Anteil zu bemessen:

$$F_{A,Ed} = (sign) \cdot \sqrt{\left(\frac{F_{Ed} \cdot \cos\beta}{2} - \frac{3}{2} \cdot \left|\frac{M_{A,Ed}}{2 \cdot h}\right|\right)^2 + \left(F_{Ed} \cdot \sin\beta\right)^2}$$

$$(sign) = \frac{F_x}{|F_x|} \quad \text{Vorzeichen von } F_x$$

(3.4-15)

mit

$F_{Ed} \cdot \cos\beta$ = Kraftanteil einer Platte senkrecht zur Fuge

$\frac{M_{A,Ed}}{2}$ = Momentenanteil einer Platte senkrecht zur Fuge

$F_{Ed} \cdot \sin\beta$ = Kraftanteil einer Platte parallel zur Fuge

h = Gurthöhe

Mit diesen Schnittgrößen ist der Nagelnachweis sinngemäß nach 3.4.2 zu führen. Der Fugennachweis ist entsprechend nach 3.4.3 zu führen.

3.4.7 Querzugnachweis bei Nagelplatten

Werden Zugkräfte senkrecht zu Faser und nur an einem Rand eines Stabes eingeleitet, besteht die Gefahr, dass es am Beginn der Lasteinleitung zu einer Rissbildung kommt. Es ist deshalb ein Nachweis des Querzuges zu erbringen. Die Grundlage dazu ist im EC5, Kap. 8.1.4 in Gl. (8.4) zu finden.

$$F_{v,Ed} = \max\begin{Bmatrix} F_{V,Ed,1} \\ F_{V,Ed,2} \end{Bmatrix} \le F_{90,Rd} \qquad (3.4\text{-}16)$$

und

$$F_{90,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot 14 \cdot b \cdot \left(\max\begin{Bmatrix} \left(\frac{w_{pl}}{100}\right)^{0,35} \\ 1 \end{Bmatrix} \right) \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} \qquad (3.4\text{-}17)$$

und

$F_{90,Rd}$ = Beanspruchbarkeit auf Querzug $[N]$
$F_{v,Ed}$ = Querzugkraft senkrecht zur Fuge = $F_{Ed} \cdot \sin\alpha$
w = Modifikationsbeiwert
h_E = maximaler Abstand des Plattenrandes vom beanspruchten Rand $[mm]$
h = Höhe des Gurtes $[mm]$
b = $\min\begin{Bmatrix} \text{Breite (Dicke) des Gurtes } [mm] \\ 2 \cdot l_n + 20\ mm \end{Bmatrix}$
l_n = *Nagellänge der Nagelplatte* [mm]
w_{pl} = Breite d. Nagelplatte (Länge) parallel z. Faser $[mm]$

Für die Beanspruchung $F_{v,Ed,1}$ bzw. $F_{v,Ed,2}$ ist jeweils nur der senkrechte Anteil der Querkraft (maximale Querkraft links oder rechts vom Auflager) zu betrachten.
Wenn die Querkraft rechts/links der Aufhängung nicht das Vorzeichen ändert, kann anstelle der Querkraft der Querkraftsprung verwendet werden.

Bei schräg zur Faser liegenden Platten ist als Einbindetiefe das Mittel der beiden Plattenecken zu verwenden.

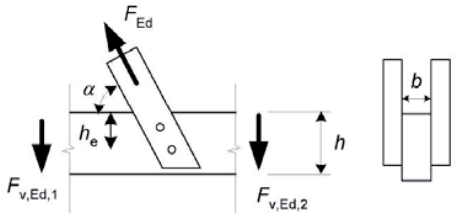


Bild 3.4-14 Querzugnachweis

3.4.8 Mindestanschlusskraft

Zusätzlich ist jeder Stoß auf eine Mindestzugkraft zu bemessen (Robustheitsforderung für Montage)

Für die gleichzeitige Wirkung von Abscheren und Herausziehen ist der nachfolgende Nachweis noch zu führen.

$$\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}} + \frac{s_{ax,d}}{f_{ax,d}} \le 1$$

mit $\tau_{F,d} = \frac{F_{Ed}}{A_{ef}}$ *und* $s_{ax,d} = \frac{V_{Ed}}{l_{s1}}$

und *(3.4-18)*

$f_{a,\alpha,\beta,d}$ = Bemessungswiderstand Abscheren
$s_{ax,d}$ = Beanspruchung (Herausziehen)
$f_{ax,d}$ = Bemessungswiderstand Herausziehen
l_{s1} = *abgedeckte* Fugenlänge

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.

$$f_{a,\alpha,\beta,d} = \frac{f_{a,\alpha,\beta,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{f_{a,\alpha,\beta,k} \cdot 1{,}1}{1{,}3}$$
$$f_{ax,d} = \frac{f_{ax,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{f_{ax,k} \cdot 1{,}1}{1{,}25} \qquad (3.4\text{-}19)$$

3.5 Transport- und Montagenachweise

3.5.1 Allgemeines

Die Regelungen für Transport und Montage sind in /1/,/2/ bzw. im NAD /3/ enthalten. Da Nagelplattenbinder in Deutschland, im Gegensatz zu den weiteren Hauptanwendungsländern Frankreich und England, vorrangig bei großen Spannweiten verwendet werden, gelten hierfür auch bereits seit längerem weiterführende Nachweise. Die im Nationalen Anwendungsdokument NCI zu 10.6 aufgeführten Regelungen finden sich bereits in der DIN1052:2008-12 und in den bauaufsichtlichen Zulassungen. Hiermit sind dann auch die Anforderungen nach /1/ Abschnitt 9.2.1 (7) erfüllt.

3.5.2 Anheben und Transport

Bei Transport und Montage werden Binder durch Eigengewicht und Trägheitskräfte auch aus der Binderebene beansprucht /50/ und /56/. Die daraus entstehenden Beanspruchungen für Holz und Nagelplatten könnten mit einer 3dimensionalen 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 Behinderungen, z.B. durch den überstehenden Kragarm sind zu berücksichtigen.

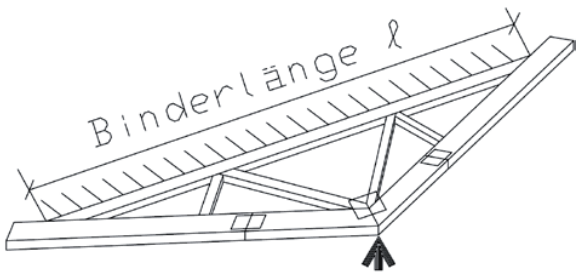


Bild 3.5-1 Anheben des Binders am First

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.

In der Praxis bewährt hat sich eine Binderbreite von :

$$b \geq 1{,}8 \frac{\ell^2}{f_{m.k}} [mm] \qquad (3.5\text{-}1)$$

mit der Binderlänge ℓ in m und $f_{m,k}$ in N/mm²
Diese Formulierung ist auch in EN 14250 aufgenommen.

Bei diesem Vorgang erhalten die Knoten und Stöße eine Beanspruchung (Moment) aus der Fachwerkebene heraus – für die Verbindungen kann dieses Moment in eine Kräftepaar zerlegt werden.

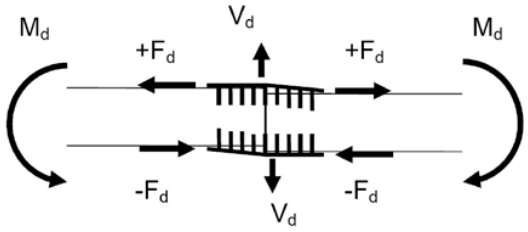


Bild 3.5-2 Kräfte an den Platten *von First und Stoß*

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.

$$F_{ED} \cong \frac{M_{Ed} \cdot 10^3}{b} = 0{,}2 \cdot h \cdot \ell^2$$

mit

b,h = Gurtabmessungen in mm

ℓ = *Binderlänge* in m

sowie jeder Stoß auf eine Mindestausziehkraft

$$V_{Ed} = 1{,}25 \cdot b \cdot h \cdot \ell \cdot 10^{-3}$$

je Nagelplatte in $[N]$ in mm

(3.5-2)

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

3.6 Brandschutzbemessungen bei Nagelplattenbindern

3.6.1 Allgemeines

Nagelplattenbinder oder Nagelplatten-konstruktionsbauteile bestehen ausschließlich aus den Basismaterialen 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 ungeschützte Nagelplattenkonstruktionen ohne weitere zusätzliche Maßnahmen nicht einteilig ausgeführt werden.

Da zur Zeit Dokumente zur Weiterentwicklung der Brandschutzbemessung von Nagelplatten in Bearbeitung sind, wird auf diese weitergehende Literatur verwiesen. Grundsätzlich sind zwei Lösungsstrategien möglich:

a) Durch Anwendung eines abgestimmten, planerischen Brandschutzkonzeptes (z.B. mit zusätzlichen Rauchmeldern und Rauchabzugsöffnungen im Dachraum…) können die Anforderungen an die Bauteile reduziert werden. Untersuchungen und Ergebnisse dazu werden zur Zeit an der TU-München vorbereitet.

b) Ein Nachweis des konstruktiven Brandschutzes der Stäbe und der Anschlüsse mit der geforderten Brandschutzklasse. Der Nachweis der Stäbe erfolgt nach EC5-1-2 und EC5-1-2-NA /15/,/16/.

   Für den Nachweis der Anschlüsse stehen alternativ entweder spezielle Bekleidungen mit Brandschutzpads oder Bekleidungen mit Gipsplatten oder Holzwerkstoffen zur Verfügung.

Im Bedarfsfall stellen die GIN oder ggf. die Systemhersteller der Nagelplatten weitere Unterlagen zur Verfügung.

3.7 Übersicht über Bauformen und Sonderkonstruktionen von Nagelplattenkonstruktionen

3.7.1 Häufig verwendete Binderformen

Im Prinzip ist jede beliebig geometrische Trägerform unter beliebiger Belastung, Dachneigung und Binderabstand möglich. Nachfolgend werden die häufigsten Binderformen und übliche Abmessungen (Verhältnis Höhe/Spannweite) kurz vorgestellt.

3.7.1.1 Dreiecksbinder

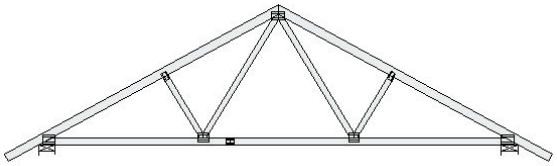


Bild 3.7-1

Binderlängen: bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe: bis ~5,0 m
Binderabstand: ~1,0 – 1,25 m (..bis 2,50 m)
Dachneigung: ~12° – 25°
Übl. Abmessung: h / *l* = 1/10
Eindeckungen: Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei: Märkte, Hallen- und Wohnungsbau

3.7.1.2 Dreiecksbinder mit Anfangshöhe

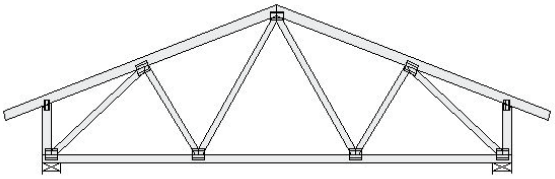


Bild 3.7-2

Binderlängen: bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderabstand: ~1,0 – 1,25 m
Dachneigung: ~5° – 25°
Übl. Abmessung: h / *l* = 1/12
Eindeckungen: Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei: Märkte, Hallen- und Wohnungsbau
Min. Anfangshöhe: ~0,80 – 1,20 m

3.7.1.3 Dreiecksbinder mit Verstärkungen

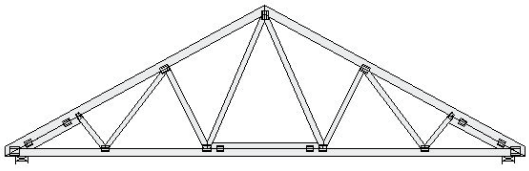


Bild 3.7-3

Angaben wie 3.7.1.1
Vorteil: Bei punktuell erhöhten Einwirkungen kann der Binder bereits werkseitig verstärkt werden.

3.7.1.4 Pultdachbinder

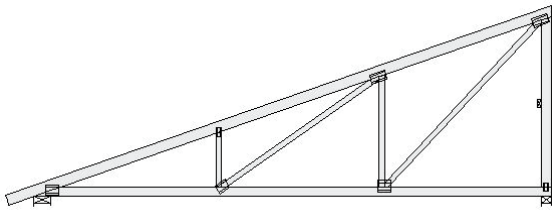


Bild 3.7-4

Binderlängen: bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe: bis ~5,0 m
Binderabstand: ~1,0 – 1,25 m
Dachneigung: ~12° – 30°
Übl. Abmessung: h / *l* = 1/10; h = mittlere Höhe
Eindeckungen: Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei: Märkte, Hallen- und Wohnungsbau

3.7.1.5 Pultdachbinder mit Anfangshöhe

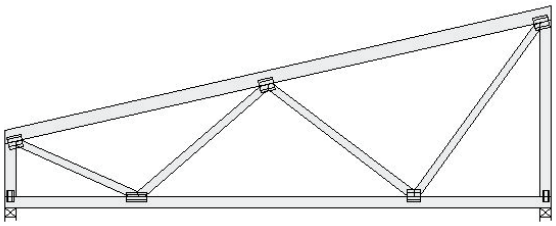


Bild 3.7-5

Binderlängen: bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe: bis ~5,0 m
Binderabstand: ~1,0 – 1,25 m
Dachneigung: ~12° – 30°
Übl. Abmessung: h / *l* = 1/12; h = mittlere Höhe
Eindeckungen: Blech- oder Ziegeleindeckung
Verwendung bei: Märkte, Hallen- und Wohnungsbau
Min. Anfangshöhe: ~0,80 – 1,20m

3.7.1.6 Scherenbinder

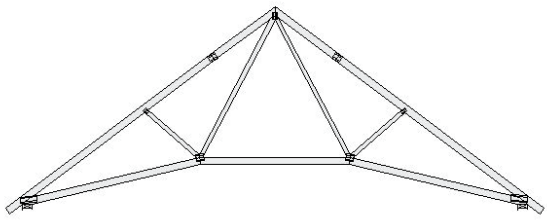


Bild 3.7-6

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

3.7.1.7 Bogenbinder

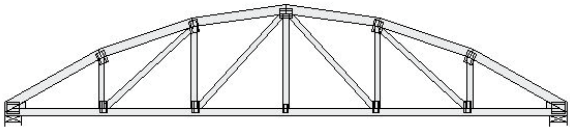


Bild 3.7-7

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

3.7.1.8 Trapezbinder

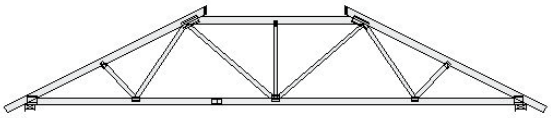


Bild 3.7-8

Binderlängen: bis 35 m (siehe Zulassung)
Binderhöhe: bis ~5,0 m
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.

3.7.1.9 Schifter- oder Gratbinder

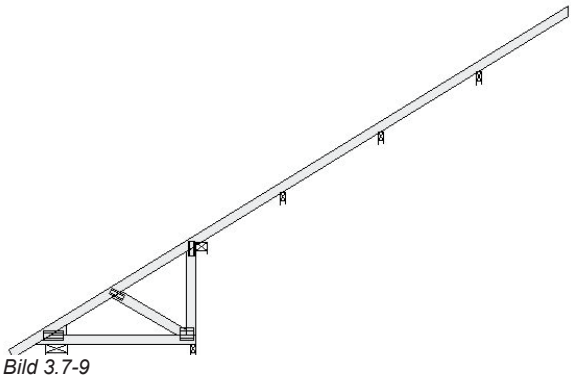


Bild 3.7-9

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

3.7.1.10 Parallelbinder

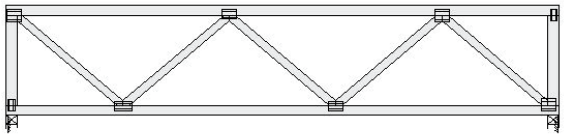


Bild 3.7-10

Binderlängen: bis 35 m
Binderhöhe: bis ~4,0 m
Übl. Abmessung: h / *l* = 1/15;
Verwendung bei: Aussteifung in Ober- und Untergurtebene oder als Pfette sowie bei Flachdächern / Dachterrassen.

3.7.1.11 Studiobinder

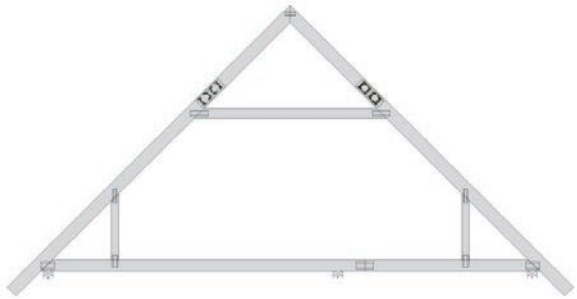


Bild 3.7-11

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

3.7.1.12 Studiobinder mit Anfangshöhe

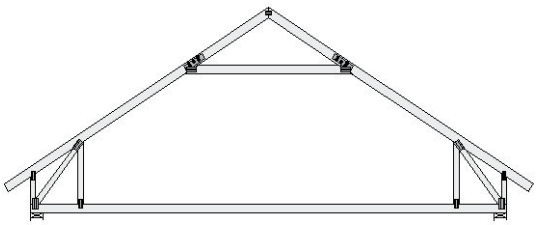


Bild 3.7-12

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

3.7.1.13 Studiobinder ohne Untergurt

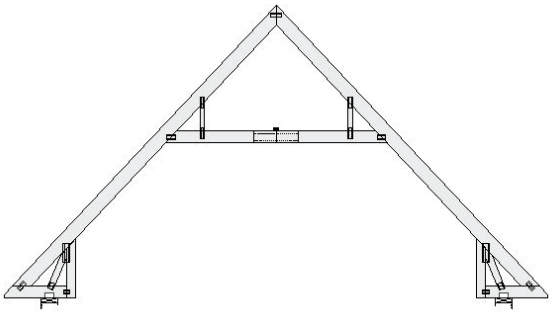


Bild 3.7-13 Studiobinder ohne Untergurt

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

3.7.1.14 Studiobinder, einhüftig

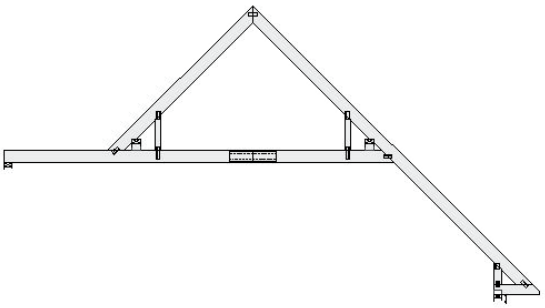


Bild 3.7-14 Studiobinder, einhüftig

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

3.7.2 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 Randbedingugen vorzuweisen.

3.7.2.1 Gaubenrahmen

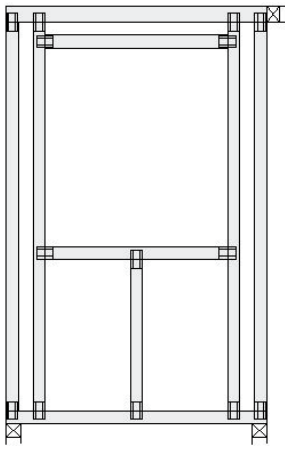


Bild 3.7-15 Gaubenrahmen

Binderabstand: Einzellasten aus Kehlbalkenbereich
Verwendung bei: Wand mit Fenster bei Gauben

3.7.2.2 Wandelemente

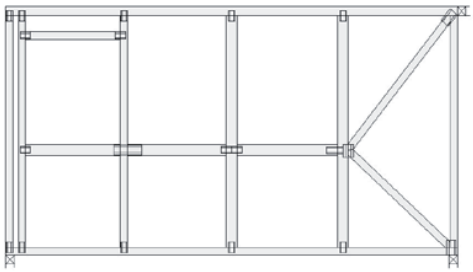


Bild 3.7-16 Wandelemente

Binderabstand: Einzellasten aus Bindern
Verwendung bei: Wänden im Holzrahmenbau

3.7.2.3 Rahmen mit Fachwerk



Bild 3.7-17 Rahmenbinder mit Fachwerk

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

3.7.2.3 Rahmen ohne Fachwerk

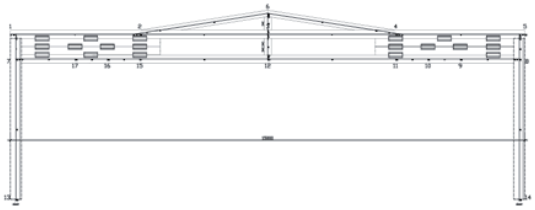


Bild 3.7-18 Rahmenbinder ohne Fachwerk

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

3.7.2.4 Schalungsbinder

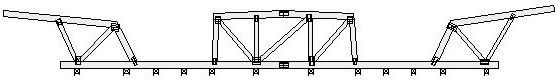


Bild 3.7-19 Schalungsbinder

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

3.7.2.5 Verdübelte Balken

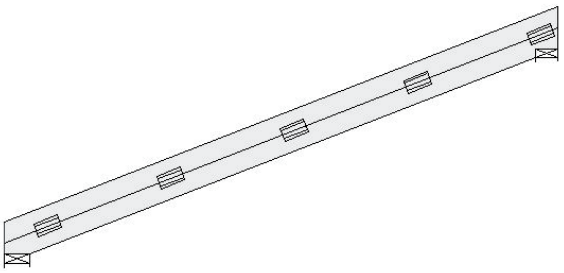


Bild 3.7-20a Verdübelter Balken

Binderlängen: bis 12,50 m
Binderhöhe: 2 teilig -56 cm, 3-teilig -84 cm
Binderabstand: ~1,0 – 2,50 m
Dachneigung: beliebig
Verwendung bei: Pfetten / Rähm
Besonderheit: Bemessung als nachgieb. Verbund

3.7.2.6 Easy Joist / Posi-Joist

Neuartige Balkenträger aus hölzernen Gurten und stählernen Diagonalen, welche über Nagelplattenflächen mit den Gurten verbunden werden.

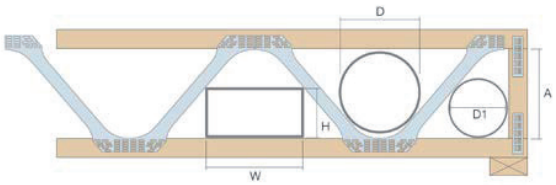


Bild 3.7-20b Easy Joist bzw. Posi-Joist-Träger

3.7.2.7 Bogenträger

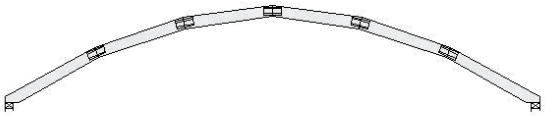


Bild 3.7-21 Bogenträger

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

3.7.2.7 Weitere Sonderformen

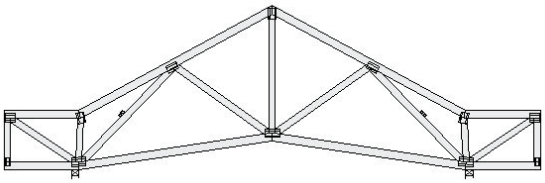


Bild 3.7-22 Scherenbinder mit Paralleltraufe



Bild 3.7-23 Fischbauchbinder

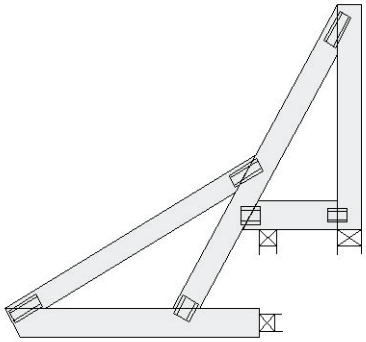


Bild 3.7-24 Mc Donald Vordachbinder

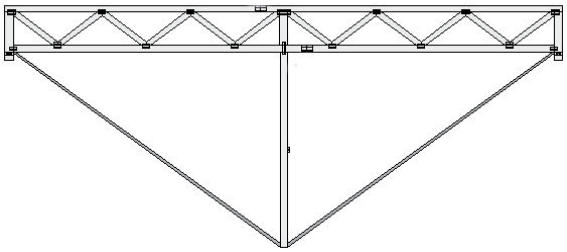


Bild 3.7-25 Komplettsystem unterspannter Verband

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

3.6.2 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.

3.7.3.1 Örtliche Verstärkungen

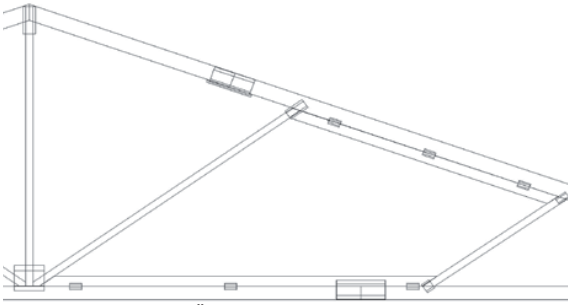


Bild 3.7-26 Örtliche Verstärkungen

Verwendung bei: Örtlichen Einbauten wie z.B. Klimageräte

3.7.3.2 Verstärkungen mit Nagelplatten

Ausklinkungen, Durchbrüche und Queranschlüsse können nach EC5-NA /2/ auch mit seitlich aufgebrachten Nagelplatten verstärkt werden.

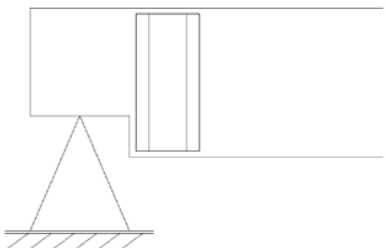


Bild 3.7-27 Verstärkungen von Ausklinkungen

Im NCI NA.6.8 „Verstärkungen“ findet man die Formeln zur Bemessung dieses Anschlusses.

4 Gesamttragwerk

4.1 Allgemeines

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



Bild 4.1-1 *Korrekt ausgerichtete Obergurte bei der Montage*

Diese schlanke Bauweise ist unter anderem im Wesentlichen der Grund für die enorme Wirtschaftlichkeit von Nagelplattenbinderkonstruktionen. Häufig werden diese Binder in gleichem Abstand nebeneinander als Einfeldträger 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. Daher werden diese Bauteile auch häufig als Primärtragglied bezeichnet.

Um diese Aufgabe jedoch sicher erfüllen zu können, bedarf es zusätzlicher Bauteile, die die üblicherweise schlanken Dachbinder um ihre schwache Achse statisch unterstützen. Diese Bauteile werden daher auch häufig als Sekundärtragglieder bezeichnet. 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
- Druck- Zugbohlen im First- und Traufenbereich (im Traufbereich ggf. Ringbalken)
- Knickaussteifung der Füllstäbe
- Mittelabstützungen zur Reduzierung von Verbandsverformungen
- vorgefertigte Längsverbände
- Füllhölzer, Windböcke und Vertikalverbände
- Dachlatten oder –Dachpfetten zur seitlichen Knick- und Kippstabilisierung der Gurte.

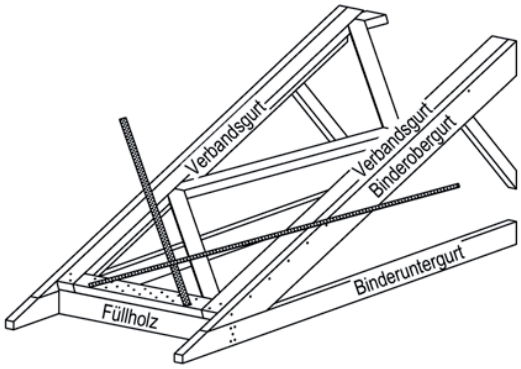


Bild 4.1-2 *Zusammenspiel Windverband, Rispenband, Füllholz*

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 wichtige Bedeutung zu (siehe hierzu DIN 20000-4, Abschnitt 3.2). Der Nachweis ist immer ein elementarer Bestandteil einer Binderstatik. Deshalb werden auch an die Steifigkeit dieser Elemente und deren Bemessung Anforderungen gestellt.

Prinzipiell gilt folgender Grundsatz für die Nagelplattenbauweise:

„Eine wirkungsvolle Aussteifung bildet die entscheidende Grundlage für eine standsichere Dachkonstruktion.“

Bei den Nachweisen zur räumlichen Steifigkeit der Aussteifungskonstruktion sind ggf. Temperatureinflüsse, geometrische Durchführbarkeit des Rispenverlaufes 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.

Bei der Dimensionierung der Aussteifungskonstruktion sind neben den üblichen inneren Seitenlasten und den Windlasten auch die Abtriebskräfte aus ungewollten Schrägstellungen der Primärtragglieder in Ansatz zu bringen.
Wind- und Abtriebskräfte aus Schrägstellung sind als äußere Lasten in die Auflager abzuleiten.
Einzeldruckglieder (Füllstäbe, Stützen …), welche ohne Zwischenabstützung zu schlank wären, bedürfen einer ausreichend steifen Stützung im Abstand a. Die Mindeststeifigkeit C nach EC 5, Abs. 9.2.5 /1/ in Verbindung mit EC 5 NA beträgt hierbei:

$$C = 4 \cdot \frac{N_d}{a}$$

Dabei ist mit N_d die mittlere Stabkraft des auszusteifenden Stabe zu verstehen. Diese Steifigkeit ist damit etwas geringer als die ältere Forderung nach DIN 1052:2008 mit:

$$C = 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E_{0,mean} \cdot I}{a^3}$$

Ist die Mindeststeifigkeit gegeben, erhält die Stützung eine aussteifende Kraft F_d von

$$F_d = \frac{N_d}{50} \quad \text{für Nadelholz}$$

4.2 Verbände

Wie freitragende Nagelplattenbinderdächer oftmals durch Verbände ausgesteift werden, zeigt die folgende Skizze unter Angabe aller wesentlichen Bauteile:

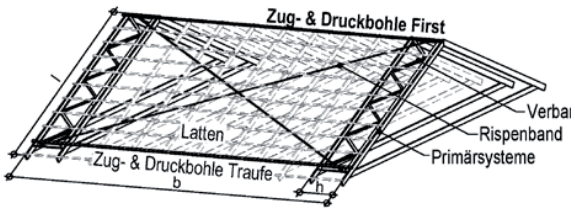


Bild 4.2-1 Aussteifung der Obergurtebene mit Verbänden, Latten und Windrispen.

Verbände für hölzerne Dachkonstruktion können sehr unterschiedlich konstruiert und gebaut werden. Nachfolgend werden einige dieser Verbandsarten beschrieben.

4.2.1 Am First entkoppelte Verbände

Verbände dieser Bauart werden bei Satteldachbindern mit kleineren Binderabständen bevorzugt und sind deshalb häufig bei Nagelplattenbindern anzutreffen. Sie sind meist je Dachfläche verlegt und am First entkoppelt!

Dabei ist für die Bemessung Rispenbänder von einer einwelligen Vorkrümmungslinie der Binderobergurte (Traufe-Traufe), also mit der gesamten Verbandslänge über den First hinweg, auszugehen.
Für den Verband ist meist die halbwellige Vorkrümmungslinie, also die Halbwelle Traufe – First, maßgebend. Für diesen Lastfall ergeben sich größere Aussteifungslasten – diese wirken sich auch auf den Nachweis des Verbandes (entkoppelt – First-Traufe) aus.

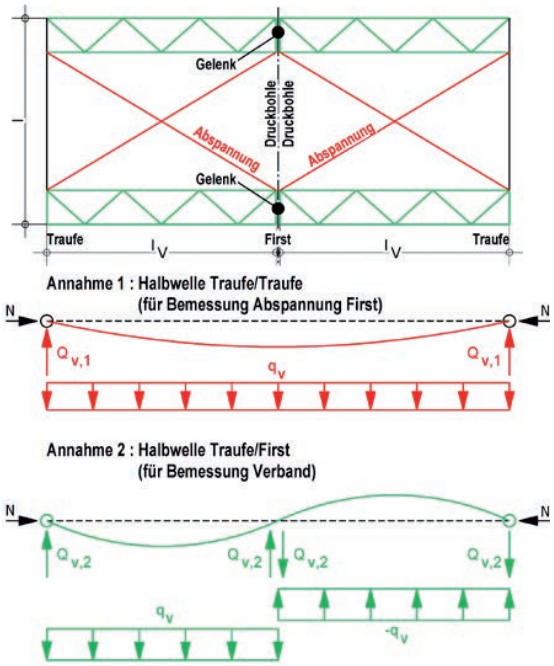


Bild 4.2-2 Vorkrümmungsannahme am Normalbinder

Bewährt haben sich Rispenbandanschlüsse im mittleren Bereich auf breiten Endvertikalen (b≥160 mm) der Verbandsbinder. Dies hat den Vorteil einen von Nagelplatten ungestörten Anschluss ausbilden zu können und die Abspannkomponenten auf 2 Verbandsgurte zu verteilen.

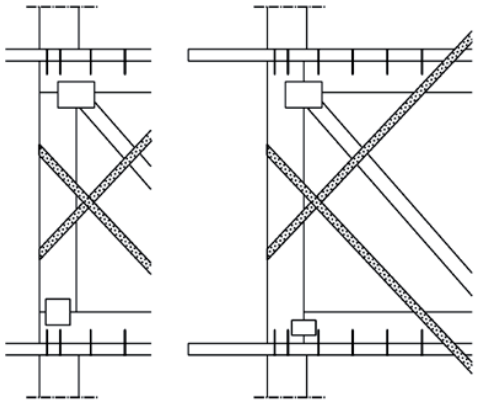


Bild 4.2-3 Anschluss Rispenband an Verband

Die Nagelplatten des Verbandes sind entsprechend den zusätzlichen Belastungen zu dimensionieren. Wird dabei die Vertikale durchgeführt, kann Kontaktdruck aktiviert werden.

4.2.2 Verbände mit Zwischenabstützung

Zur Begrenzung der Verbandsverformung werden oftmals Zwischenabstützungen mit Stützbohlen eingesetzt. Die Festhaltung der Zwischenabstützung kann entweder durch eine Unterspannung des Verbandes, oder durch zusätzliche Abspannungen zur Traufe erfolgen.

Die Zwischenabstützung kann auch Teil eines räumlichen Komplettsystems (Kapitel 4.2.4) sein.

Unterstützte Obergurtverbände bestehen aus Verband, Druck- Zugbohlen an Traufe und First sowie zusätzliche Stützbohlen, welche durch diagonale Rispenbänder gehalten sind.

4.2.3 Verbände mit Abspannung unterhalb des Firstes

Bei Satteldächern werden öfters Verbandsbinder gebaut, welche über Windrispenbänder ausgekreuzt sind. Dabei enden die Windrispenbänder ein ganzes Stück unterhalb vom First und damit weg vom Ende des Aussteifungsverbands. Dadurch erhält der Verbandsbinder dort in Gebäudelängsrichtung eine elastische, horizontale Halterung und kragt zum First hin noch ein Stück aus. Die Stützbohle stellt damit in Verbindung mit der Windrispe das obere Auflager des Verbandes dar.

Damit werden die Abspannwinkel der Windrispen flacher und deren Beanspruchung wird verkleinert. Genauere Angaben dazu finden sich in Kap. 4.4.3

4.2.3 Verbände mit größerer Bauhöhe

Die Verbandssteifigkeit kann auch dadurch vervielfacht werden, wenn die Obergurtverbände mit einer Bauhöhe über 2 oder 3 Binderfelder ausgeführt werden. Allerdings werden dann aus geometrischen Gründen zusätzliche Hauptbinder mit tiefer angeordnetem Obergurt erforderlich. Dies ist im Besonderen bei Bindern mit ausreichender Anfangshöhe gut umzusetzen. Die dazwischen angeordneten, tieferliegenden Binder müssen ggf. um Verbandsstärke aufgedoppelt werden um die seitliche Stützung zu gewährleisten.

Eine weitere Maßnahme zur Reduzierung der horizontalen Verformungen in den Verbänden ist die lokale Vergrößerung des Binderabstandes im Verbandsbereich (Verband erhält mehr Bauhöhe). Dabei ist zu beachten, dass die Dachlatten bzw. Dachpfetten für diese Zuweisung ausreichend bemessen werden.

4.2.4 Räumliche Komplettsysteme

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

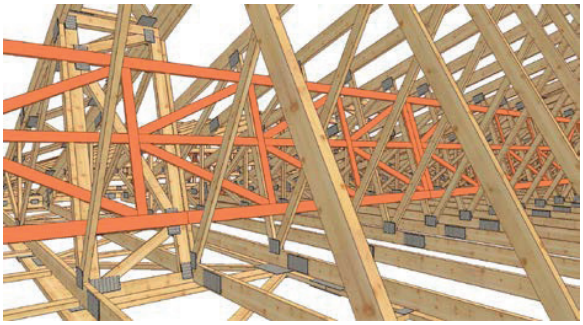


Bild 4.2-4 Komplettsystem

Dabei werden alle notwendigen Bauteile industriell vorgefertigt, mittels reinen Holz/Holz Verbindungen zusammengefügt, so dass sie neben der Aussteifung auch die Knickstabilisierung der Druckdiagonalen an den Hauptbindern übernehmen.
Auf den Einbau von Rispenbändern kann daher verzichtet werden. Die Ableitung der Kräfte erfolgt dann über Verbände in Untergurtebene.

4.2.5 Gekoppelte Verbände

Bei meist größeren Binderabständen und geringer Dachneigung werden in Obergurtebene Verbände ausgebildet, welche am First mit dem Vertikaltragglied gekoppelt sind.
Diese am First durchgespannten Verbände (gekoppelten Verbände) erzeugen allerdings am Haupttraglied Umlenkkräfte, welche entsprechend zu berücksichtigen sind

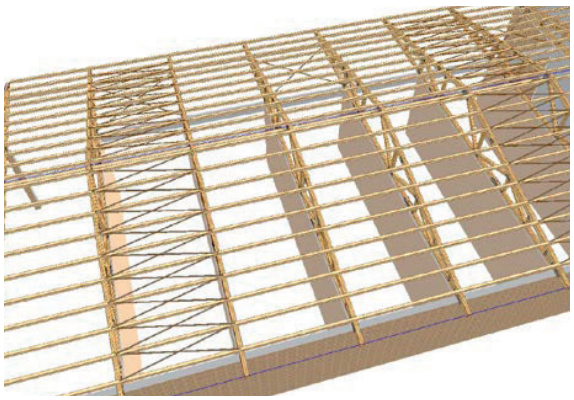


Bild 4.2-5 Durchgespannter Verband am First meist bei größeren Binderabständen

4.2.6 Verbände in Untergurtebene

Als besonders wirtschaftlich erweisen sich diese Verbände bei Gebäuden in Holzbauweise, in denen die komplette Horizontalaussteifung ausschließlich über Wind -und Knickverbände erfolgt.
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.

Die Verformung der Verbände am Untergurt ist aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit mit dem angrenzenden Unterbau abzustimmen.
Dienen die Untergurtverbände neben dem reinen Windlastabtrag auch zum Abtrag von Stabilisierungslasten, so sind erhöhte Anforderungen an die Verformungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu beachten.

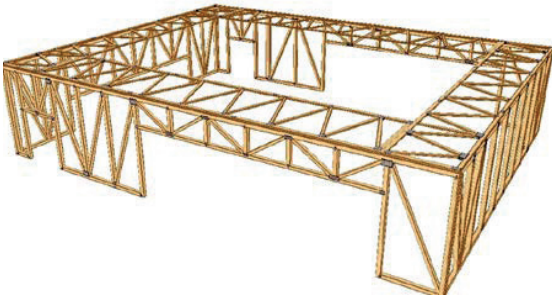


Bild 4.2-6 Untergurtverbände zur Längswandaussteifung

Hinweis:
Für eine funktionierende Aussteifung ist es erforderlich, dass die vorgesehenen Bauteile alle lückenlos vorhanden sind und auch die gegenseitigen Verbindungen auf der Baustelle mit Sorgfalt und tragfähig ausgeführt werden. Die Windrispenbänder sind gleichmäßig gespannt einzubauen und an den Enden planmäßig zu befestigen. Die Druck- Zugbohlen an den Verbandsenden und ggf. bei Zwischenabstützungen sind herzustellen und mit den Verbänden zu koppeln. Die Anschlüsse an die Unterkonstruktion sind entsprechend der auftretenden Kräfte auszuführen.

4.2.7 Horizontal geteilte Binder

Bei sehr großen Spannweiten bzw. bei steileren Dachneigungen wird eine horizontale Teilung der Dreiecksbinder aus Transportgründen manchmal gewählt. Durch die horizontale Teilung ergibt sich ein Trapezbinder mit einer dreieckförmigen Aufsatzspitze. Durch die Fachwerkwirkung erhält der obere horizontale Gurt des Trapezbinders (ähnlich wie ein Kehlriegel) beachtliche Druckkräfte.

Selbstverständlich ist dieser horizontale Gurt auszusteifen und seitlich über durchlaufende Knickaussteifungen, die kraftschlüssig an so genannten Kehlriegelverbänden (s. Bild 4.2-7) angeschlossen sind, zu halten.

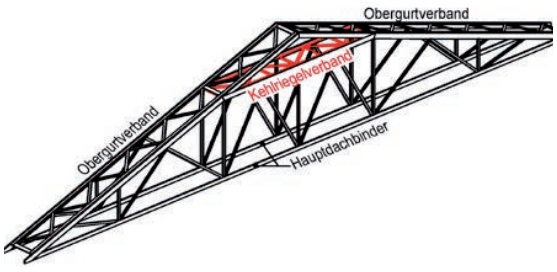


Bild 4.2-7 Kehlriegelverband

biegesteif zu dimensionieren. Als Verformungsbegrenzung gilt auch hier ℓ/500.
An den Endpunkten des horizontalen Obergurtes (Kehlriegel) des Trapezbinders ist eine Druck- Zugbohle in der Dachfläche anzuordnen. Zusätzlich wird empfohlen, die Kehlriegelebene beispielsweise mittels Rispenkreuzen, die jeweils an den Kehlriegelverbandsenden angeschlossen sind, schubsteif auszubilden (s. Bild *4.2-8)*.
Durch diese Maßnahme werden die im ungünstigsten Fall entgegengesetzten Abtriebskräfte aus Schrägstellung an den Knickpunkten durch die Windrispe miteinander kurzgeschlossen.

Es ist zwar auch generell möglich diese Abtriebskräfte komplett über die jeweilige Abspannung in der Dachflächenebene abzutragen, jedoch erhalten dann die ohnehin schon hoch beanspruchten Windrispen erhebliche Zusatzkräfte.

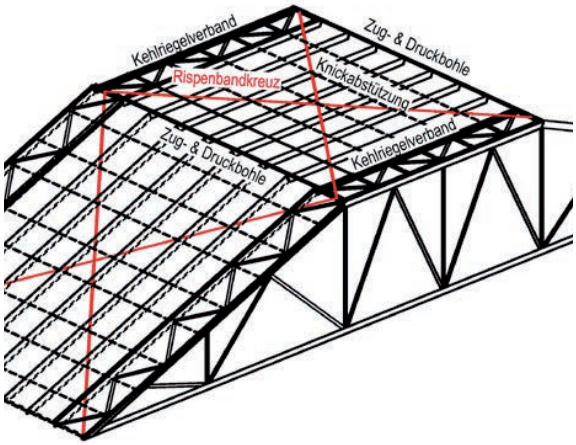


Bild 4.2-8: Aussteifung in Kehlriegelebene

Eine Weiterleitung der Auflagerkräfte vom Kehlriegelverband in den Ringbalken ist nur erforderlich, wenn der Kehlriegelverband als horizontales Auflager für die Giebelhölzer unter Windbelastung dient. Fallen nur Stabilisierungskräfte für die Kehlriegelverbände an, erfolgt der Ausgleich der Kräfte innerhalb der Kehlriegelebene.

4.2.8 Unsymmetrische Abspannung

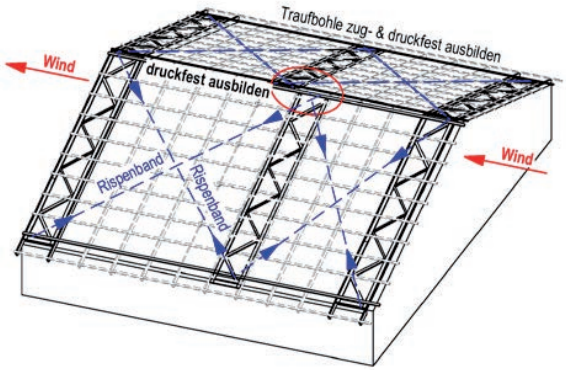


Bild 4.2-9: unsymmetrische Abspannung

Bei dem oben dargestellten System werden die Verbände und Abspannungen auf den Dachhälften nicht symmetrisch ausgeführt. Dies ist i.A. ungünstig für die Wirksamkeit der Aussteifung, da sich die inneren Kräfte innerhalb der Primärtragglieder nicht mehr unmittelbar ausgleichen können. Dabei können erhebliche, ungewollte zusätzliche Beanspruchungen in den Verankerungen der Binder bzw. in deren unterstützenden Bauteilen (Ringanker) auftreten.

4.3 Aussteifungsbauteile und deren Funktion

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 übermäßigen Verformungen, bis hin zum Verlust der Standsicherheit führen.

4.3.1 Dachlatten

Zu den wesentlichen Aufgaben der Dachlatten gehört es neben der Abtragung der vertikalen Einwirkungen aus ständiger Last, Schnee, Wind und Mannlast (0,5 kN in den Viertelspunkten gem. DIN EN 1991-1-1/NA NCI 6.3.4.2 (NA 10)) 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.
Die Dachlatten und deren Anschlüsse sind generell für diese Beanspruchungen statisch nachzuweisen und zeichnerisch darzustellen.
Lattenstöße sind mit Beihölzern, 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 /87/. Eine weitere Möglichkeit der Dachlattenstoßausbildung bietet die Schrägnagelung. Nähere Informationen hierzu sind in einem Gutachten von Blaß zu finden /89/.

4.3.2 Obergurtverbände

Verbände in Obergurtebene dienen im Wesentlichen zur Aufnahme von Kräften, die in dieser Ebene durch die Dachpfetten von den einzelnen Dachbindern eingesammelt werden. Diese Kräfte entstehen durch Wind, durch Aussteifung der gedrückten Gurte der Primärtragglieder und durch Abtriebskräfte infolge Schiefstellung.

4.3.3 Druck- Zugbohlen im Firstbereich:

Die Druck- Zugbohlen, meist breite Bohlen, bilden das obere horizontale Auflager des Verbandes.
Für den inneren Ausgleich der Seitenlasten ist ein ausreichend steifer Anschluss an den Verband und an alle Binder des Primärtragwerks erforderlich.
Die aus äußeren Einwirkungen sowie den Aussteifungslasten resultierenden Auflagerreaktionen des Verbandes werden durch die Druck- Zugbohlen auf die Windrispenbänder bzw. an die Binder zurück (Gleichgewichtsgruppe) verteilt. Der Verlauf der Normalkraft in der Firstbohle ist durch den Ausgleich an jedem einzelnen Binder somit treppenförmig bzw. trapezförmig und kann Zug oder Druck bedeuten. Aus diesen Funktionen folgt, dass Stöße druck- und zugfest auszubilden sind.

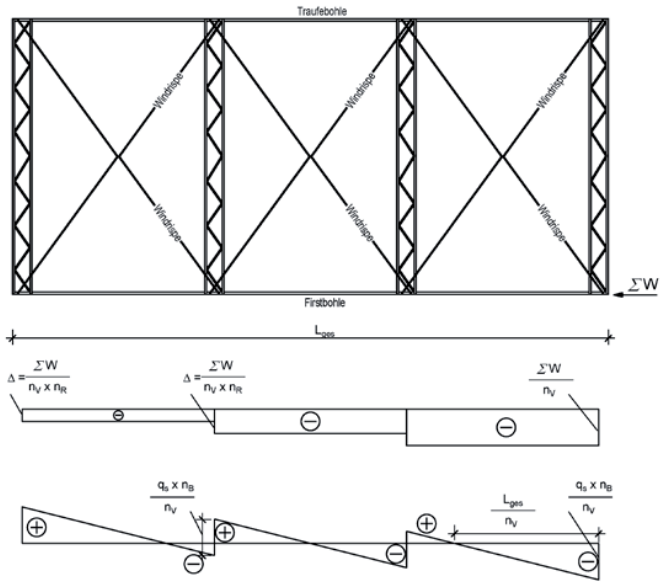


Bild 4.3-1 Beanspruchung der Firstbohle aus äußerer Einwirkung und Aussteifungslasten.

4.3.4 Zwischenabstützungen:

Zwischenabstützungen werden immer dann eingebaut, wenn die zulässigen horizontalen Verformungen des Verbandes überschritten werden. Dabei gibt es mehrere Lösungen. Oftmals angewandt werden Verbände-mit 2 Rispenbändern am Ende der mittleren Stützbohle, welche die Stützbohlenkraft an die beiden Enden des Verbandes zurückhängt.

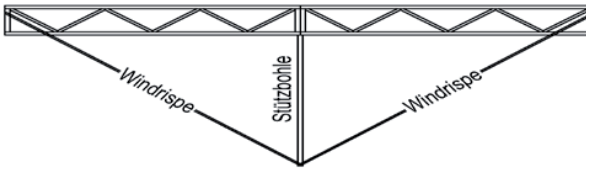


Bild 4.3-2 Unterspannter Obergurtverband mit zwei Rispen (von Auflager zu First)

Andere Lösungen, bei welchen die mittlere Stützbohle nur durch ein schräg zur Traufe hin gespanntes Rispenband gehalten wird, sind auch möglich.

4.3.5 Druck- Zugbohlen im Traufenbereich:

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

4.3.6 Rispenbänder bzw. hölzernen Rispen:

Diese Bauteile nehmen die äußeren Kräfte aus Wind und Schiefstellung auf und leiten diese in die auflagerseitigen Verbandsanschlüsse ab. Falls der innere Ausgleich der Seitenkräfte nicht gewährleistet werden kann, leiten die Rispen auch die Reaktionen aus Seitenlasten ab.
Bei Zwischenabstützungen sind die zusätzlichen Beanspruchungen aus der Unterspannung zu berücksichtigen.

In den Verformungsberechnungen sind die Nachgiebigkeiten der Anschlüsse und die Querschnitte der Rispenbänder zu erfassen. Wenn die metallenen Rispenbänder konstruktiv auf jedem Kreuzungspunkt des Rispenbandes mit dem jeweiligen Binderobergurt vernagelt werden, entstehen Tragreserven welche rechnerisch nicht erfasst werden.

4.3.7 Querabstützungen gedrückter Füllstäbe:

Schlanke, 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 oder in den Drittelspunkten Querabstützungen aus Holz notwendig, welche die Knicklänge aus der Binderebene unterteilen.
Dies funktioniert allerdings nur dann, wenn gleichzeitig obere und untere Läufer meist im selben Querschnitt angeordnet werden. Dadurch wird ein innerer Ausgleich der Stabilisierungskräfte ermöglicht. Die Läufer sind dabei zug- und druckfest auszubilden und an den Stoßstellen ausreichend zu verbinden:

Größere Ausmitten am Kreuzungspunkt sind zu vermeiden.

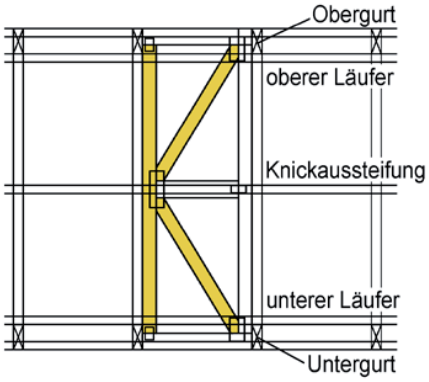


Bild 4.3-3 Beispiel einer Querabstützung mit Läufern und K-Bock

Üblich sind Aussteifungskreuze aus Bohlen. Bei den Nachweisen ist den Exzentrizitäten und den erforderlichen Steifigkeiten und Randabständen Rechnung zu tragen.
Meist werden diese Kreuze alle 10 Binder unter den Obergurtverbänden angeordnet, damit die anzuschließenden Kräfte ausreichend befestigt werden können.

Bewährt haben sich auch sogenannte eigens hergestellte K-Böcke in Nagelplattenbauweise, die bei der Montage gleich mit in die Verbandsböcke mit eingebaut werden. Diese sind sehr steif und bieten genug Anschlussfläche für die Vernagelung der Querabstützungen. Weitere Informationen wie sich Festigkeit und Steifigkeit der Querabstützung auf die Binder auswirken finden sich in /60/.

4.3.8 Windböcke

Windböcke dienen der Ableitung von horizontalen (Wind-) Lasten aus den Verbänden in die steiferen Untergründe – das können Wände mit Ringanker oder auch Stahlbetonplatten oder auch weitere Verbände (Untergurtverbände) sein, welche die horizontalen Lasten endgültige zu den Auflagern bringen.

Die Windböcke erhalten Horizontallasten aus Wind und Schiefstellung und führen diese auf die tieferliegende Bauteile (Ringanker) und/oder Fundamente.

In Verbindung mit Dachverbänden können Windböcke, die direkt auf Wänden und Ringanker aufstehen, direkt die Aussteifung von Dachkonstruktionen sicherstellen, ohne dass es zusätzlicher Rispenbänder bedarf.



Bild 4.3-4 Obergurtverband und Vertikalbock

4.4 Aussteifung von Nagelplattenkonstruktionen nach Kessel und Kühl

4.4.1 Betrachtungsweise

Von Kessel und Kühl /96/ wurden verschiedene häufig vorkommende Arten von Dachkonstruktionen in Nagelplattenbinderbauweise in Bezug auf die Aussteifung näher untersucht. Hierzu wurde die Dachkonstruktion als räumlich wirkendes statisches System betrachtet. Anschließend wurden über geometrische Betrachtungen und unter Abschätzung der größten zulässigen Verformungen der Aussteifungskonstruktion Näherungsformeln entwickelt. Hiermit lassen sich die Belastungen auf die verschiedenen beteiligten Aussteifungselemente wie Aussteifungsverband, Windrispen, Dachlatten und deren Anschlüsse genauer ermitteln.

Im Folgenden können nur ein paar Kernaussagen dieser wissenschaftlichen Arbeit näher erläutert werden. Um das komplexe Thema der Aussteifung zu vertiefen, empfiehlt sich ein Studium dieser Ausarbeitung.

4.4.2 Beiwert k_{sim}

Von Kessel und Mertinaschk wurden an 44 gebauten Satteldächern die Imperfektionen Schrägstellung und Vorkrümmung der Obergurte nach statistischen Prinzipien gemessen und ausgewertet. Es zeigte sich daran, dass sich weder die Schrägstellung noch die Vorkrümmung systematisch in einer Richtung einstellen.

Aufgrund dessen können die anzusetzenden Imperfektionen für die einzelnen Hauptbinder als unabhängige Ereignisse angesehen werden. Steht vereinfacht ausgedrückt ein Hauptbinder schräg nach links schräg und der nächste schräg nach rechts, so wirken die benötigten Kräfte zur Stabilisierung entgegengesetzt und heben sich teilweise auf. In Anlehnung an den Stahlbau wurde ein Reduktionsfaktor k_{sim} für die Größe der anzusetzenden Vorkrümmung bei der Bemessung der Aussteifungsbauteile eingeführt.

$$k_{sim} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{\frac{n_B}{n_V}}} \right) \leq 1$$

mit
n_B = Anzahl Binder
n_V = Anzahl Verbände

Dieser ist abhängig vom Verhältnis Anzahl Hauptbinder n_B zu Anzahl Obergurtverbände n_v.

Dies bedingt im Umkehrschluss, dass nach der Montage die vorhandenen Imperfektionen kontrolliert werden müssen, um sicherzustellen, dass die angenommenen Imperfektionen im Standsicherheitsnachweis auf der sicheren Seite lagen.

Es werden folgende Werte für die Imperfektionsannahmen empfohlen:

Schrägstellung $\varphi = 0{,}005$
Vorkrümmung $e = k_\ell \times \ell / 400$

Mit:
- $k_\ell = \min \{1{,}0;(15/\ell)^{0{,}5}\}$
- ℓ = Gesamtlänge des Aussteifungsverbands

Für die Einhaltung einer Schrägstellung von $\varphi = 0{,}005$ ist besondere Sorgfalt bei der Montage erforderlich.

4.4.3 Unterhalb vom First abgespannter Verband

Bei Satteldächern werden öfters Verbandsbinder gebaut, dabei enden die Windrispenbänder ein ganzes Stück unterhalb vom First. Dadurch erhält der Verbandsbinder dort in Gebäudelängsrichtung eine elastische, horizontale Halterung und kragt zum First hin noch ein Stück aus. Die Stützbohle stellt damit in Verbindung mit der Windrispe das obere Auflager des Verbandes dar.

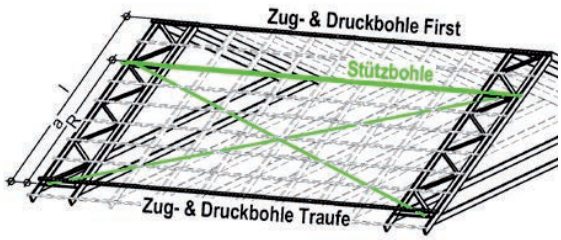


Bild 4.4-1 Unterhalb vom First abgespannter Verband

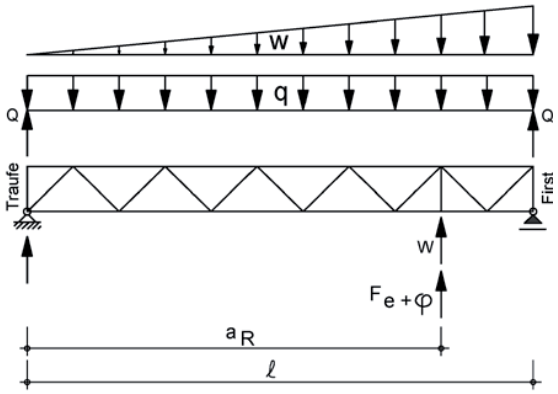


Bild 4.4-2 Lastansatz für den unterhalb vom First abgespannter Verband

Wie sich in der räumlichen Berechnung gezeigt hat, leiten die Windrispenbänder im Wesentlichen nur die äußeren Kräfte (aus Wind und Schiefstellung) ab. Das auskragende Verbandsende am First erhält aus den Aussteifungskräften Abtriebskräfte, welche über eine zusätzliche Druck- Zugbohlen am Verbandsende gefasst werden müssen. Für die Ermittlung der Seitenlasten ergibt sich ein System mit der Länge des Verbands von Traufe bis First bei dem jedoch die Auflagerreaktion der Windrispenabspannung als entgegenwirkende Lastkomponente angesetzt werden darf.

4.4.4 Dachlattensteifigkeit

Die Obergurte sind Druckgurte der Hauptbinder und werden seitlich über die Dachlatten stabilisiert, welche ihrerseits an den Aussteifungsverbänden fixiert werden. Sie sammeln die horizontalen Aussteifungskräfte der einzelnen Binderobergurte auf und leiten diese bis zum Verband weiter. Die Binderobergurte sind bezüglich Knicken um ihre schwache Achse als seitlich elastisch gebettete Druckstäbe zu betrachten. Die Steifigkeit dieser Bettung gegen seitliches Ausweichen wird zum einen von der Steifigkeit des Verbandes und zum anderen von der Normalkraftsteifigkeit der Dachlatten einschließlich deren Stöße und Anschlüsse bestimmt. Mit zunehmendem Abstand vom Verbandsbinder nimmt die Bettungssteifigkeit immer mehr ab.
Damit die Steifigkeit der seitlichen Bettung nicht zu weich wird, sollen durch einen Verband maximal 12 Hauptbinder stabilisiert werden.
Die Steifigkeit üblicher Dachlatten für Ziegel und Betondachsteine unterschreitet im Allgemeinen die im EC5 angegebene Mindeststeifigkeit zur Unterteilung der Knicklänge gedrückter Bauteile. Deshalb sollte bei einer Ziegeldeckung die Knicklänge für die Binderdruckgurte um die schwache Achse nicht unter 0,8 m festgelegt werden.

Genauere Annahmen für die Knicklänge können entweder der Veröffentlichung Kessel oder aus einer Betrachtung nach Theorie II. Ordnung entnommen werden.

4.4.5 Untergurtaussteifung

Bei Hauptbindern mit vertikalem Pfosten beim Auflager werden die Diagonalen in den Endfeldern häufig als Zugdiagonalen ausgeführt, welche zum Auflagerendpfosten hin steigen.

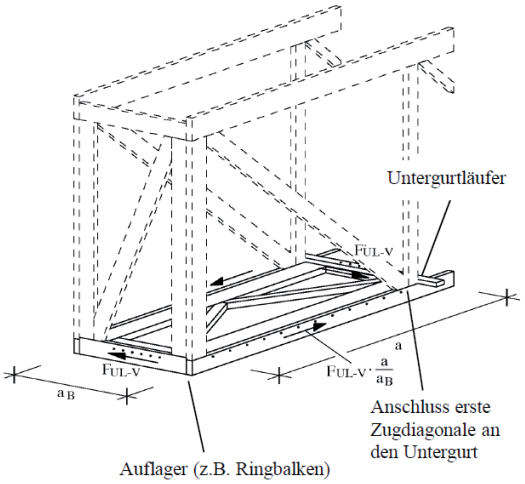


Bild 4.4-3 Erforderlicher Untergurtverband an dem Abknickenden Zuggurt

Ähnlich wie bei einem unterspannten Träger wird die Zuggurtkraft des Untergurtes am ersten Innenknoten umgelenkt. Dieser Untergurtknoten muss quer zur Binderebene seitlich besonders stabilisiert werden. Dies kann beispielsweise über ein Längsholz erfolgen, welches zusätzlich (wie in Bild 4.4-3 dargestellt) durch einen Verband oder über Diagonalen zum Obergurt hin unverschieblich gehalten wird.

4.5 Bemessungen der Aussteifungselemente

4.5.1 Wind- und Knickverbände

Die Belastung der Verbände setzt sich aus drei Anteilen zusammen: die Seitenlast q_s, die Abtriebskräfte $q\varphi$ sowie äußere Windkräfte.
Die q_s Seitenlasten entstehen infolge horizontaler Vorverformung und Auslenkung der ideal geraden Druckgurte der Hauptbinder. Sie werden in den einzelnen Dachflächen über die Druck-Zugbohlen kurzgeschlossen, die jeweils an den Verbandsenden angeordnet sind. Als innere Kräfte bedürfen sie keiner weiteren Ableitung zu den Auflagern.

Infolge unvermeidbarer Imperfektionen verschieben sich die Vertikallasten, welche an den Obergurten der Hauptbinder angreifen, im Grundriss betrachtet neben die Verbindungslinie der Auflager. Dadurch entstehen horizontale Abtriebskräfte, die im Gegensatz zu den qs Seitenlasten äußere Kräfte sind. Sie müssen in der Aussteifungskonstruktion bis in die Auflager der Dachkonstruktion verfolgt werden.
Windkräfte sind als horizontale Streckenlasten äußere Kräfte und müssen ebenfalls bis in die Auflager der Dachkonstruktion und weiter bis in die Gründung verfolgt werden.

Wind- und Knickverbände für Nagelplattenbinder sind entsprechend /1/, Abschnitt 9.2.5.3 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, abgeminderte Steifigkeiten für Holz und Anschlussnachgiebigkeiten) Durch die unterschiedlichen k_{mod}-Werte, sind gesonderte Überlegungen bei den Lastkombinationen erforderlich.

Alternativ kann der Nachweis der Aussteifung anhand der Ausarbeitung von Kessel und Kühl /96/ erfolgen. Diese stellt ein genaueres Verfahren dar und macht auch Angaben zur Bemessung weiterer Aussteifungselemente.

Werden die Nagelplattenanschlussflächen zu nicht mehr als 67% ausgenutzt, darf abweichend von EC 5 die Steifigkeit der Verbindungsmittel $K_u = K_{ser} / \gamma_M$ angenommen werden (verformungsarmer Anschluss). Dies kann aus ähnlichen Annahmen bei der Scheibenbeanspruchung nach EC 5 in Kap.9.2.2 sowie aus dem verformungsarmen Verhalten von Nagelplatten begründet werden.

Hinweis:
Im Kapitel 5 sind in einem Beispiel unter 5.4 auch die Berechnungs- und Bemessungsansätze für die Aussteifung dargestellt.

4.5.2 Ansatz von Imperfektionen

In /1/ bwz. /2/ und /3/ werden für die Montage Größtwerte für die seitliche Auslenkung und die Schiefstellung angegeben.

Größtwert Schiefstellung = min (50 mm) bzw. 1/200 gilt für jeden Binder, auch Binder unter Verband!

Größtwert spannungslose seitliche Auslenkung (Verkrümmung des Binders):
= Minimum aus 50 mm oder ℓ/400 gem. NCI zu 9.2.5.3.

Alternativ können in Absprache mit der Montage auch kleinere Werte sinnvoll festgelegt werden. Die Einhaltung der berücksichtigten Abweichungen ist bei der Montage zu kontrollieren.

4.5.3 Einzelabstützungen

Einzelabstützungen zur Unterteilung der Knicklänge z.B. von gedrückten Füllstäben o.ä. sind nach Abschnitt 8.4.2 aus /1/ auszubilden. Wie schon unter 4.1 dargestellt, beträgt der Lastansatz für dies Einzelabstützung:

$F_d = \frac{N_d}{80}$ für Brettschichtholz bzw.

$F_d = \frac{N_d}{50}$ für Nadelholz

Diese Abstützungskräfte (innere Kräfte) sind durch Verbände oder weitere aussteifende Elemente abzutragen.

4.5.4 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. Stöße und Exzentrizitäten sind hier entweder zu vermeiden, oder auf ein Mindestmaß zu reduzieren und ggf. nachzuweisen.

4.5.5 Weiterleitung der Kräfte:

Wenn die konstruktiven Voraussetzungen eines sich „Schließens“ der inneren Seitenlasten 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 2-seitig angeordnet- auf der Pfette zu befestigen. Ist die Fußschwelle nicht der obere Abschluss der Wand, sondern selbst auf dem Ringanker als Füllholz 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 entweder Schienen vom Typ HZA oder Kurzstücke HTA in Querrichtung zu verwenden. Diese Kräfte können durch die Weiterleitung der Wind- und Schrägstellungslasten entstehen oder wenn die Traufbohle entfällt und der Ausgleich der Aussteifungslasten über den Ringanker erfolgt (nur bei geringer Anfangshöhe sinnvoll).

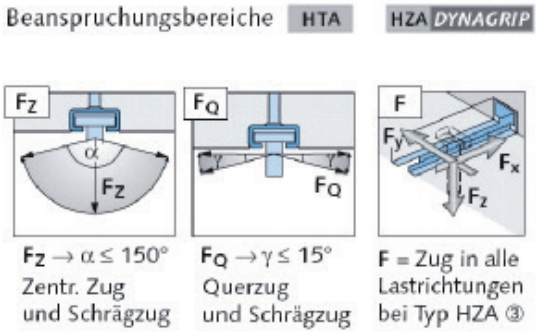


Bild 4.5-1 Auflagerverankerung

5 Beispiel

5.1 Allgemeines

5.1.1 Baubeschreibung

Im Folgenden soll die Berechnung eines Nagelplattenbinders anhand eines Beispiels veranschaulicht werden. Die genaue Position der Nagelplatten wird als gegeben vorausgesetzt.
Der iterative Prozess der Dimensionierung und Positionierung der Nagelplatten, wie er bei einer Neubemessung von Nöten ist, wird in diesem Beispiel übergangen.
Das Beispiel hat somit den Charakter einer Prüfung von bestehenden Nagelplattenbindern.

5.1.2 Statisches System

Beim Beispiel handelt es sich um einen Satteldachbinder aus Nadelholz C24. Die Querschnittsbreite des Binders beträgt 60 mm. Ober- und Untergurt sind 160 mm hoch. Diagonalen und Vertikalstreben haben eine Höhe von 80 bis 100 mm.

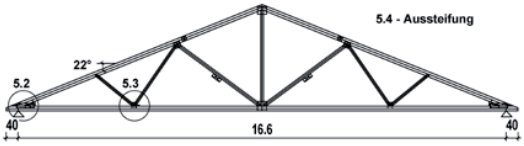


Bild 5.1-1 Übersicht

Der Binder überspannt 16,6 m und lagert an den Traufpunkten auf. Der Binderabstand beträgt 1,25 m.

Ausgesteift wird der Binder durch Verbände und Windrispen. Der Obergurt wird durch eine Lattung seitlich gehalten. Die zwei fallenden Diagonalen in Bindermitte werden in Stabmitte seitlich abgestützt.

5.1.3 Einwirkungen

Obergurt:

Dachziegel und Lattung:		0,55 kN/m²
Eigengewicht:		0,10 kN/m²
	$g_{OG,k}$ =	0,65 kN/m²

Untergurt

Eigengewicht		0,10 kN/m²
Dämmung		0,10 kN/m²
Spanplatte 25 mm + NE-Paneel		0,25 kN/m²
Installationen		0,10 kN/m²
	$g_{UG,k}$ =	0,55 kN/m²

Grundschneelast:

SZ2 , 69 m, α = 22°	s_k =	0,85 kN/m²
Beiwert μ_1		0,80
$s_1 = \mu_1 \cdot s_k = 0,80 \cdot s_k$	$s_{1,k}$ =	0,68 kN/m²

Windstaudruck:

WZ2, Binnenland, h = 7,40 m	q_{ref} =	0,39 kN/m²
$q = 1,7 \cdot 0,39 \cdot \left(\frac{7,4}{10}\right)^{0,37}$ =		0,59 kN/m²
Mannlast am Laufsteg	Q_k=	1,0 kN

5.1.4 Lastfallkombinationen

Als Lastfallkombination wird gewählt:
LK : $1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k$

5.1.5 Schnittgrößen

5.1.5.1 Schnittgrößen im Standart- Lastfall g + s

Nachfolgend sind die Ergebnisse der LK g+s dargestellt.

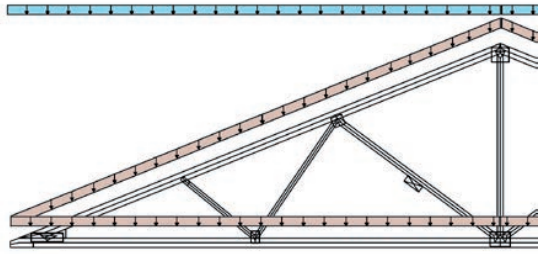


Bild 5.1-2 Standard-Lastkombination – LF g + s

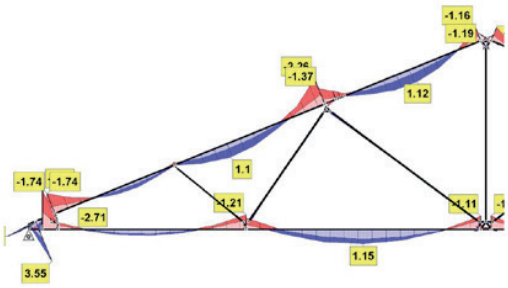


Bild 5.1-3 Momentenverlauf – LF g + s

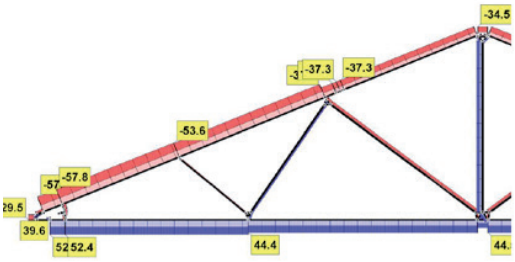


Bild 5.1-4 Normalkraftverlauf – LF g + s

5.1.6 Modellierung und Steifigkeiten

Die Schnittgrößen und die daraus zu entnehmenden Plattenkräfte hängen in großem Maße von der Modellierung ab.

In diesem Beispiel sollen lediglich die zu bemessenden Knoten detailliert modelliert werden. Für das Beispiel wird von den nachfolgenden Plattenkennwerten ausgegangen:

t	Kser	$f_{a,0,0,k}$	$f_{a,90,90,k}$	k_1	k_2	a_0
mm	N/mm*mm²	N/mm²	N/mm²	N/(°mm²)	N/(°mm²)	°
1,5	3,5	2,31	1,3	-0,022	0,0031	38

$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,0,k}$	$f_{v,90,k}$	γ_0	k_v
N/mm	N/mm	N/mm	N/mm	N/mm	N/mm	°	-
320	200	210	151	106	87	16	0,7

Tab. 5.1-16 Nagelplatten-Kennwerte der Beispiel-Platte

5.2 Nachweis Traufknoten

Die Nagelplatte am Traufknoten soll später nachgewiesen werden. Dementsprechend ist eine möglichst exakte Modellierung erforderlich.

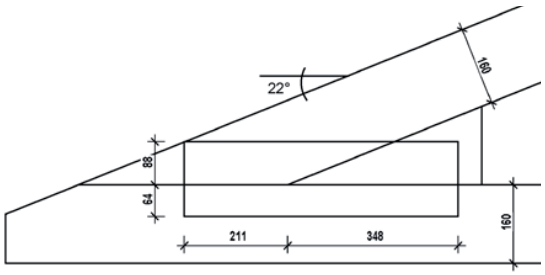


Bild 5.2-1 Traufknoten, Platte 152/559

5.2.1 Anschluss: Platte an Untergurt

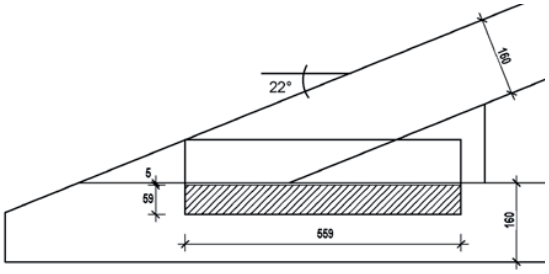


Bild 5.2-2 Untere Anschlussfläche

Die Höhe der Anschlussfläche wird am faserparallelen Rand des Gurtstabes um 5 mm verkleinert. Somit ergibt sich ein Rechteck von (64 mm – 5 mm) = 59 mm Höhe und 559 mm Breite.

5.2.1.1 Geometriewerte der Anschlussfläche B:

$$A_{ef} = 5,9 \cdot 55,9 = 329,8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{5,9^3 \cdot 55,9}{12} = 957 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{55,9^3 \cdot 5,9}{12} = 85882 \text{ cm}^4$$

$$I_p = I_x + I_y = 957 + 85882 = 86839 \text{ cm}^4$$

$$r_{max} = \sqrt{2,95^2 + 27,95^2} = 28,1 \text{ cm}$$

$$W_{el} = \frac{I_p}{r_{max}} = \frac{86839 \text{ cm}^4}{28,1 \text{ cm}} = 3089 \text{ cm}^3$$

5.2.1.2 Berechnung der Widerstandsmomente

Die Berechnung des plastischen Widerstandsmomentes erfolgt mit der Gleichung (8.48) aus EC 5.

$$W_{pl} = \frac{A_{ef} \cdot d}{4} = \frac{329,8 \cdot 56,2}{4} = 4634\ cm^3$$

$$\text{mit } d = \sqrt{\left(\frac{A_{ef}}{h_{ef}}\right)^2 + h_{ef}^2} = \sqrt{\left(\frac{329,8}{5,9}\right)^2 + 5,9^2} = 56,2\ cm$$

Das Verhältnis von plastischem zu elastischem Widerstandsmoment beträgt

$$\alpha_{pl} = \frac{W_{pl}}{W_{el}} = \frac{4634\ cm^3}{3089\ cm^3} = 1,5$$

Die genaue Berechnung ergibt ein W_{pl} = 4673 cm³ und daraus

$$\alpha_{pl,\ quadr.} = \frac{4673\ cm^3}{3089\ cm^3} = 1,51$$

Für die Nachweise dieses Anschlusses wird jedoch weiterhin mit dem Faktor 1,5 gerechnet.

5.2.1.3 Berechnung der Federsteifigkeiten

Der Verschiebungsmodul K_{ser} für die Platte wird der Bauaufsichtlichen Zulassung entnommen (BAZ). Er beträgt 3,5 N/mm².

$$K_{ser} = 3,5 \frac{N}{mm \cdot mm^2} = 3,5 \frac{kN}{cm^3}$$

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3,5}{1,3} = 1,79 \frac{kN}{cm^3}$$

Aus dem polaren Trägheitsmoment I_p und dem Verschiebungsmodul K_u kann die Drehfedersteifigkeit K_φ eines Knotens, also insgesamt zweier Platten, ermittelt werden.

$$K_\varphi = 2 \cdot K_u \cdot I_p = 2 \cdot 1,79 \cdot 86839 \cdot 10^{-2} = 3109\ kNm$$

Die Verschiebefedern in x- und y-Richtung können mit Hilfe der effektiven Anschlussfläche und dem Verschiebungsmodul berechnet werden.

$$K_x = K_y = 2 \cdot 1,79 \cdot 329,8 = 1181 \frac{kN}{cm}$$

Nun wird der Schwerpunkt des Anschlusses ermittelt. Die Anschlussfläche ist ein Rechteck und der Schwerpunkt der Anschlussfläche ist somit einfach auffindbar.

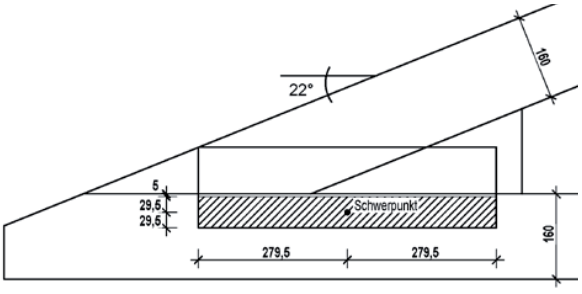


Bild 5.2-3 Schwerpunkt der unteren Anschlussfläche

5.2.2 Anschluss: Platte an Obergurt

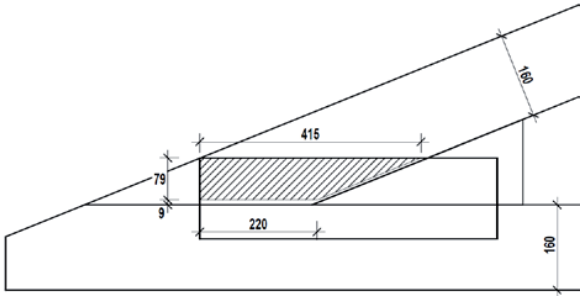


Bild 5.2-4 Obere Anschlussfläche

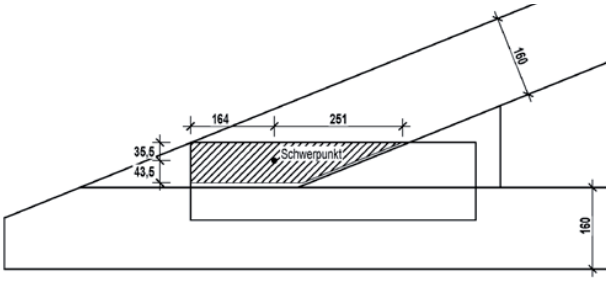


Bild 5.2-5 Lage des Schwerpunktes

5.2.2.1 Geometriewerte der Anschlussfläche A:

$$A_{ef} = \frac{7,9 \cdot (22,0 + 41,5)}{2} = 250,8\ cm^2$$

$$I_x = 1263\ cm^4$$

$$I_y = 24982\ cm^4$$

$$I_p = I_x + I_y = 1263 + 24982 = 26245\ cm^4$$

$$r_{max} = 25,4\ cm$$

$$W_{el} = \frac{I_p}{r_{max}} = \frac{26245\ cm^4}{25,4\ cm} = 1033\ cm^3$$

5.2.2.2 Berechnung der Widerstandsmomente

Die Berechnung des plastischen Widerstandmomentes nach EC 5 entspricht:

$$W_{pl} = \frac{A_{ef} \cdot d}{4} = \frac{250,8 \cdot 32,7}{4} = 2051\ cm^3$$

$$\text{mit } d = \sqrt{\left(\frac{A_{ef}}{h_{ef}}\right)^2 + h_{ef}^2} = \sqrt{\left(\frac{250,8}{7,9}\right)^2 + 7,9^2} = 32,7\ cm$$

Der Ansatz nach Noren ergibt bei Trapezflächen:

$$\alpha_{pl,\ Noren} = \frac{W_{pl}}{W_{el}} = \frac{2051}{1033} = 1,99$$

Die Berechnung mit einem Faktor α_{pl} = 1,5 ergibt ein kleineres Widerstandsmoment und liegt somit auf der sicheren Seite:

$$W_{pl} = W_{el} \cdot \alpha_{pl} = 1033 \cdot 1,5 = 1550\ cm^3$$

5.2.2.3 Berechnung der Federsteifigkeiten

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3,5}{1,3} = 1,79 \frac{kN}{cm^3}$$

$$K_\varphi = 2 \cdot K_u \cdot I_p = 2 \cdot 1,79 \cdot 26245 \cdot 10^{-2} = 940 \text{ kNm}$$

Die Verschiebefedern in x- und y-Richtung können mit Hilfe der effektiven Anschlussfläche und dem Verschiebungsmodul berechnet werden.

$$K_x = K_y = 2 \cdot 1,79 \cdot 250,8 = 898 \frac{kN}{cm}$$

5.2.3 Anschluss: Platte an Keil

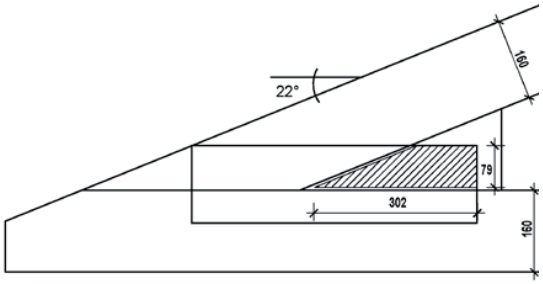


Bild 5.2-6 Anschlussfläche am Keil

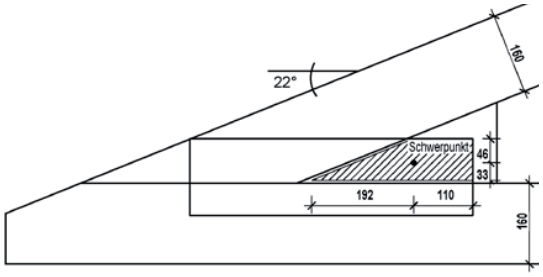


Bild 5.2-7 Lage des Schwerpunktes

5.2.3.1 Geometriewerte der Anschlussfläche C:

$$A_{ef} = \frac{7,9 \cdot (10,6 + 30,2)}{2} = 161,2 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 777 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 8093 \text{ cm}^4$$

$$I_p = I_x + I_y = 777 + 8093 = 8870 \text{ cm}^4$$

$$r_{max} = 19,5 \text{ cm}$$

$$W_{el} = \frac{I_p}{r_{max}} = \frac{8870}{19,5} = 455 \text{ cm}^3$$

5.2.3.2 Berechnung der Widerstandsmomente

Die Berechnung des plastischen Widerstandmomentes nach EC 5 entspricht:

$$W_{pl} = \frac{A_{ef} \cdot d}{4} = \frac{161,2 \cdot 21,9}{4} = 882 \text{ cm}^3$$

$$\text{mit } d = \sqrt{\left(\frac{A_{ef}}{h_{ef}}\right)^2 + h_{ef}^2} = \sqrt{\left(\frac{161,2}{7,9}\right)^2 + 7,9^2} = 21,9 \text{ cm}$$

Der Ansatz nach Noren ergibt bei Trapezflächen:

$$\alpha_{pl,\,Noren} = \frac{W_{pl}}{W_{el}} = \frac{882}{455} = 1,94$$

Die Berechnung mit einem Faktor α_{pl} = 1,5 ergibt ein kleineres Widerstandsmoment und liegt somit auf der sicheren Seite:

$$W_{pl} = W_{el} \cdot \alpha_{pl} = 455 \cdot 1,5 = 683 \text{ cm}^3$$

5.2.3.3 Berechnung der Federsteifigkeiten

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3,5}{1,3} = 1,79 \frac{kN}{cm^3}$$

$$K_\varphi = 2 \cdot K_u \cdot I_p = 2 \cdot 1,79 \cdot 8870 \cdot 10^{-2} = 318 \text{ kNm}$$

Die Verschiebefedern in x- und y-Richtung können mit Hilfe der effektiven Anschlussfläche und dem Verschiebungsmodul berechnet werden.

$$K_x = K_y = 2 \cdot 1,79 \cdot 162,0 = 577 \frac{kN}{cm}$$

5.2.4 Knotenmodellierung im Detail

Die Knotenmodellierung erfolgt nach dem System aus Bild 3.1-5 (oben, „Alles Drehfedern“).

Ist die Federsteifigkeiten und die Lage des Schwerpunktes einer jeden Anschlussfläche bestimmt, so kann der Knoten modelliert werden.
Die Schwerpunkte der einzelnen Flächen werden zunächst mit den jeweiligen Stäben verbunden. Die Verbindung stellt einen fiktiven Stab dar. Dieser steht senkrecht zur Systemlinie der jeweiligen Anschlussstäbe.

Somit sind die Schwerpunkte untereinander zu verbinden und die Anschlussfedern sind im verwendeten Stabwerksprogramm zu definieren.

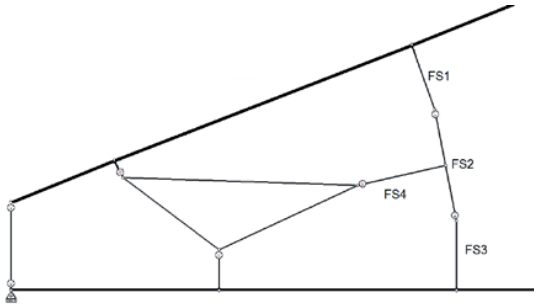


Bild 5.2-8 Stabwerksmodell des Knotens mit Kontaktelementen links und rechts von Platte

Die Richtung der fiktiven Stäbe verläuft quer zur Faser des tatsächlichen Holzes. Dieser Umstand kann durch Ersatzsteifigkeiten berücksichtigt werden.
Das E-Modul senkrecht zur Faser eines Stabes in C24 beträgt 370 N/mm². Die Kontaktzone zwischen Obergurt und Keil beträgt etwa 120 mm auf 60 mm.

$$EA_{(Stahl)} = EA_{(Holz)}$$

$$A_{Stahl} = \frac{EA_{(Holz)}}{E_{Stahl}} = \frac{370 \cdot 120 \cdot 60}{210000} = 12{,}7 \text{ mm}^2$$

$EA_{FS1} = EA_{FS3} = EA_{FS2} = 2667kN$
Die fiktiven Stäbe wurden als Rundstähle mit einem Durchmesser von 0,4 cm modelliert um sich der senkrechten Steifigkeit des Holzes zu nähern.

Hinweis:

Eventuell führt die Ausbildung von sehr kurzen Stäben (unter l = 1cm) zu nummerischen Problemen in der Lösung der Steifigkeitsmatrix im Stabwerksprogramm. Solche kurze, fiktive Stäbe können dann auch entfallen – der Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung ist dann auch gering.

5.2.5 Schnittgrößen im Detail

Das Herauslesen der Schnittgrößen am Knoten kann sich je nach Stabwerksprogramm als schwierig erweisen. Es ist darauf zu achten, dass die zusammenhängenden Schnittgrößen entnommen werden, z.B. die zu max. M zugehörigen N- und V-Kräfte.

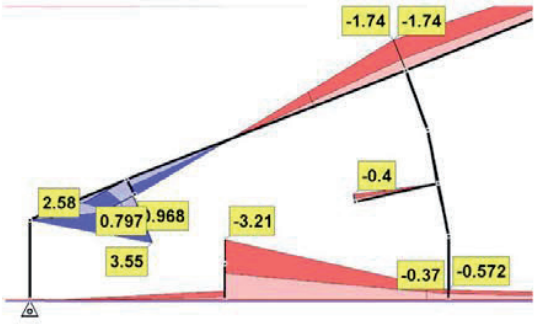


Bild 5.2-9 Momentenverlauf am Traufknoten im Detail

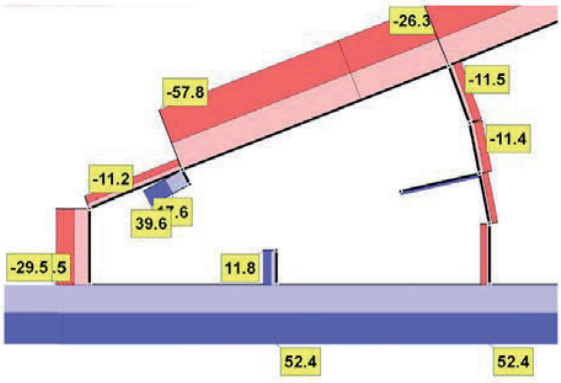


Bild 5.2-10 Normalkraftverlauf am Traufknoten im Detail

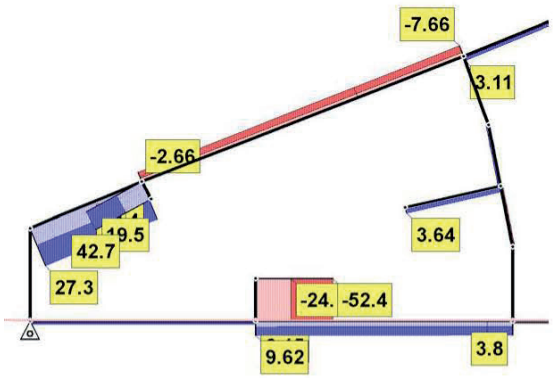


Bild 5.2-11 Querkraftverlauf am Traufknoten im Detail

5.2.6 Schnittgrößen im Schwerpunkt der Anschlussflächen

Im Folgenden werden alle Schnittgrößen in den Schwerpunkten der Anschlussflächen ermittelt. Die Anschlussflächen werden zugunsten der Übersicht mit A, B und C bezeichnet.

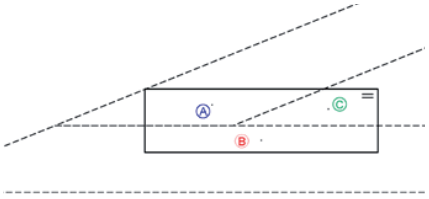


Bild 5.2-12 Bezeichnungen der Knoten

5.2.6.1 Transformation der Anschlusskräfte in der Teilfäche A

Am Anschlusspunkt A wird die Transformation der Stabschnittgrößen in die Anschlussfläche exemplarisch vorgestellt:

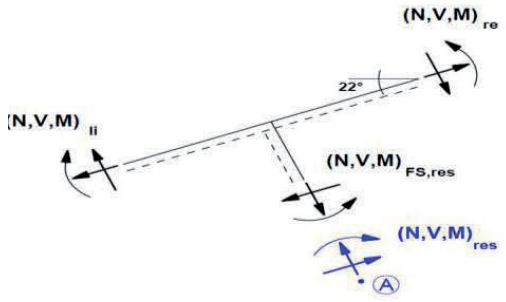


Bild 5.2-13 allgemeine Schnittkräfte am Knoten A bzw. der Anschlussflächen

$N_{d,li} = -11{,}3$ kN $V_{d,li} = 27{,}3$ kN $M_{d,li} = 3{,}65$ kNm

$N_{d,re} = -57{,}8$ kN $V_{d,re} = -8{,}1$ kN $M_{d,re} = 1{,}32$ kNm

Die aus dem Stabwerksprogramm entnommenen Schnittgrößen am Obergurt werden ab hier auf die beiden Nagelplatten aufgeteilt. Ein ggf. vorhandener Druckkontakt wird zunächst nicht beachtet.

$$N_{d,res} = \left(V_{d,li} - V_{d,re}\right)/2 = (27{,}3 + 8{,}1)/2 = 17{,}7 \text{ kN}$$

$$V_{d,res} = \left(N_{d,re} - N_{d,li}\right)/2 = (-57{,}8 + 11{,}3)/2 = -23{,}3 \text{ kN}$$

$$M_{d,res} = \left(M_{d,li} - M_{d,re} + \left(N_{d,re} - N_{d,li}\right)\cdot a\right)/2$$
$$= (3{,}65 - 1{,}32 + (-57{,}8 + 11{,}3)\cdot 0{,}02)/2 = 0{,}7 \text{ kNm}$$

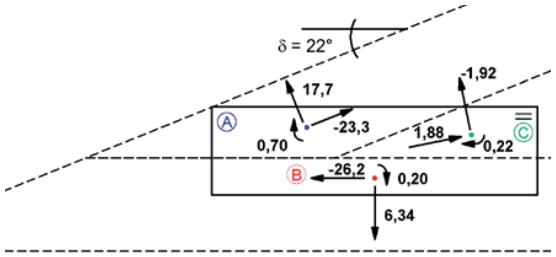


Bild 5.2-14 Kräfte und Momente in den Schwerpunkten in der LK g+s

Anhand einfacher Winkelbeziehungen lassen sich die Schnittgrößen auf die Horizontale und Vertikale Richtung der Nagelplatte x und y transformieren.

$$V_A = \cos(\delta)\cdot N_{d,res} + \sin(\delta)\cdot V_{d,res}$$
$$= \cos(22°)\cdot 17{,}7 + \sin(22°)\cdot(-23{,}3) = 7{,}67 \text{ kN}$$

$$H_A = -\sin(\delta)\cdot N_{d,res} + \cos(\delta)\cdot V_{d,res}$$
$$= -\sin(22°)\cdot 17{,}7 + \cos(22°)\cdot(-23{,}3) = -28{,}2 \text{ kN}$$

$$M_A = M_{d,res} = 0{,}7 \text{ kNm}$$

5.2.6.2 Resultierende, transformierte Schnittgrößen in den Teilflächen A, B, C

Fläche A:

Moment: M_A = 0,70 kNm
Vertikalkraft: V_A = 7,67 kN
Normalkraft: H_A = -28,2 kN

Fläche B:

Moment: M_B = 0,20 kNm
Vertikalkraft: V_B = -6,34 kN
Normalkraft: H_B = 26,2 kN

Fläche C:

Moment: M_C = 0,22 kNm
Vertikalkraft: V_C = -1,51 kN
Normalkraft: H_C = 2,22 kN

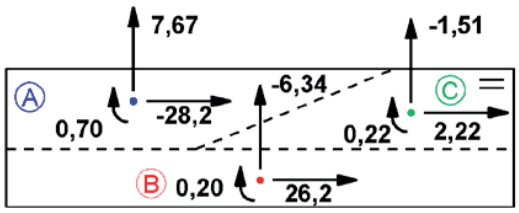


Bild 5.2-15 Momente und Kräfte in horizontaler und vertikaler Ausrichtungen (LK g+s)

5.2.6.3 Kontrolle der Schnittgrößen in den Teilflächen

Ist die Summe der Horizontal- und Vertikalkraft und der Momente gleich Null, so ist die Platte im Gleichgewicht.

Die Summe der Vertikalkräfte:

$\sum V = 0:$

$V_A + V_B + V_C = 7,67 - 6,34 - 1,51 = -0,18 \approx 0$

Die Summe der Horizontalkräfte:

$\sum H = 0:$

$H_A + H_B + H_C = -28,2 + 26,2 + 2,22 = 0,22 \approx 0$

Für das Momentengleichgewicht wird die Summe der Momente um den Punkt A gebildet. Dazu sind die Abstände zwischen den einzelnen Flächenschwerpunkten nötig.

$\sum M = 0:$

$0 = 0,70 + 0,2 + 0,22 + 6,34 \cdot 0,1156 - 26,2 \cdot 0,0871$
$+ 1,51 \cdot 0,2854 - 2,22 \cdot 0,0104 = -0,02 \approx 0$

Die Gleichgewichtsbedingungen sind eingehalten.

5.2.7 Nachweis der Anschlussflächen

5.2.7.1 Nachweis der Anschlussfläche A

Auf der sicheren Seite liegend wird mit dem 1,5-fachen elastischen Widerstandsmoment für das plastische Widerstandsmoment gerechnet.

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}} = \frac{29,2}{250,8} = 0,116 \ \frac{kN}{cm^2}$$

mit $F_{A,Ed} = \sqrt{28,2^2 + 7,67^2} = 29,2$ kN

$$W_{pl} = 1,5 \cdot W_{el} = 1,5 \cdot 1033 = 1549,5 \ cm^3$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_{pl}} = \frac{0,7 \cdot 100}{1549,5} = 0,045 \ \frac{kN}{cm^2}$$

Die Neigung der Resultierenden im Schwerpunkt A zur horizontalen Achse bzw. zur Plattenhauptrichtung beträgt:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{7,67}{28,2}\right) = 15°.$$

Daraus ergibt sich ein Kraft-Faser-Winkel:

$\beta = 22 + 15 = 37°$

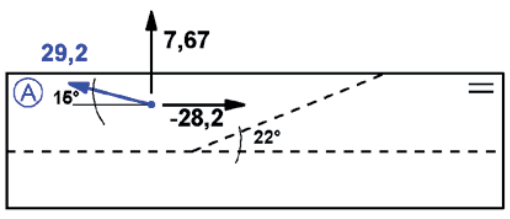


Bild 5.2-16 Winkelbeziehungen im Anschluss A

Damit kann man die charakteristische Nageltragfähigkeit $f_{a,\alpha,\beta,d}$ mit Hilfe der Hilfswerte aus der bauaufsichtlichen Zulassung und den Gleichungen (8.42) – (8.44) aus dem EC 5 in Abhängigkeit von α und β ermitteln.

$\alpha = 15° \quad < \alpha_0 = 38°$

$\beta = 37°$

$f_{a,0,0,k} = 2,31 \ N/mm^2$

$f_{a,90,90,k} = 1,30 \ N/mm^2$

$\alpha_0 = 38° \qquad k_1 = -0,0221 \qquad k_2 = 0,0031$

$$f_{a,\alpha,0,k} = f_{a,0,0,k} + k_1 \cdot \alpha = 2,31 - 0,0221 \cdot 15 = 1,98 \ N/mm^2$$

Für $\beta \le 45°$:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \max \begin{cases} 1,98 - (1,98 - 1,3) \cdot \frac{37°}{45°} = 1,42 \\ 2,31 - (2,31 - 1,3) \cdot \sin(37°) = 1,70 \end{cases}$$

$f_{a,\alpha,\beta,k} = 1,70 \ N/mm^2$

$$f_{a,0,0,d} = f_{a,0,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2,31 \cdot \frac{0,9}{1,3} = 1,60 \ \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{a,\alpha,\beta,d} = f_{a,\alpha,\beta,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,70 \cdot \frac{0,9}{1,3} = 1,18 \ \frac{N}{mm^2}$$

Nachweis:

$$\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}}\right)^2 \le 1$$

$$\left(\frac{1,16}{1,18}\right)^2 + \left(\frac{0,45}{1,60}\right)^2 = 0,97 + 0,08 = 1,05 \approx 1$$

Davon die Wurzel ergibt einen Hinweis auf die mittlere Ausnutzung:

$$\sqrt{\left(\frac{1,16}{1,18}\right)^2 + \left(\frac{0,45}{1,60}\right)^2} = \sqrt{1,05} = 1,03 \approx 1$$

5.2.7.2 Nachweis der Anschlussfläche B

Nun wird exemplarisch die Nageltragfähigkeit der unteren Anschlussfläche B nachgewiesen.

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}} = \frac{27,0}{329,8} = 0,082 \ \frac{kN}{cm^2}$$

mit $F_{A,Ed} = \sqrt{6,34^2 + 26,2^2} = 27,0$ kN

$$W_{pl} = 1,5 \cdot W_{el} = 1,5 \cdot 3089 = 4634 \ cm^3$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_{pl}} = \frac{0,20 \cdot 100}{4634} = 0,0043 \ \frac{kN}{cm^2}$$

Der Winkel zwischen der Kraftrichtung und der Faserrichtung des Holzes beträgt:

$$\alpha = \beta = \arctan\left(\frac{6,34}{26,2}\right) = 13,6°$$

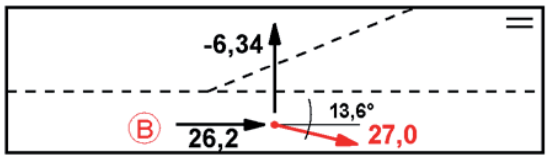


Bild 5.2-17 Winkelbeziehungen im Anschluss B

Der Winkel α entspricht dem Winkel β, da die x-Richtung der Platte mit der Faserrichtung des Untergurtes übereinstimmt.
Damit kann man die charakteristische Nageltragfähigkeit $f_{a,\alpha,\beta,d}$ mit Hilfe der Hilfswerte aus der bauaufsichtlichen Zulassung und den Gleichungen (8.42) – (8.44) aus dem EC 5 in Abhängigkeit von α und β ermitteln.

$$\alpha = \beta = 13,6°$$
$$f_{a,\alpha,0,k} = 2,31 - 0,0221 \cdot 13,6 = 2,01 \text{ N/mm²}$$

Für $\beta \le 45°$:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \max\begin{cases} 2,01 - (2,01-1,3)\cdot\frac{13,6°}{45°} = 1,80 \\ 2,31 - (2,31-1,3)\cdot\sin 13,6° = 2,07 \end{cases}$$

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = 2,07 \text{ N/mm²}$$

$$f_{a,0,0,d} = f_{a,0,0,k}\cdot\frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2,31\cdot\frac{0,9}{1,3} = 1,60 \ \frac{N}{mm²}$$
$$f_{a,\alpha,\beta,d} = f_{a,\alpha,\beta,k}\cdot\frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2,07\cdot\frac{0,9}{1,3} = 1,43 \ \frac{N}{mm²}$$

$$\left(\frac{0,82}{1,43}\right)^2 + \left(\frac{0,043}{1,60}\right)^2 = 0,33 + 0 = 0,33 \le 1$$

Davon die Wurzel ergibt einen Hinweis auf die mittlere Ausnutzung:

$$\sqrt{\left(\frac{0,82}{1,43}\right)^2 + \left(\frac{0,043}{1,60}\right)^2} = \sqrt{0,33} = 0,57 \le 1.$$

Der Nachweis der Anschlussfläche am Obergurt ist erbracht.

5.2.7.3 Nachweis der Anschlussfläche C

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}} = \frac{2,7}{161,2} = 0,017 \ \frac{kN}{cm²}$$
mit $F_{A,Ed} = \sqrt{1,51^2 + 2,22^2} = 2,7$ kN
$$W_{pl} = 1,5\cdot W_{el} = 1,5\cdot 455 = 683 \text{ cm}^3$$
$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_{pl}} = \frac{0,22\cdot 100}{683} = 0,032 \ \frac{kN}{cm²}$$

Der Winkel ß zwischen der Kraftrichtung und der Faserrichtung des Holzes beträgt:

$$\beta = \arctan\left(\frac{1,51}{2,22}\right) = 34° = \alpha$$

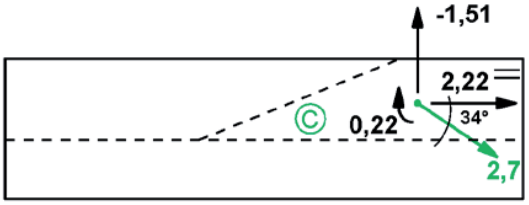


Bild 5.2-18 Winkelbeziehungen im Anschluss C

Der Winkel α entspricht dem Winkel β, da die x-Richtung der Platte mit der Faserrichtung des Keils übereinstimmt.
Damit kann man die charakteristische Nageltragfähigkeit $f_{a,\alpha,\beta,d}$ mit Hilfe der Hilfswerte aus der bauaufsichtlichen Zulassung und den Gleichungen (8.42) – (8.44) aus dem EC 5 in Abhängigkeit von α und β ermitteln.

$$\alpha = \beta = 34°$$
$$f_{a,\alpha,0,k} = 2,31 - 0,0221\cdot 34 = 1,56 \text{ N/mm²}$$

Für $\beta \le 45°$:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \max\begin{cases} 1,56 - (1,56-1,3)\cdot\frac{34°}{45°} = 1,36 \\ 2,31 - (2,31-1,3)\cdot\sin(34°) = 1,75 \end{cases}$$

$$f_{a,0,0,d} = f_{a,0,0,k}\cdot\frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2,31\cdot\frac{0,9}{1,3} = 1,60 \ \frac{N}{mm²}$$
$$f_{a,\alpha,\beta,d} = f_{a,\alpha,\beta,k}\cdot\frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,75\cdot\frac{0,9}{1,3} = 1,21 \ \frac{N}{mm²}$$

$$\left(\frac{0,17}{1,21}\right)^2 + \left(\frac{0,32}{1,60}\right)^2 = 0,02 + 0,04 = 0,06 \le 1$$

Davon die Wurzel ergibt einen Hinweis auf die mittlere Ausnutzung:

$$\sqrt{\left(\frac{0,17}{1,21}\right)^2 + \left(\frac{0,32}{1,60}\right)^2} = \sqrt{0,06} = 0,25 \le 1.$$

Der Nachweis der Anschlussfläche am Keil ist erbracht.

5.2.8 Nachweis der Plattentragfähigkeit – Methode 1 (nach Bild 3.4-9)

Für diesen Nachweis ist das Gleichgewicht zu bilden. Von Interesse sind die Spannungen in der Fuge zum Anschluss C (Keil). Diese Spannungen können mit der Gleichgewichtsbedingung ermittelt werden.

Zunächst soll mit den Gleichungen des EC die Plattentragfähigkeit in der durchlaufenden Fuge nachgewiesen werden.

Grundlage sind die in den Bildern 5.2-16 bis 5.2-18 dargestellten Kräfte in den Anschlussschwerpunkten der Teilflächen unter Berücksichtigung der Druckkontakte, welche zueinander im Gleichgewicht stehen.

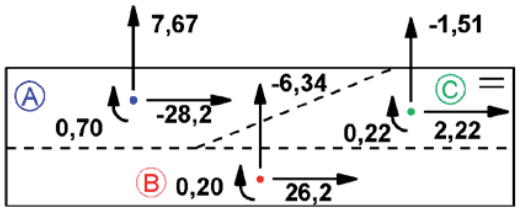


Bild 5.2-19 Momente und Kräfte in horizontaler und vertikaler Ausrichtungen

5.2.8.1 charakteristische Plattentragfähigkeit

Die charakteristischen Plattenwiderstände werden der bauaufsichtlichen Zulassung entnommen. Sie müssen entsprechend den Formeln aus dem EC umgerechnet werden.

$$\sigma_{x,Rk} = \frac{F_{x,Rk}}{l} = \max\begin{cases} f_{t,0,k} \cdot \sin(\gamma - \gamma_0 \cdot \sin(2\gamma)); F_{x,Ed} > 0 \\ f_{c,0,k} \cdot \sin(\gamma - \gamma_0 \cdot \sin(2\gamma)); F_{x,Ed} \le 0 \\ f_{v,0,k} \cdot \cos\gamma \end{cases}$$

$$\sigma_{y,Rk} = \frac{F_{y,Rk}}{l} = \max\begin{cases} f_{t,90,k} \cdot \cos\gamma; F_{y,Ed} > 0 \\ f_{c,90,k} \cdot \cos\gamma; F_{y,Ed} \le 0 \\ k \cdot f_{v,90,k} \cdot \sin\gamma \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \cdot \sin(2\gamma); F_{x,Ed} > 0 \\ 1 \quad ; F_{x,Ed} \le 0 \end{cases}$$

Für γ = 0°:

$$\sigma_{x,Rk} = \frac{F_{x,Rk}}{l} = \max\begin{cases} 320 \cdot \sin(0 - 16 \cdot \sin(2 \cdot 0)) = 0; F_{x,Ed} > 0 \\ 210 \cdot \sin(0 - 16 \cdot \sin(2 \cdot 0)) = 0; F_{x,Ed} \le 0 \\ f_{v,0,k} \cdot \cos\gamma = 106 \cdot \cos 0 = 106 \end{cases}$$

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\sigma_{x,Rk}}{\gamma_M} = \frac{106}{1,25} = 84,8 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{y,Rk} = \frac{F_{y,Rk}}{l} = \max\begin{cases} 200 \cdot \cos 0 = 200; F_{y,Ed} > 0 \\ 151 \cdot \cos 0 = 151; F_{y,Ed} \le 0 \\ 1,0 \cdot 87 \cdot \sin 0 = 0 \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 1 + 0,7 \cdot \sin(2 \cdot 0) = 1; F_{x,Ed} > 0 \\ 1 \quad ; F_{x,Ed} \le 0 \end{cases}$$

$$\sigma_{y,Rd,max} = \frac{\sigma_{y,Rk}}{\gamma_M} = \frac{200}{1,25} = 160,0 \text{ kN/m}; F_{y,Ed} > 0$$

$$\sigma_{y,Rd,min} = \frac{\sigma_{y,Rk}}{\gamma_M} = \frac{151}{1,25} = 120,8 \text{ kN/m}; F_{y,Ed} \le 0$$

Für γ = 22°:

$$\sigma_{x,Rk} = \max\begin{cases} 320 \cdot \sin(22 - 16 \cdot \sin(2 \cdot 22)) = 60,4; F_{x,Ed} > 0 \\ 210 \cdot \sin(22 - 16 \cdot \sin(2 \cdot 22)) = 39,7; F_{x,Ed} \le 0 \\ f_{v,0,k} \cdot \cos\gamma = 106 \cdot \cos 22 = 98,3 \end{cases}$$

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\sigma_{x,Rk}}{\gamma_M} = \frac{98,3}{1,25} = 78,6 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{y,Rk} = \max\begin{cases} 200 \cdot \cos 22 = 185,4; F_{y,Ed} > 0 \\ 151 \cdot \cos 22 = 140,0; F_{y,Ed} \le 0 \\ \begin{cases} 1,486 \cdot 87 \cdot \sin 22 = 48,4 \\ 1,0 \cdot 87 \cdot \sin 22 = 32,5 \end{cases} \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 1 + 0,7 \cdot \sin(2 \cdot 22) = 1,486; F_{x,Ed} > 0 \\ 1 \quad ; F_{x,Ed} \le 0 \end{cases}$$

$$\sigma_{y,Rd,max} = \frac{\sigma_{y,Rk}}{\gamma_M} = \frac{185,4}{1,25} = 148,3 \text{ kN/m}; F_{y,Ed} > 0$$

$$\sigma_{y,Rd,min} = \frac{\sigma_{y,Rk}}{\gamma_M} = \frac{140,0}{1,25} = 112,0 \text{ kN/m}; F_{y,Ed} \le 0$$

5.2.8.2 Beanspruchung der Fuge A-B und B-C

Dazu ist das Moment in Fugenmitte notwendig:

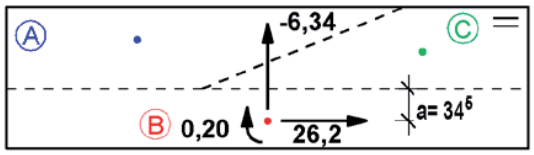


Bild 5.2-20 Moment auf Fugenhöhe mit vertikalem Abstand a zwischen Schwerpunkt und Fuge

$$\sum M = 0:$$

$$0 = M_B - H_B \cdot a + M_{Fugenmitte}$$

$$M_{Fugenmitte} = H_B \cdot a - M_B = 26,20 \text{ kN} \cdot 0,0345 \text{ m} - 0,20 \text{ kNm}$$

$$M_{Fugenmitte} = M_{Ed} = 0,704 \text{ kNm}$$

Somit wirken in Fugenmitte:

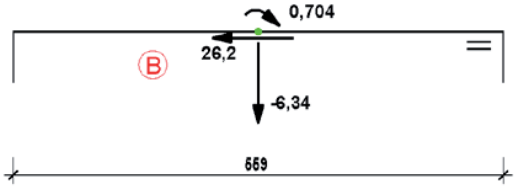


Bild 5.2-21 Moment und Kräfte in Fugenmitte

Damit ergeben sich die Spannungen in der horizontalen Fuge aus dem Moment:

$$\sigma_M = \frac{4 \cdot M_{Ed}}{\ell^2} = \frac{4 \cdot 0{,}704}{0{,}559^2} = 9{,}0 \text{ kN/m}$$

Spannungen aus der vertikalen Kraft:

$$\sigma_F = \frac{F_{Vertikal}}{\ell} = \frac{6{,}34}{0{,}559} = 11{,}3 \text{ kN/m}$$

Spannungen aus der horizontalen Kraft (Scherspannungen):

$$\tau = \frac{F_{Horizontal}}{\ell} = \frac{26{,}2}{0{,}559} = 46{,}9 \text{ kN/m}$$

Auf der Kräfteebene entspricht dies:

$$F_{M,Ed} = \frac{2 \cdot M_{Ed}}{\ell} = \frac{2 \cdot 0{,}704}{0{,}559} = 2{,}52 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{6{,}34^2 + 26{,}2^2} = 27{,}0 \text{ kN}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{6{,}34}{26{,}2}\right) = 13{,}6°$$

$$\gamma = 0°$$

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cdot \cos\alpha \pm 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \sin\gamma =$$
$$= 27{,}0 \cdot \cos 13{,}6 \pm 2 \cdot 2{,}52 \cdot \sin 0 = 26{,}2 \text{ kN}$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \cdot \sin\alpha + 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \cos\gamma =$$
$$= 27{,}0 \cdot \sin 13{,}6 + 2 \cdot 2{,}52 \cdot \cos 0 = 11{,}4 \text{ kN}$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \cdot \sin\alpha - 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \cos\gamma =$$
$$= 27{,}0 \cdot \sin 13{,}6 - 2 \cdot 2{,}52 \cdot \cos 0 = 1{,}31 \text{ kN}$$

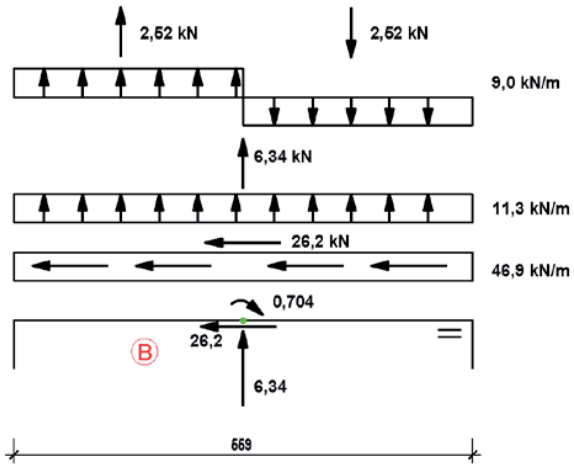


Bild 5.2-22 *Spannungsverlauf und die resultierenden Kräfte in der horizontalen Fuge*

5.2.8.3 Plastischer Widerstand der Fuge nach EC 5

$$F_{x,Rd} = \sigma_{x,Rd} \cdot l = 84{,}8 \cdot 0{,}559 = 47{,}4 \text{ kN}$$

$$F_{y,Rd,max} = \sigma_{y,Rd,max} \cdot l = 160{,}0 \cdot 0{,}559 = 89{,}4 \text{ kN};\ F_{y,Ed} > 0$$

$$\left(\frac{26{,}2}{47{,}4}\right)^2 + \left(\frac{11{,}4}{89{,}4}\right)^2 = 0{,}31 + 0{,}02 = 0{,}33 \le 1$$

Davon die Wurzel ergibt

$$\sqrt{\left(\frac{26{,}2}{47{,}4}\right)^2 + \left(\frac{11{,}4}{89{,}4}\right)^2} = \sqrt{0{,}33} = 0{,}57 \le 1$$

5.2.8.4 Plastischer Widerstand der Fuge nach DIN 1052:2008 auf Basis der Spannungen

Im Gegensatz zur DIN 1052, bei der (elastische) Spannungen nachgewiesen werden, führt der EC 5 die Nachweise auf Kräfteniveau.

Zum Vergleich soll hier der Nachweis mit den Spannungen entlang der Fugenlänge (σ_x bzw. σ_y) geführt werden.

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{F_{Ed} \cdot \cos\alpha}{\ell} \pm \frac{4 \cdot M_{Ed} \cdot \sin\gamma}{\ell^2} =$$
$$\frac{27{,}0 \cdot \cos 13{,}6}{0{,}559} \pm \frac{4 \cdot 0{,}704 \cdot \sin 0}{0{,}559^2} = 46{,}9 \text{ kN/m}$$

bzw.

$$\sigma_{y,Ed} = \frac{F_{Ed} \cdot \sin\alpha}{\ell} + \frac{4 \cdot M_{Ed} \cdot \cos\gamma}{\ell^2} =$$
$$\frac{27{,}0 \cdot \sin 13{,}6}{0{,}559} + \frac{4 \cdot 0{,}704 \cdot \cos 0}{0{,}559^2} = 20{,}4 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{y,Ed} = \frac{F_{Ed} \cdot \sin\alpha}{\ell} - \frac{4 \cdot M_{Ed} \cdot \cos\gamma}{\ell^2} =$$
$$\frac{27{,}0 \cdot \sin 13{,}6}{0{,}559} - \frac{4 \cdot 0{,}704 \cdot \cos 0}{0{,}559^2} = 2{,}35 \text{ kN/m}$$

$$f_{x,Rd} = \frac{F_{x,Rd}}{l} = \frac{47{,}4}{0{,}559} = 84{,}8 \text{ kN/m}$$

$$f_{y,Rd} = \frac{F_{y,Rd}}{l} = \frac{89{,}4}{0{,}559} = 160{,}0 \text{ kN/m}$$

$$\left(\frac{46{,}9}{84{,}8}\right)^2 + \left(\frac{20{,}4}{160{,}0}\right)^2 = 0{,}31 + 0{,}02 = 0{,}33 \le 1$$

$$\sqrt{\left(\frac{46{,}9}{84{,}8}\right)^2 + \left(\frac{20{,}4}{160{,}0}\right)^2} = \sqrt{0{,}33} = 0{,}57 \le 1$$

Somit wird gezeigt, dass die Nachweisformate nach EC 5 bzw. nach DIN 1052:2008 zum gleichen Ergebnis führen.

5.2.8.5 Übertragung der Spannungen auf die weiteren Fugen

Vorausgesetzt, dass es nicht nur ein Gleichgewicht zwischen den Anschlussflächen und deren angrenzenden Fugen gibt, sondern auch ein Gleichgewicht unter allen Fugen gemeinsam und unter Ansatz von zugeordneten Spannungen in den Fugen (Aktion = Reaktion) sollten sich die Spannungen aus einer Fuge auf die nächste Fuge übertragen lassen.

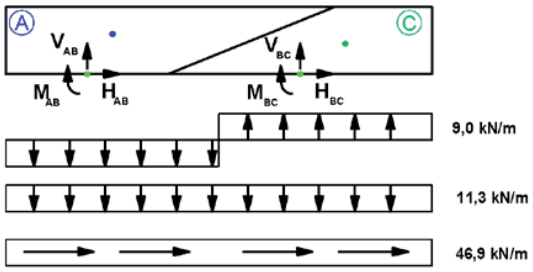


Bild 5.2-23 übertragener Spannungsverlauf

Diese Spannungen werden entsprechend ihrer Kontaktfuge aufgeteilt.

5.2.8.6 Nachweis der Fuge A-B

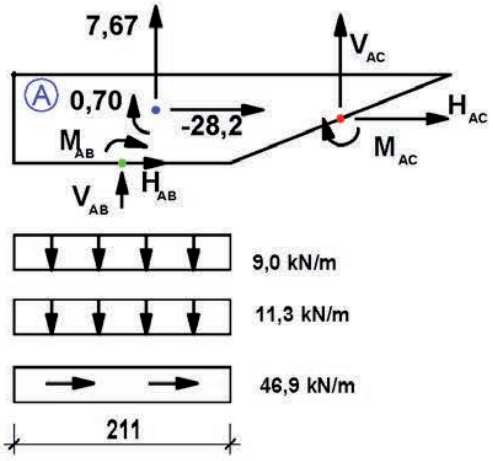


Bild 5.2-24 Spannungsverlauf in der Fuge A-B

Aus den Spannungen in der horizontalen Fuge resultieren folgende Kräfte:

$$V_{AB} = F_{y,Ed} = -(11{,}3 + 9{,}0) \cdot 0{,}211 = -4{,}28 \text{ kN}$$
$$H_{AB} = F_{x,Ed} = 46{,}9 \cdot 0{,}211 = 9{,}89 \text{ kN}$$
$$M_{AB} = 0 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{F_{x,Ed}}{l} = \frac{9{,}89}{0{,}211} = 46{,}9 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{y,Ed} = \frac{F_{y,Ed}}{l} = \frac{-4{,}28}{0{,}211} = -20{,}3 \text{ kN/m}$$

$$\left(\frac{46{,}9}{84{,}8}\right)^2 + \left(\frac{-20{,}3}{120{,}8}\right)^2 = 0{,}31 + 0{,}03 = 0{,}34 \le 1$$
$$\sqrt{\left(\frac{46{,}9}{84{,}8}\right)^2 + \left(\frac{-20{,}3}{120{,}8}\right)^2} = \sqrt{0{,}34} = 0{,}58 \le 1$$

5.2.8.7 Nachweis der Fuge B-C

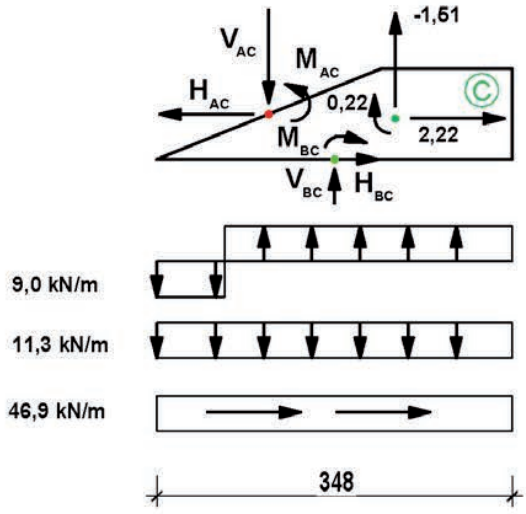


Bild 5.2-25 Spannungsverlauf in der Fuge B-C

$$V_{BC} = 9{,}0 \cdot (0{,}2795 - 0{,}0685) - 11{,}3 \cdot 0{,}348 = -2{,}03 \text{ kN}$$
$$H_{BC} = 46{,}9 \cdot 0{,}348 = 16{,}3 \text{ kN}$$
$$M_{BC} = M_{Ed} = -0{,}173 \text{ kNm}$$

$$F_{M,Ed} = \pm\frac{2 \cdot M_{Ed}}{\ell} = \frac{2 \cdot 0{,}173}{0{,}348} = \pm 1{,}0 \text{ kN}$$
$$F_{Ed} = \sqrt{16{,}3^2 + 2{,}03^2} = 16{,}4 \text{ kN}$$
$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{2{,}03}{16{,}3}\right) = 7°$$

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{F_{x,Ed}}{l} = \frac{16{,}4 \cdot \cos 7 + 2 \cdot 1{,}0 \cdot \sin 0}{0{,}348} = 46{,}8 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{y,Ed,max} = \frac{F_{y,Ed}}{l} = \frac{16{,}4 \cdot \sin 7 + 2 \cdot 1{,}0 \cdot \cos 0}{0{,}348} = 11{,}5 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{y,Ed,min} = \frac{F_{y,Ed}}{l} = \frac{16{,}4 \cdot \sin 7 - 2 \cdot 1{,}0 \cdot \cos 0}{0{,}348} = -3{,}9 \text{ kN/m}$$

$$\left(\frac{46{,}6}{84{,}8}\right)^2 + \left(\frac{11{,}5}{160{,}0}\right)^2 = 0{,}30 + 0 = 0{,}30 \le 1$$
$$\sqrt{\left(\frac{46{,}6}{84{,}8}\right)^2 + \left(\frac{11{,}5}{160{,}0}\right)^2} = \sqrt{0{,}30} = 0{,}55 \le 1$$

5.2.8.8 Nachweis der Fuge A-C

Das unbekannte Moment und die unbekannten Kräfte in der schrägen Fuge lassen sich nun durch die Gleichgewichtsbedingungen ausrechnen:

$$\sum H = 0: \qquad H_{AC} = -H_{AB} - H_A = -9,89 + 28,2 = 18,31 \text{ kN}$$
$$H_{AC} = H_{BC} + H_B = 16,3 + 2,22 = 18,52 \text{ kN}$$

$$\sum V = 0: \qquad V_{AC} = -V_{AB} - V_A = 4,28 - 7,67 = -3,39 \text{ kN}$$
$$V_{AC} = V_{BC} + V_B = -2,03 - 1,51 = -3,54 \text{ kN}$$

$$\sum M = 0: \qquad M_{AC} = -0,292 \text{ kNm}$$
$$M_{AC} = -0,348 \text{ kNm}$$

Nachfolgend wird der Nachweis der Fuge AC mit den gemittelten Kräfte und Momente geführt:

$$H_{AC} = \frac{18,31 + 18,52}{2} = 18,4 \text{ kN}$$
$$V_{AC} = -\frac{3,39 + 3,54}{2} = 3,47 \text{ kN}$$
$$M_{AC} = -\frac{0,292 + 0,348}{2} = -0,32 \text{ kNm}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{18,4^2 + 3,47^2} = 18,7 \text{ kN}$$
$$F_{M,Ed} = \pm\frac{2 \cdot M}{\ell} = \frac{2 \cdot 0,32}{0,235} = \pm 2,72 \text{ kN}$$
$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{3,47}{18,4}\right) = 11°$$
$$\gamma = 22°$$
$$\sigma_{x,Ed,max} = \frac{F_{x,Ed}}{l} = \frac{18,7 \cdot \cos 11 + 2 \cdot 2,72 \cdot \sin 22}{0,235} = 86,8 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{x,Ed,min} = \frac{F_{x,Ed}}{l} = \frac{18,7 \cdot \cos 11 - 2 \cdot 2,72 \cdot \sin 22}{0,235} = 69,4 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{y,Ed,max} = \frac{F_{y,Ed}}{l} = \frac{18,7 \cdot \sin 11 + 2 \cdot 2,72 \cdot \cos 22}{0,235} = 36,6 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{y,Ed,min} = \frac{F_{y,Ed}}{l} = \frac{18,7 \cdot \sin 11 - 2 \cdot 2,72 \cdot \cos 22}{0,235} = -6,3 \text{ kN/m}$$

$$\left(\frac{86,8}{78,6}\right)^2 + \left(\frac{36,6}{148,3}\right)^2 = 1,22 + 0,06 = 1,28 \not\leq 1$$

$$\sqrt{\left(\frac{86,8}{78,6}\right)^2 + \left(\frac{36,6}{148,3}\right)^2} = \sqrt{1,28} = 1,13 \not\leq 1$$

5.2.9 Nachweis der Plattentragfähigkeit – Methode 2 (nach Bild 3.4-10)

Der Nachweis nach vorab unter 5.2.8.8 vorgestellten Methode gelang nicht! Folglich führt ein Nachweis auf der Basis der durchgehenden Fuge A-B und B-C und mit Übertragung der plastischen Spannungen auf die zugeordneten Fugen nicht zwangsläufig zu einem Nachweis mit ausreichender Sicherheit aller Fugen.

Als Alternative wären damit andere plastischen Verformungsansätze zu wählen, welche den Traglastansatz erfüllen und bei Übertragung auf die korrespondierende Fuge zu einem Gleichgewicht führen.

Nach dem Traglastsatz ist dann das Gleichgewicht erfüllt, wenn ein plastischer Spannungszustand gefunden werden kann, der alle Gleichgewichts-bedingungen in allen angrenzenden Fugen erfüllt.

Es wird deshalb nachfolgender Spannungsansatz verfolgt – danach wird das in der Fuge anstehende Moment primär über zwei ganz am Rand der Fuge auftretenden Spannungsblöcke unter voller Ausnutzung der Plattenwiderstände abgetragen – die inneren Bereich verbleiben dann für die Beanspruchung aus der Druck/Zugbeanspruchung senkrecht zur Fuge und der Scherbeanspruchung.

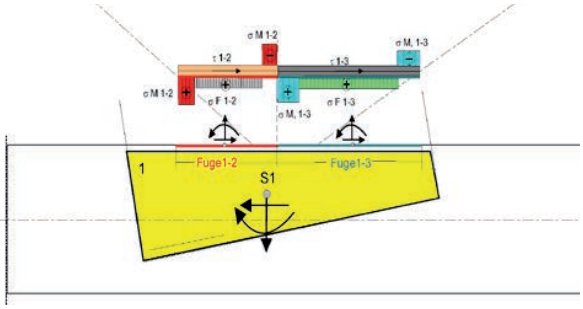


Bild 5.2-26 Moment und Kräfte in der schrägen Fuge

Die Lösung für diesen Spannungsansatz ist nur iterativ zu finden. Diese Ansätze werden von den auf dem Markt vorhandenen Softwarelösungen ebenfalls vorgenommen.

5.2.9.1 Beanspruchung der Fuge A-B und B-C

Die Kräfte und Momente in Fugenmitte gemäß Bild 5.2-21 werden auf die beiden Teilfugen A-B und B-C im Verhältnis 60:40 aufgeteilt.

$$V_{AB} = 0,6 \cdot (-6,34) = -3,80 \text{ kN}$$
$$H_{AB} = 0,6 \cdot 26,2 = 15,72 \text{ kN}$$
$$M_{AB} = -0,6 \cdot 0,704 = -0,422 \text{ kNm}$$

$V_{BC} = 0,4 \cdot (-6,34) = -2,54$ kN
$H_{BC} = 0,4 \cdot 26,2 \quad = 10,48$ kN
$M_{BC} = -M_{AB} - M_{FM} - V_{AB} \cdot e_1 + V_{BC} \cdot e_2$
$= 0,422 - 0,704 + 3,8 \cdot 0,174 - 2,54 \cdot 0,1055 = 0,111$ kNm

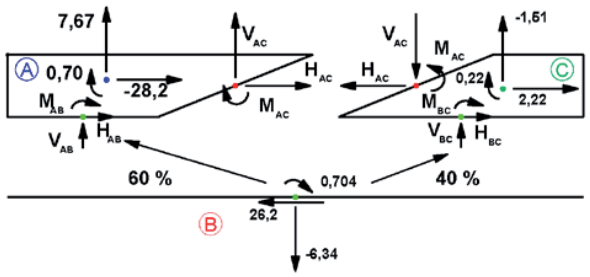


Bild 5.2-27 Beanspruchung der horizontalen Fuge

5.2.9.2 Nachweis der Fuge A-B

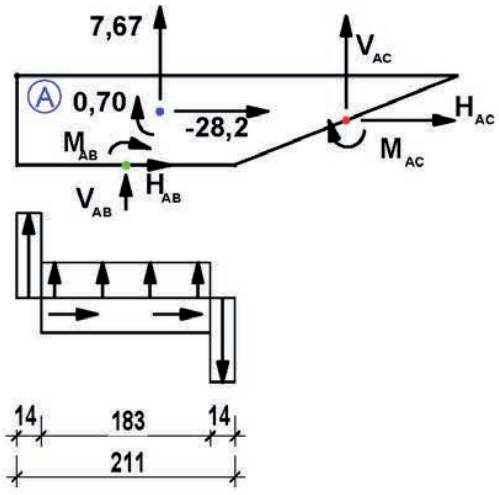


Bild 5.2-28 Spannungsverlauf in der Fuge A-B

Nachweis der Momentenbeanspruchung:

$$\sigma_{M,Ed} = \pm \frac{M_{AB}}{(l - l_M) \cdot l_M} = \pm \frac{0,422}{(0,211 - 0,014) \cdot 0,014} = \pm 153,0 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{x,Ed} = \pm \sigma_{M,Ed} \cdot \sin 0 = 0$$
$$\sigma_{y,Ed} = \pm \sigma_{M,Ed} \cdot \cos 0 = \pm 153,0 \text{ kN/m}$$

$$\left(\frac{0}{84,8}\right)^2 + \left(\frac{153,0}{160,0}\right)^2 = 0,96^2 = 0,91 \le 1,0$$

Nachweis der Zug- und Scherbeanspruchung:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{H_{AB}}{l - 2 \cdot l_M} = \frac{15,72}{0,211 - 2 \cdot 0,014} = 85,9 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{y,Ed} = \frac{V_{AB}}{l - 2 \cdot l_M} = \frac{-3,80}{0,211 - 2 \cdot 0,014} = -20,8 \text{ kN/m}$$

$$\left(\frac{85,9}{84,8}\right)^2 + \left(\frac{-20,8}{120,8}\right)^2 = 1,01^2 + 0,17^2 = 1,03 + 0,02 = 1,05 \approx 1,0$$
$$\sqrt{\left(\frac{85,9}{84,8}\right)^2 + \left(\frac{-20,8}{120,8}\right)^2} = \sqrt{1,05} = 1,02 \approx 1,0$$

5.2.9.3 Nachweis der Fuge B-C

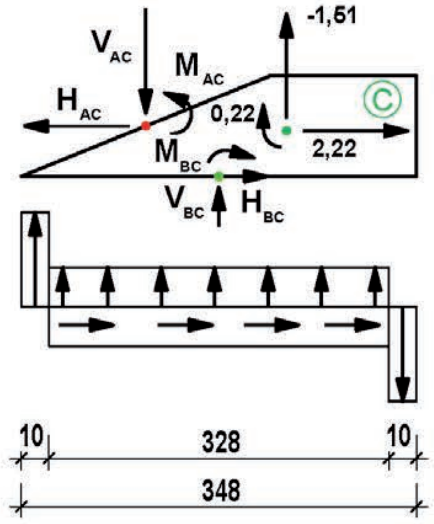


Bild 5.2-29 Spannungsverlauf in der Fuge B-C

Nachweis der Momentenbeanspruchung:

$$\sigma_{M,Ed} = \pm \frac{M_{AB}}{(l - l_M) \cdot l_M} = \pm \frac{0,111}{(0,348 - 0,01) \cdot 0,01} = \pm 32,8 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{x,Ed} = \pm \sigma_{M,Ed} \cdot \sin 0 = 0$$
$$\sigma_{y,Ed} = \pm \sigma_{M,Ed} \cdot \cos 0 = \pm 32,8 \text{ kN/m}$$

$$\left(\frac{0}{84,8}\right)^2 + \left(\frac{32,8}{160,0}\right)^2 = 0,21^2 = 0,04 \le 1,0$$

Nachweis der Zug- und Scherbeanspruchung:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{H_{BC}}{l - 2 \cdot l_M} = \frac{10,48}{0,348 - 2 \cdot 0,01} = 32,0 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{y,Ed} = \frac{V_{BC}}{l - 2 \cdot l_M} = \frac{-2,54}{0,348 - 2 \cdot 0,01} = -7,7 \text{ kN/m}$$

$$\left(\frac{32,0}{84,8}\right)^2 + \left(\frac{-7,7}{120,8}\right)^2 = 0,38^2 + 0,06^2 = 0,14 + 0 = 0,14 \le 1,0$$
$$\sqrt{\left(\frac{32,0}{84,8}\right)^2 + \left(\frac{-7,7}{120,8}\right)^2} = \sqrt{0,14} = 0,37 \le 1,0$$

5.2.9.4 Nachweis der Fuge A-C

Das unbekannte Moment und die unbekannten Kräfte in der schrägen Fuge lassen sich nun durch die Gleichgewichtsbedingungen ausrechnen:

$$\sum H = 0: \qquad H_{AC} = -H_{AB} - H_A = -15,72 + 28,2 = 12,48 \text{ kN}$$
$$H_{AC} = H_{BC} + H_B = 10,48 + 2,22 = 12,70 \text{ kN}$$

$$\sum V = 0: \qquad V_{AC} = -V_{AB} - V_A = 3,80 - 7,67 = -3,87 \text{ kN}$$
$$V_{AC} = V_{BC} + V_B = -2,54 - 1,51 = -4,05 \text{ kN}$$

$$\sum M = 0: \qquad M_{AC} = 0,284 \text{ kNm}$$
$$M_{AC} = 0,225 \text{ kNm}$$

Nachfolgend wird der Nachweis der Fuge AC mit den gemittelten Kräfte und Momente geführt:

$$H_{AC} = \frac{12,48 + 12,70}{2} = 12,59 \text{ kN}$$
$$V_{AC} = -\frac{3,87 + 4,05}{2} = -3,96 \text{ kN}$$
$$M_{AC} = \frac{0,284 + 0,225}{2} = 0,255 \text{ kNm}$$

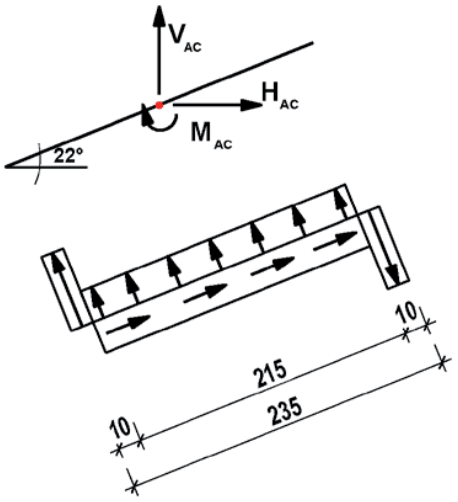


Bild 5.2-30 Spannungsverlauf in der Fuge A-C

$$F_{Ed} = \sqrt{12,59^2 + 3,96^2} = 13,2 \text{ kN}$$
$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{3,96}{12,59}\right) = 17,5°$$
$$\gamma = 22°$$

Nachweis der Momentenbeanspruchung:

$$\sigma_{M,Ed} = \pm\frac{M_{AC}}{(l - l_M)\cdot l_M} = \pm\frac{0,255}{(0,235 - 0,03)\cdot 0,03} = \pm 41,5 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{x,Ed} = \pm\sigma_{M,Ed}\cdot\sin\gamma = \pm 41,5\cdot\sin 22 = 15,6 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{y,Ed} = \pm\sigma_{M,Ed}\cdot\cos\gamma = \pm 41,5\cdot\cos 22 = 38,5 \text{ kN/m}$$

$$\left(\frac{38,5}{78,6}\right)^2 + \left(\frac{15,6}{148,3}\right)^2 = 0,49^2 + 0,11^2 = 0,24 + 0,01 = 0,25 \le 1$$

$$\sqrt{\left(\frac{38,5}{78,6}\right)^2 + \left(\frac{15,6}{148,3}\right)^2} = \sqrt{0,25} = 0,5 \le 1$$

Nachweis der Zug- und Scherbeanspruchung:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{F_{Ed}\cdot\cos\alpha}{l - 2\cdot l_M} = \frac{13,2\cdot\cos 17,5}{(0,235 - 2\cdot 0,03)} = 71,9 \text{ kN/m}$$
$$\sigma_{y,Ed} = \frac{F_{Ed}\cdot\sin\alpha}{l - 2\cdot l_M} = \frac{13,2\cdot\sin 17,5}{(0,235 - 2\cdot 0,03)} = 22,7 \text{ kN/m}$$

$$\left(\frac{71,9}{78,6}\right)^2 + \left(\frac{22,7}{148,3}\right)^2 = 0,91^2 + 0,15^2 = 0,84 + 0,02 = 0,86 \le 1$$

5.3 Nachweis Untergurtknoten

Die Anschlussflächen werden zugunsten der Übersicht mit A, B und C bezeichnet.

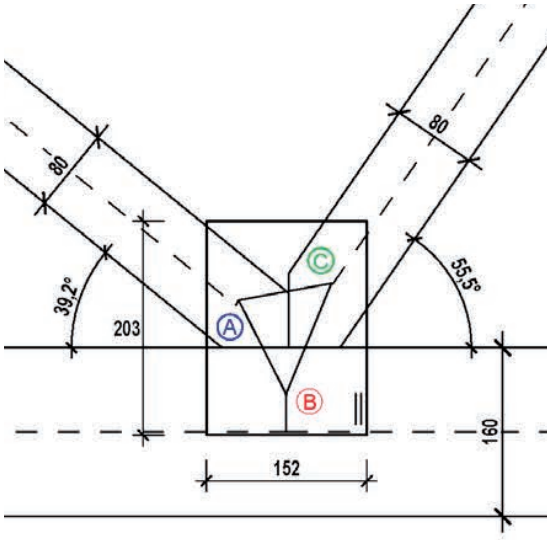


Bild 5.3-1 Untergurtknoten, Platte 152/203

5.3.1 Anschluss Platte an Untergurt

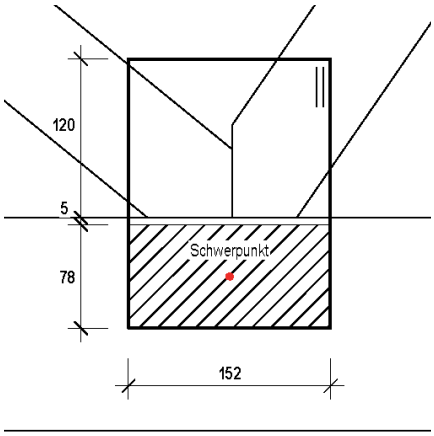


Bild 5.3-2 Untere Anschlussfläche

5.3.1.1 Geometriewerte der Anschlussfläche B:

Federsteifigkeiten der unteren Anschlussfläche

$A_{ef} = 7,8 \text{ cm} \cdot 15,2 \text{ cm} = 118,6 \text{ cm}^2$

$$I_x = \frac{7,8^3 \cdot 15,2}{12} = 601 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{15,2^3 \cdot 7,8}{12} = 2283 \text{ cm}^4$$

$$I_p = I_x + I_y = 601 + 2283 = 2884 \text{ cm}^4$$

$$r_{max} = \sqrt{3,9^2 + 7,6^2} = 8,54 \text{ cm}$$

$$W_{el} = \frac{I_p}{r_{max}} = \frac{2884 \text{ cm}^4}{8,54 \text{ cm}} = 337,7 \text{ cm}^3$$

Die Berechnung des plastischen Widerstandsmomentes erfolgt mit der Gleichung (8.48) aus dem EC 5.

$$W_{pl} = \frac{A_{ef} \cdot d}{4} = \frac{118,6 \cdot 17,09}{4} = 506,7 \text{ cm}^3$$

$$\text{mit } d = \sqrt{\left(\frac{A_{ef}}{h_{ef}}\right)^2 + h_{ef}^2} = \sqrt{\left(\frac{118,6}{7,8}\right)^2 + 7,8^2} = 17,09 \text{ cm}$$

Das Verhältnis von plastischem zu elastischem Widerstandsmoment beträgt

$$\alpha_{pl} = \frac{W_{pl}}{W_{el}} = \frac{506,7 \text{ cm}^3}{337,7 \text{ cm}^3} = 1,5 .$$

Somit folgen die Federsteifigkeiten für die Detailstruktur zu:

$$K_{ser} = 3,5 \frac{N}{mm} \text{ je mm}^2 = 3,5 \frac{kN}{cm^3}$$

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3,5}{1,3} = 1,79 \frac{kN}{cm^3}$$

$$K_\varphi = 2 \cdot K_u \cdot I_p = 2 \cdot 1,79 \cdot 2883,8 \text{ cm}^4 \cdot 10^{-2} = 103,5 \text{ kNm}$$

$$K_x = K_y = 2 \cdot K_u \cdot A_{ef} = 2 \cdot 1,79 \cdot 118,6 \text{ cm}^2 = 425,7 \frac{kN}{cm}$$

5.3.2 Anschluss Platte an Diagonalen

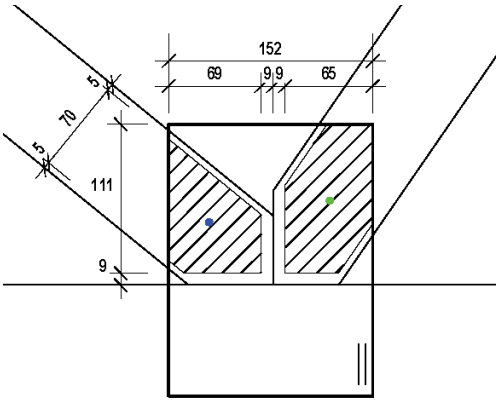


Bild 5.3-3 Obere Anschlussfläche

5.3.2.1 Geometriewerte der Anschlussfläche A:

$A_{ef} = 49{,}1\ cm^2$

$I_x = 271\ cm^4$

$I_y = 183\ cm^4$

$I_p = I_x + I_y = 271 + 183 = 454\ cm^4$

$r_{max} = 6{,}88\ cm$

$$W_{el} = \frac{I_p}{r_{max}} = \frac{454\ cm^4}{6{,}88\ cm} = 66\ cm^3$$

Auf der sicheren Seite wird das plastische Widerstandsmoment mit dem Faktor α_{pl} = 1,5 ermittelt:

$W_{pl} = \alpha_{pl} \cdot W_{el} = 1{,}5 \cdot 66 = 99\ cm^3$

Somit folgen die Federsteifigkeiten für die Detailstruktur zu:

$$K_{ser} = 3{,}5 \frac{N}{mm}\ \text{je}\ mm^2 = 3{,}5 \frac{kN}{cm^3}$$

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3{,}5}{1{,}3} = 1{,}79 \frac{kN}{cm^3}$$

$K_\varphi = 2 \cdot K_u \cdot I_p = 2 \cdot 1{,}79 \cdot 454\ cm^4 \cdot 10^{-2} = 16{,}3\ kNm$

$$K_x = K_y = 2 \cdot K_u \cdot A_{ef} = 2 \cdot 1{,}79 \cdot 49{,}1\ cm^2 = 175{,}8 \frac{kN}{cm}$$

5.3.2.2 Geometriewerte der Anschlussfläche C:

$A_{ef} = 60{,}6\ cm^2$

$I_x = 528\ cm^4$

$I_y = 187\ cm^4$

$I_p = I_x + I_y = 528 + 187 = 715\ cm^4$

$r_{max} = 6{,}52\ cm$

$$W_{el} = \frac{I_p}{r_{max}} = \frac{715\ cm^4}{6{,}52\ cm} = 110\ cm^3$$

Auf der sicheren Seite wird das plastische Widerstandsmoment mit dem Faktor α_{pl} = 1,5 ermittelt:

$W_{pl} = \alpha_{pl} \cdot W_{el} = 1{,}5 \cdot 110 = 165\ cm^3$

Somit folgen die Federsteifigkeiten für die Detailstruktur zu:

$$K_{ser} = 3{,}5 \frac{N}{mm}\ \text{je}\ mm^2 = 3{,}5 \frac{kN}{cm^3}$$

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3{,}5}{1{,}3} = 1{,}79 \frac{kN}{cm^3}$$

$K_\varphi = 2 \cdot K_u \cdot I_p = 2 \cdot 1{,}79 \cdot 715\ cm^4 \cdot 10^{-2} = 25{,}6\ kNm$

$$K_x = K_y = 2 \cdot K_u \cdot A_{ef} = 2 \cdot 1{,}79 \cdot 60{,}6\ cm^2 = 216{,}9 \frac{kN}{cm}$$

5.3.2 Knotenmodellierung



Bild 5.3-4 Knotenmodell im Stabwerksprogramm

Folgende Schnittgrößen wurden dem Stabwerksprogramm entnommen.
Auch hier ist zu beachten, dass es sich um Stabschnittgrößen handelt und diese später auf die beiden Nagelplatten aufgeteilt werden müssen.

5.3.3 Schnittgrößen im Detail

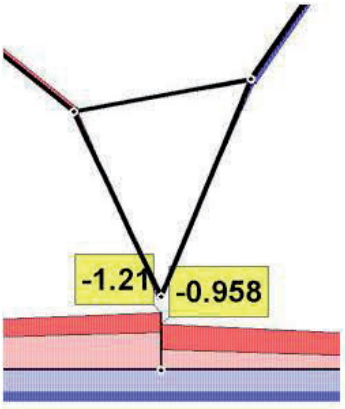


Bild 5.3-5 Momentenverlauf am Knoten

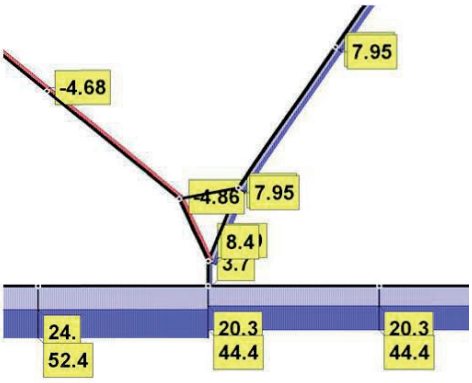


Bild 5.3-6 Normalkraftverlauf am Knoten

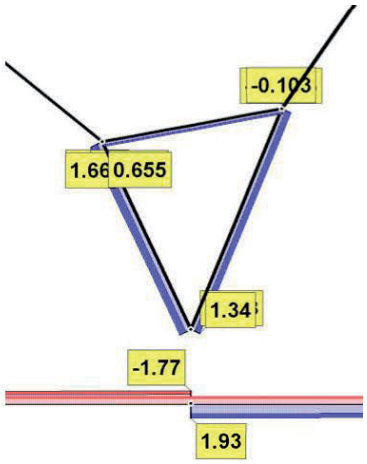


Bild 5.3-7 Querkraftverlauf am Knoten

5.3.4 Schnittgrößen im Schwerpunkt der Anschlussflächen

Im Folgenden werden alle Schnittgrößen in den Schwerpunkten der Anschlussflächen ermittelt.

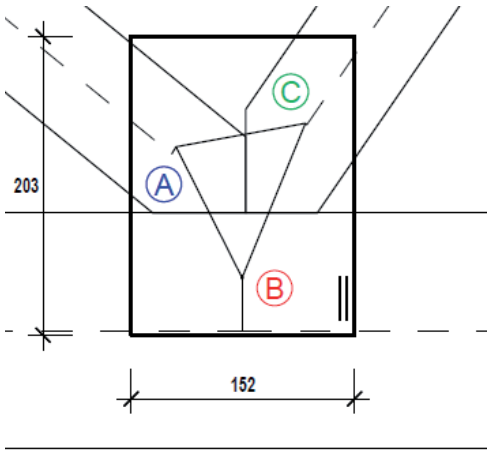


Bild 5.3-8 K- Knoten

5.3.4.1 Transformation der Anschlusskräfte in der Teilfläche B

Am Knoten B wird die Transformation der Schnittgrößen exemplarisch vorgestellt:

$N_{d,li} = 52,4\,kN$	$V_{d,li} = -1,77\ kN$	$M_{d,li} = -1,21\,kNm$
$N_{d,re} = 44,4\ kN$	$V_{d,re} = 1,93\ kN$	$M_{d,re} = -0,958\ kNm$

Die aus dem Stabwerksprogramm entnommenen Schnittgrößen werden ab hier auf die beiden Nagelplatten aufgeteilt.

$$N_{d,res} = \left(V_{d,re} - V_{d,li}\right)/2 = \left(1,93 + 1,77\right)/2 = 1,85\ kN$$

$$V_{d,res} = \left(N_{d,li} - N_{d,re}\right)/2 = \left(52,4 - 44,4\right)/2 = 4,00\ kN$$

$$M_{d,res} = \left(M_{d,li} - M_{d,re} + \left(N_{d,li} - N_{d,re}\right)\cdot a\right)/2$$

$$= \left(-1,21 + 0,958 + \left(52,4 - 44,4\right)\cdot 0,036\right)/2 = 0,02\ kNm$$

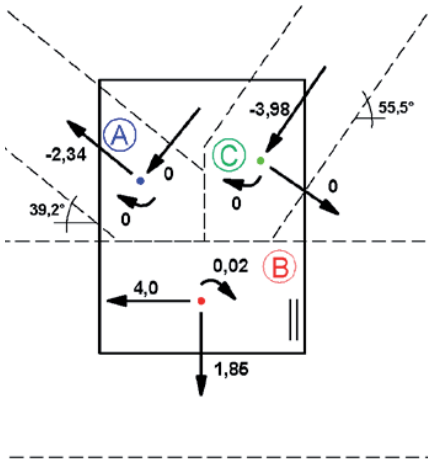


Bild 5.3-9 Kräfte und Momente in den Schwerpunkten in der LK g+s

Anhand einfacher Winkelbeziehungen lassen sich die Schnittgrößen auf die Horizontale und Vertikale transformieren.

$$V_B = -\cos(0°)\cdot N_{d,res} + \sin(0°)\cdot V_{d,res}$$

$$V_B = -\cos(0°)\cdot 1,85 + \sin(0°)\cdot 4,00 = -1,85\ kN$$

$$H_B = -\sin(0°)\cdot N_{d,res} - \cos(0°)\cdot V_{d,res}$$

$$= -\sin(0°)\cdot 1,85 - \cos(0°)\cdot 4,00 = -4,00\ kN$$

$$M_B = M_{d,res} = 0,02\,kNm$$

5.3.4.2 Resultierende, transformierte Schnittgrößen in den Teilflächen A, B, C

Fläche A:

Moment: M_A = 0 kNm
Vertikalkraft: V_A = -1,51 kN
Normalkraft: H_A = 1,78 kN

Fläche B:

Moment: M_B = 0,02 kNm
Vertikalkraft: V_B = - 1,85 kN
Normalkraft: H_B = - 4,00 kN

Fläche C:

Moment: M_C = 0 kNm
Vertikalkraft: V_C = 3,28 kN
Normalkraft: H_C = 2,25 kN

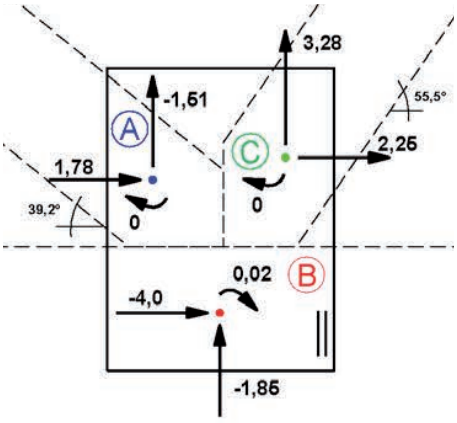


Bild 5.3-10 Kräfte in der Platte

5.3.4.1 Kontrolle Gleichgewicht der Platte

$$\sum V = 0:$$
$$V_A + V_B + V_C = -1,51 - 1,85 + 3,28 = -0,08 \approx 0$$
$$\sum H = 0:$$
$$H_A + H_B + H_C = 1,78 - 4,0 + 2,25 = 0,03 \approx 0$$
$$\sum M_A = 0:$$
$$0 = 1,85 \cdot 0,046 + 4,0 \cdot 0,091 - 3,28 \cdot 0,09 + 2,25 \cdot 0,016 + 0,02 = 0,21 \approx 0$$

Die Gleichgewichtsbedingungen sind eingehalten.

5.3.5 Nachweis der Anschlussflächen

5.3.5.1 Nachweis Anschlussfläche B

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}} = \frac{4,41}{118,6} = 0,037 \ \frac{kN}{cm^2}$$
$$\text{mit } F_{A,Ed} = \sqrt{4,00^2 + 1,85^2} = 4,41 \text{ kN}$$

Auf der sicheren Seite liegend, wird ein W_{pl} mit α_{pl}=1,5 verwendet.

$$W_{pl} = \alpha_{pl} \cdot W_{el} = 1,5 \cdot 337,7 = 506,6 \ cm^3$$
$$\tau_{M,d} = \frac{M_{B,d}}{W_{pl}} = \frac{2,0 \text{ kNcm}}{506,6 \ cm^3} = 0,004 \ \frac{kN}{cm^2}$$

Die Platte ist um 90° geneigt, zeigt also mit ihrer x-Richtung nach oben, senkrecht zur Faserrichtung des Untergurtes.

$$\beta = \arctan\left(\frac{1,85}{4,00}\right) = 24,8°$$
$$\alpha = 90° - 24,8° = 65,2°$$

Damit kann man die charakteristische Nageltragfähigkeit $f_{a,\alpha,\beta,d}$ mit Hilfe der Hilfswerte aus der bauaufsichtlichen Zulassung und den Gleichungen (8.42) – (8.44) aus dem EC 5 in Abhängigkeit von α und β ermitteln.

$$\alpha = 65,2° > \alpha_0 = 38°$$
$$\beta = 24,9°$$

$$f_{a,\alpha,0,k} = f_{a,0,0,k} + k_1 \cdot \alpha_0 + k_2 \cdot (\alpha - \alpha_0)$$
$$= 2,31 - 0,0221 \cdot 38 + 0,0031 \cdot (65,2 - 38)$$
$$= 1,55 \ N/mm^2$$

Für β ≤ 45°:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \max\begin{cases} 1,55 - (1,55 - 1,3) \cdot \frac{24,8}{45} = 1,41 \\ 2,31 - (2,31 - 1,3) \cdot \sin(65,2) = 1,39 \end{cases}$$

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = 1,41 \ N/mm^2$$

$$f_{a,\alpha,\beta,d} = f_{a,\alpha,\beta,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,41 \cdot \frac{0,9}{1,3} = 0,98 \ \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{a,0,0,d} = f_{a,0,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2,31 \cdot \frac{0,9}{1,3} = 1,60 \ \frac{N}{mm^2}$$

$$\left(\frac{0,37}{0,98}\right)^2 + \left(\frac{0,04}{1,60}\right)^2 = 0,14 + 0,01 = 0,15 \le 1$$
$$\sqrt{\left(\frac{0,37}{0,98}\right)^2 + \left(\frac{0,04}{1,60}\right)^2} = \sqrt{0,15} = 0,39 \le 1$$

5.3.5.2 Nachweis Anschlussfläche A, C

Die Anschlussflächen A und C können analog zur Anschlussfläche B nachgewiesen werden.

5.3.6 Nachweis der Plattentragfähigkeit

Hier ist zu beachten, dass die Platte freie Ränder überdeckt, da bei freien Plattenrändern unabhängig von der Beanspruchungsart die Länge der Fuge um 12d vergrößert werden darf.

5.3.6.1 Beanspruchung in der horizontalen Fuge

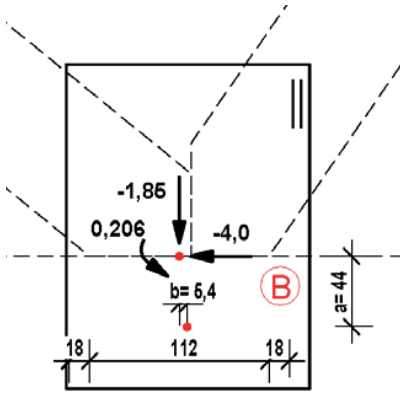


Bild 5.3-11 Kräfte in Fugenmitte

$$\sum M = 0:$$

$$0 = -M_B + H_B \cdot a + V_B \cdot b - M_{Fugenmitte}$$

$$M_{Fugenmitte} = -H_B \cdot a - V_B \cdot b + M_B$$

$$M_{Fugenmitte} = 4,0 \cdot 0,044 + 1,85 \cdot 0,0054 + 0,02$$

$$M_{Fugenmitte} = M_{Ed} = 0,206 \text{ kNm}$$

5.3.6.2 Plastischer Widerstand der Fuge

Die Platte ist um 90° gedreht:

$$F_{M,Ed} = \frac{2 \cdot M_{Ed}}{\ell} = \frac{2 \cdot 0,206}{0,112 + 2 \cdot 12 \cdot 0,0015} = 2,78 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{4,0^2 + 1,85^2} = 4,41 \text{ kN}$$

$$\gamma = 90°$$

$$\alpha = \arctan\frac{1,85}{4,0} = 24,8°$$

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cdot \cos\alpha + 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \sin\gamma =$$
$$4,41 \cdot \cos 24,8 + 2 \cdot 2,78 \cdot \sin 90 = 9,6 \text{ kN}$$

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cdot \cos\alpha - 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \sin\gamma =$$
$$4,41 \cdot \cos 24,8 - 2 \cdot 2,78 \cdot \sin 90 = -1,6 \text{ kN}$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \cdot \sin\alpha \pm 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \cos\gamma =$$
$$4,41 \cdot \sin 24,8 + 2 \cdot 2,78 \cdot \cos 90 = 1,85 \text{ kN}$$

Tragfähigkeiten auf Kräfteniveau für γ= 90°:

$$F_{x,Rk} = \max\begin{Bmatrix} |320 \cdot 148 \cdot \sin(90 - 16 \cdot \sin(2 \cdot 90))| \\ |106 \cdot 148 \cdot \cos 90| \end{Bmatrix}$$
$$= 47,4 \text{ kN}$$

$$F_{x,Rd} = \frac{F_{x,Rk}}{\gamma_M} = \frac{47,4}{1,25} = 37,9 \text{ kN}$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \cdot \sin(2 \cdot \gamma) & \text{für } F_{x,Ed} > 0 \\ 1 & \text{für } F_{x,Ed} \le 0 \end{cases}$$

$$k = 1 + 0,7 \cdot \sin(2 \cdot 90) = 1$$

$$F_{y,Rk} = \max\begin{Bmatrix} |200 \cdot 148 \cdot \cos 90| \\ 1 \cdot 87 \cdot 148 \cdot \sin 90 \end{Bmatrix} = 12,9 \text{ kN}$$

$$F_{y,Rd} = \frac{12,9}{1,25} = 10,3 \text{ kN}$$

5.3.6.3 Nachweis der Fuge B-A und B-C

$$\left(\frac{9,6}{37,9}\right)^2 + \left(\frac{1,85}{10,3}\right)^2 = 0,25^2 + 0,18^2 = 0,06 + 0,03 = 0,09 \le 1$$

$$\sqrt{\left(\frac{9,6}{37,9}\right)^2 + \left(\frac{1,85}{10,3}\right)^2} = \sqrt{0,09} = 0,30 \le 1$$

5.3.6.3 Übertragung des Spannungsansatzes auf die korrespondierenden Fugen

Das Gleichgewicht zwischen den einzelnen Anschlussflächen wird über die größtmöglichen Fugen erzeugt.

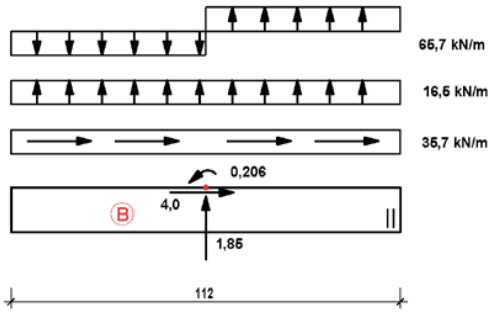


Bild 5.3-12 Spannungen in der horizontalen Fuge

Die Spannungen betragen:

$$\sigma_V = \frac{1,85}{0,112} = 16,5 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_M = \frac{4 \cdot 0,206}{0,112^2} = 65,7 \text{ kN/m}$$

$$\tau = \frac{4,0}{0,112} = 35,7 \text{ kN/m}$$

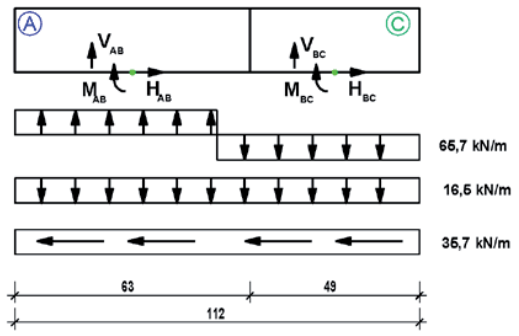


Bild 5.3-13Spannungen in der Fuge A-B und B-C

5.3.6.4 Nachweis der Fuge A-B

Aus den Spannungen in der horizontalen Fuge resultieren folgende Kräfte:

$$V_{AB} = F_{y,Ed} = 65,7 \cdot (0,056 - 0,007) - 16,5 \cdot 0,063 = 2,18 \text{ kN}$$
$$H_{AB} = F_{x,Ed} = -35,7 \cdot 0,063 = -2,25 \text{ kN}$$
$$M_{AB} = 65,7 \cdot 0,056 \cdot 0,0035 + 65,7 \cdot 0,007 \cdot 0,028 = 0,026 \text{ kNm}$$

$$F_{M,Ed} = \pm \frac{2 \cdot M_{Ed}}{\ell} = \frac{2 \cdot 0,026}{0,063} = \pm 0,83 \text{ kN}$$
$$F_{Ed} = \sqrt{2,18^2 + 2,25^2} = 3,13 \text{ kN}$$
$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{2,18}{2,25}\right) = 44°$$

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cdot \cos\alpha + 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \sin\gamma =$$
$$3,13 \cdot \cos 44 + 2 \cdot 0,83 \cdot \sin 90 = 3,9 \text{ kN}$$
$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cdot \cos\alpha - 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \sin\gamma =$$
$$3,13 \cdot \cos 44 - 2 \cdot 0,83 \cdot \sin 90 = 0,6 \text{ kN}$$
$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \cdot \sin\alpha \pm 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \cos\gamma =$$
$$3,13 \cdot \sin 44 + 2 \cdot 0,83 \cdot \cos 90 = 2,17 \text{ kN}$$

$$F_{x,Rd} = F_{x,Rd} \cdot \frac{l_{AB}}{l_B} = 37,9 \cdot \frac{63}{148} = 16,1 \text{ kN}$$
$$F_{y,Rd} = F_{y,Rd} \cdot \frac{l_{AB}}{l_B} = 10,3 \cdot \frac{63}{148} = 4,38 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{3,9}{16,1}\right)^2 + \left(\frac{2,17}{4,38}\right)^2 = 0,24^2 + 0,5^2 = 0,06 + 0,25 = 0,31 \le 1$$

$$\sqrt{\left(\frac{3,9}{16,1}\right)^2 + \left(\frac{2,17}{4,38}\right)^2} = \sqrt{0,31} = 0,56 \le 1$$

5.3.6.5 Nachweis der Fuge B-C

$$V_{BC} = F_{y,Ed} = -(65,7 + 16,5) \cdot 0,049 = -4,0 \text{ kN}$$
$$H_{BC} = F_{x,Ed} = -35,7 \cdot 0,049 = -1,75 \text{ kN}$$
$$M_{BC} = 0 \text{ kNm}$$

$$F_{x,Rd} = F_{x,Rd} \cdot \frac{l_{BC}}{l_B} = 37,9 \cdot \frac{49}{148} = 12,5 \text{ kN}$$
$$F_{y,Rd} = F_{y,Rd} \cdot \frac{l_{AB}}{l_B} = 10,3 \cdot \frac{49}{148} = 3,41 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{4,0}{12,5}\right)^2 + \left(\frac{1,75}{3,41}\right)^2 = 0,32^2 + 0,51^2 = 0,36 \le 1$$

$$\sqrt{\left(\frac{4,0}{12,5}\right)^2 + \left(\frac{1,75}{3,41}\right)^2} = \sqrt{0,36} = 0,6 \le 1$$

5.3.6.6 Nachweis der Fuge A-C

Das unbekannte Moment und die unbekannten Kräfte in der vertikalen Fuge lassen sich nun durch die Gleichgewichtsbedingungen ausrechnen:

$\sum H = 0$: $H_{AC} = -H_{AB} - H_A = 2,25 - 1,78 = 0,47$ kN
$H_{AC} = H_{BC} + H_B = -1,75 + 2,25 = 0,50$ kN

$\sum V = 0$: $V_{AC} = -V_{AB} - V_A = -2,18 + 1,51 = -0,67$ kN
$V_{AC} = V_{BC} + V_B = -4,0 + 3,28 = -0,72$ kN

$\sum M = 0$: $M_{AC} = -0,122$ kNm
$M_{AC} = 0,124$ kNm

Nachfolgend wird der Nachweis der Fuge AC mit den gemittelten Kräfte und Momente geführt:

$$H_{AC} = \frac{0,47 + 0,5}{2} = 0,49 \text{ kN}$$
$$V_{AC} = -\frac{0,67 + 0,72}{2} = 0,7 \text{ kN}$$
$$M_{AC} = \frac{|-0,122| + 0,124}{2} = 0,123 \text{ kNm}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{0,49^2 + 0,7^2} = 0,85 \text{ kN}$$
$$F_{M,Ed} = \frac{2 \cdot M}{\ell} = \frac{2 \cdot 0,123}{0,07} = 0,35 \text{ kN}$$
$$\alpha = \tan^{-1}\frac{0,7}{0,49} = 55°$$
$$\gamma = 0°$$

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cdot \cos\alpha \pm 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \sin\gamma =$$
$$F_{x,Ed} = 0,85 \cdot \cos 55 \pm 2 \cdot 0,85 \cdot \sin 0 = 0,49 \text{ kN}$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \cdot \sin\alpha \pm 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \cos\gamma =$$
$$F_{y,Ed} = 0,85 \cdot \sin 55 + 2 \cdot 0,35 \cdot \cos 0 = 1,4 \text{ kN}$$
$$F_{y,Ed} = 0,85 \cdot \sin 55 - 2 \cdot 0,35 \cdot \cos 0 = 0 \text{ kN}$$

Die Beanspruchbarkeiten lauten:

$$F_{x,Rk} = \max \begin{Bmatrix} |320 \cdot 70 \cdot \sin(0 - 16 \cdot \sin(2 \cdot 0))| \\ |106 \cdot 70 \cdot \cos 0| \end{Bmatrix}$$
$$= 7,42 \text{ kN}$$
$$F_{x,Rd} = \frac{F_{x,Rk}}{\gamma_M} = \frac{7,42}{1,25} = 5,94 \text{ kN}$$

$$F_{y,Rk} = \max \begin{Bmatrix} |200 \cdot 70 \cdot \cos 90| \\ 1 \cdot 87 \cdot 70 \cdot \sin 90 \end{Bmatrix} = 6,09 \text{ kN}$$

$$F_{y,Rd} = \frac{6,09}{1,25} = 4,87 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{0,49}{5,94}\right)^2 + \left(\frac{1,4}{4,87}\right)^2 = 0,08^2 + 0,29^2 = 0,09 \le 1$$

$$\sqrt{\left(\frac{0,49}{5,94}\right)^2 + \left(\frac{1,4}{4,87}\right)^2} = \sqrt{0,09} = 0,30 \le 1$$

5.4 Nachweis Aussteifung

5.4.1 Allgemeines

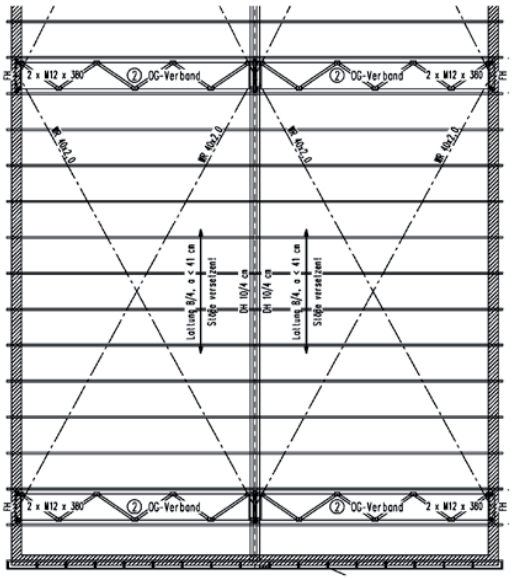


Bild 5.4-1 Ausschnitt aus Verlegeplan

Spannweite Binder:	L_B = 16,59 m
Binderhöhe:	h_B = 3,56 m
Anzahl Binder:	n_B = 29
Binderabstand:	a_B = 1,25 m
Binderbreite:	b_B = 0,06 m
Binderhöhe am Auflager:	h_A = 0,26 m
Dachneigung:	δ = 22°

Spannweite Verband:	L_V = 8,92 m
Anzahl Verbände:	n_V = 3 je Dachfläche
Anzahl Windrispenpaare:	n_R = 2 je Dachfläche
Horizontaler Abstand der Windrispenanschlüsse:	b_R = 15,0 m

Die Obergurtverbände werden als Einfeldträger zwischen Traufe und First verlegt. Am First schließen sie an die Druckbohle und die Windrispen und an der Traufe an die Futterhölzer an.

5.4.2 Lastannahmen:

Die Beanspruchungen der Obergurtverbände ergeben sich als Horizontallasten aus der Schiefstellung der Binder, aus der Stabilisierung der gedrückten Obergurte sowie aus dem Lastfall Wind auf den Giebel. Die Beanspruchung wird dabei gleichmäßig auf die Anzahl der Verbände in Obergurtebene aufgeteilt.

5.4.2.1 Eigengewicht, Schnee und Wind

$$g_k = g_{k,OG} \cdot a_B = 0,65 \cdot 1,25 = 0,81\ kN/m$$
$$s_{1,k} = s_k \cdot \mu_1 \cdot a_B = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 1,25 = 0,85\ kN/m$$

Windzone 2, Binnenland, h = 7,4m:

$q_{ref} = 0,39\ kN/m^2$

$$q_p = 1,7 \cdot q_{ref} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,37} = 1,7 \cdot 0,39 \cdot \left(\frac{7,4}{10}\right)^{0,37}$$

$q_p = 0,59\ kN/m^2$

$c_{pe,10,D} = 0,8 \qquad c_{pe,10,E} = -0,5$

$c_f = c_{pe,10,D} + |c_{pe,10,E}| = 0,8 + 0,5 = 1,3$

Als Dreieckslast definiert ergibt sich der Maximalwert der Windlast je Verband am First zu

$$w_k = \frac{c_f \cdot q_p \cdot \cos\delta \cdot h_B}{2 \cdot n_V} = \frac{1,3 \cdot 0,59 \cdot \cos 22° \cdot 3,56}{2 \cdot 3}$$
$$w_k = 0,42\ kN/m$$

5.4.2.2 Stabilisierungslasten:

Mithilfe der mittleren Normalkräfte N_m im Obergurt kann man gemäß EC-5, Gl. (9.37) die Stabilisierungskraft je Verband berechnen

$$q_s = \frac{k_l \cdot n_B \cdot N_{i,m}}{k_{f,3} \cdot n_V \cdot L_V}$$

$k_{f,3} = 30$

Aus der Binderbemessung ergeben sich die mittleren Normalkräfte im Obergurt je Lastfall zu

$$N_{i,m,k} = \frac{\sum(N_{i,k} \cdot l_i)}{\sum l_i}$$
$$N_{m,gk} = -\frac{26,6 \cdot 2,66 + 25,1 \cdot 2,89 + 17,5 \cdot 3,01}{2,66 + 2,89 + 3,01}$$
$$N_{m,gk} = -22,9\ kN$$
$$N_{m,sk} = -\frac{16,1 \cdot 2,66 + 14,4 \cdot 2,89 + 10,3 \cdot 3,01}{2,66 + 2,89 + 3,01}$$
$$N_{m,sk} = -13,5\ kN$$

Für die Verbandsbemessung wird die Vorkrümmung entsprechend Bild 4.2-2 als Halbwelle von der Traufe bis zum First angenommen:

$$L = L_V = 8,92\ m$$
$$k_l = \min\left\{1,0;\ \sqrt{\frac{15}{L_V}} = \sqrt{\frac{15}{8,92}} = 1,30\right.$$
$$q_{s,gk} = \frac{k_l \cdot n_B \cdot N_{m,gk}}{k_{f,3} \cdot n_V \cdot L} = \frac{1,0 \cdot 29 \cdot 22,9}{30 \cdot 3 \cdot 8,92} = 0,83\ kN/m$$
$$q_{s,sk} = \frac{k_l \cdot n_B \cdot N_{m,sk}}{k_{f,3} \cdot n_V \cdot L} = \frac{1,0 \cdot 29 \cdot 13,5}{30 \cdot 3 \cdot 8,92} = 0,49\ kN/m$$

Für die Bemessung der Firstbohle und der Windrispenabspannung wird eine Vorkrümmung entsprechend Bild 4.2-2 als Halbwelle von der Traufe bis zur Traufe angenommen:

$$L = 2 \cdot L_V = 2 \cdot 8,92 = 17,84\ m$$
$$k_l = \min\left\{1,0;\ \sqrt{\frac{15}{L}} = \sqrt{\frac{15}{17,84}} = 0,92\right.$$
$$q_{s,red,gk} = \frac{k_l \cdot n_B \cdot N_{m,gk}}{k_{f,3} \cdot n_V \cdot L} = \frac{0,92 \cdot 29 \cdot 22,9}{30 \cdot 3 \cdot 17,84} = 0,38\ kN/m$$
$$q_{s,red,sk} = \frac{k_l \cdot n_B \cdot N_{m,sk}}{k_{f,3} \cdot n_V \cdot L} = \frac{0,92 \cdot 29 \cdot 13,5}{30 \cdot 3 \cdot 17,84} = 0,22\ kN/m$$

5.4.2.3 Schiefstellung:

Ansatz der Schiefstellung gemäß 4.5.2:

$$\phi = \min\begin{cases} 50\ mm = 0,05\ m \\ h_B / 200 = 3,56 / 200 = 0,018\ m\ (maßgebend) \end{cases}$$

$\phi = 1/200 = 0,005$

$$q_{\phi,gk} = \frac{g_k \cdot \phi \cdot n_B}{n_V} = \frac{0,81 \cdot 0,005 \cdot 29}{3} = 0,04\ kN/m$$
$$q_{\phi,sk} = \frac{s_{1,k} \cdot \phi \cdot n_B}{n_V} = \frac{0,85 \cdot 0,005 \cdot 29}{3} = 0,04\ kN/m$$

5.4.3 Lastfallkombinationen:

Der Bemessungswert der Beanspruchung E_d wird nach den üblichen Kombinationsregeln gemäß DIN EN 1990 bestimmt:

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinationsbeiwerte: $\psi_{0,w} = 0,6 \qquad \psi_{0,S} = 0,5$

Nachfolgend werden nur die für die Bemessung maßgebenden Lastfallkombinationen aufgeführt.

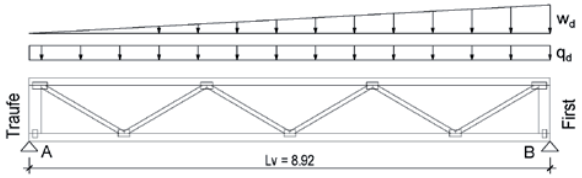


Bild 5.4-2 Lastannahmen Obergurtverband

5.4.3.1 LFK 1 (g + s + w): $L_v = 8,92\ m$

Unter Berücksichtigung aller Anschlusssteifigkeiten und Exzentritäten der Nagelplattenverbindungen sind die Obergurtverbände, insbesondere die maximale horizontale Verformung von $v_{max} = L_v/500$, im **Grenzzustand der Tragfähigkeit** nachzuweisen.

$$q_d = 1,35 \cdot (q_{s,gk} + q_{\phi,gk}) + 1,5 \cdot (q_{s,sk} + q_{\phi,sk})$$
$$q_d = 1,35 \cdot (0,83 + 0,04) + 1,5 \cdot (0,49 + 0,04) = 1,97\ kN/m$$
$$w_d = 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,42 = 0,38\ kN/m$$

5.4.3.2 LFK 2 (g + s + w): L_v = 17,84 m

Die Firstbohle und die Windrispen müssen als oberes, horizontales Auflager des Verbandes auf die im First maximal auftretende Horizontalkraft bemessen werden.

Verzichtet man auf eine Traufbohle müssen neben den äußeren Lasten aus Wind und Schiefstellung zusätzlich die Aussteifungslasten über das Füllholz am Ringbalken angeschlossen werden:

$$q_d = 1,35 \cdot (q_{s,red,gk} + q_{\phi,gk}) + 1,5 \cdot (q_{s,red,sk} + q_{\phi,sk})$$
$$q_d = 1,35 \cdot (0,38 + 0,04) + 1,5 \cdot (0,22 + 0,04) = 0,96 \text{ kN/m}$$
$$w_d = 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,42 = 0,38 \text{ kN/m}$$

5.4.3.3 LFK 3 (g + s): L_v = 8,92 m

Bei Anordnung einer Traufbohle (Variante gemäß 5.4.10) muss diese als unteres horizontales Auflager des Verbandes lediglich auf eine Beanspruchung aus den Seitenlasten bemessen werden.

$$q_d = 1,35 \cdot q_{s,gk} + 1,5 \cdot q_{s,sk}$$
$$q_d = 1,35 \cdot 0,83 + 1,5 \cdot 0,49 = 1,86 \text{ kN/m}$$

5.4.3.4 LFK 4 (g + w + s):

Äußere Lasten aus Wind und Schiefstellung müssen in der Aussteifungskonstruktion bis in die Auflager der Dachkonstruktion verfolgt werden und über das Füllholz am Ringbalken angeschlossen werden. Der Ausgleich der Aussteifungslasten wird über die Traufbohle gewährleistet.

$$q_d = 1,35 \cdot q_{\phi,gk} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot q_{s,red,sk}$$
$$q_d = 1,35 \cdot 0,04 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,04 = 0,08 \text{ kN/m}$$
$$w_d = 1,5 \cdot w_k = 1,5 \cdot 0,42 = 0,63 \text{ kN/m}$$

5.4.4 Auflagerkräfte:

Die Verbandsauflagerkräfte an der Traufe und am First ergeben sich zu

$$A_d = L_V \cdot \left(\frac{q_d}{2} + \frac{w_d}{6} \right)$$
$$B_d = L_V \cdot \left(\frac{q_d}{2} + \frac{w_d}{3} \right)$$

Auflagerkräfte [kN] je Dachseite	LFK 1 g+s+w	LFK 2 g+s+w	LFK 3 g+s	LFK 4 Φ_{g+s} + w
A_d (Traufe)	9,4	4,9	8,3	1,3
B_d (First)	9,9	5,4	8,3	2,2

5.4.5 Nachweis der Verbandsverformung:

Berücksichtigt man die Anschlussnachgiebigkeiten durch Einführung ideeller Stabquerschnitte, kann man bei Verbände aufgrund der gleichbleibenden Anschlussgeometrie der Füllstäben eine aufwendige Knotenmodellierung umgehen.
Die nachfolgende Berechnung der Verbandsverformung wird unter Berücksichtigung ideeller Füllstabquerschnitte A* ermittelt:

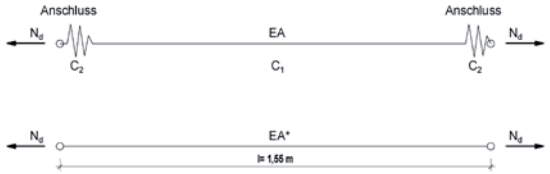


*Bild 5.4-3 Zug- und Druckstab mit nachgiebigen Anschlüssen als Ersatzstab mit ideellem Querschnitt A**

Querschnitt der Füllstäbe: b/h = 6/8cm
Wirksame Anschlussfläche je NP: A_{eff} = 52 cm²
Länge des Füllstäbe: l = 1,55 m

$$C_{ers} = \frac{1}{\sum \frac{1}{C_i}}$$
$$C_1 = \frac{E \cdot A}{l} = \frac{1100 \cdot 6 \cdot 8}{1,55} = 34065 \text{ kN/m}$$

$$K_{u,d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3,5}{1,3} = 1,795 \text{ kN/cm}^3$$
$$C_2 = 2 \cdot A_{eff} \cdot K_{u,d} = 2 \cdot 52 \cdot 1,795 \cdot 10^2 = 18670 \text{ kN/m}$$
$$C_{ers} = \frac{1}{\frac{1}{C_1} + \frac{2}{C_2}} = \frac{1}{\frac{1}{34065} + \frac{2}{18670}} = 7327 \text{ kN/m}$$
$$A^* = \frac{C_{ers} \cdot l}{E} = \frac{7327 \cdot 1,55}{1100} = 10,3 \text{ cm}^2$$
$$b^* = h^* = \sqrt{A^*} = \sqrt{10,3} = 3,2 \text{ cm}$$

Die Verformungsberechnung unter Berücksichtigung reduzierte Füllstabquerschnitte liefert in der Lastfallkombination 1 eine horizontale Verbandsverformung von 14,4 mm in Feldmitte.



Bild 5.4-4 horizontale Verbandsverformung in Feldmitte

$$v_{max,d} = 14,4 \text{ mm} < \frac{L_V}{500} = \frac{8,92 \cdot 10^3}{500} = 17,8 \text{ mm}$$

5.4.6 Nachweis der Firstbohle:

Querschnitt der Firstbohle: b/h = 10/4cm

$N_d = \pm B_{d,LFK2} = 5,4$ kN

$l_{ef} = a_B = 1,25$ m

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{0,289 \cdot h} = \frac{1,25 \cdot 100}{0,289 \cdot 4} = 108 \rightarrow k_c = 0,265$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{1,0 \cdot 2,1}{1,3} = 1,61 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = \frac{N_d}{k_c \cdot A \cdot f_{c,0,d}} = \frac{5,4}{0,265 \cdot 10 \cdot 4 \cdot 1,61} = 0,32 < 1,0$$

Der Firstbohlenstoß als auch der Anschluss an den Vertikalstab des Verbandes werden auf der sicheren Seite liegend auf die Zugkraft N_d bemessen.

Verbindungsmittel: Nägel 4,2 x 120mm

$d = 4,2$ mm $\quad f_u = 600$ N/mm²

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \cdot 4,2^{2,6} = 7511 \text{ Nmm}$$

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot d^{-0,3} \cdot \rho_k = 0,082 \cdot 4,2^{-0,3} \cdot 350 = 18,65 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rk} = \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = \sqrt{2 \cdot 7511 \cdot 18,65 \cdot 4,2} = 1085 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_M} = \frac{1,0 \cdot 1085}{1,1} \cdot 10^{-3} = 0,986 \text{ kN}$$

$$n_{erf} = \frac{N_d}{F_{v,Rd}} = \frac{5,4}{0,986} = 5,5 \quad \rightarrow \quad n_{gew} = 6$$

5.4.7 Nachweis der Windrispen:

Windrispe: 40 x 2,0 mm, $R_{1,k} = 17,7$ kN

Die Neigung der Windrispe in Dachebene ergibt sich zu

$$\alpha_R = \tan^{-1}\left(\frac{L_V}{b_R}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{8,92}{15,0}\right) = 31°$$

$$N_d = B_{d,LFK2} \cdot \frac{n_V}{n_R} = 5,4 \cdot \frac{3}{2} = 8,1 \text{ kN}$$

$$Z_{R,d} = \frac{N_d}{\cos \alpha_R} = \frac{8,1}{\cos 31°} = 9,5 \text{ kN}$$

$$R_{1,d} = \frac{R_{1,k}}{\gamma_M} = \frac{17,7}{1,3} = 13,6 \text{ kN}$$

$$\eta_R = \frac{Z_{R,d}}{R_{1,d}} = \frac{9,5}{13,6} = 0,69 < 1,0$$

Verbindungsmittel: Kammnägel CNA 4x50mm

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_M} = \frac{1,0 \cdot 2,22}{1,3} = 1,7 \text{ kN}$$

$$n_{erf} = \frac{Z_{R,d}}{F_{v,Rd}} = \frac{9,5}{1,7} = 5,6 \quad \rightarrow \quad n_{gew} = 6$$

5.4.8 Anschluss Verband – Obergurt NP-Binder:

Neben einer konstruktiven Verbindung der Verbandsgurte mit den Obergurten der NP-Binder über die komplette Verbandslänge, muss in Auflagernähe des Verbandes der Anteil der Abspannkraft der Windrispe in Richtung des Binder-Obergurts angeschlossen werden:

Verbindungsmittel: Nägel 4,2 x 120mm

$$N_d = \sin \alpha_R \cdot Z_{R,d} = \sin 31° \cdot 9,5 = 4,9 \text{ kN}$$

$$n_{erf} > \frac{N_d}{F_{v,Rd}} = \frac{4,9}{0,986} = 5$$

e ≤ 10 cm im unteren Auflagerbereich
e ≤ 25 cm im Feldbereich des Verbandes

5.4.9 Nachweis Lasteinleitung in den Ringbalken:

Wird auf die Ausführung einer Traufbohle verzichtet, so muss der innere Ausgleich der Seitenlasten über den Ringbalken gewährleistet werden. Die Lasteinleitung in den Ringbalken ist dabei gesondert nachzuweisen:

5.4.9.1 Anschluss Verband – Futterholz:

$$H_{d,max} = A_{d,LFK2} + B_{d,LFK2} \cdot \frac{n_V}{n_R} = 4,9 + 5,4 \cdot \frac{3}{2} = 13,0 \text{ kN}$$

Verbindungsmittel: Nägel 4,2 x 120mm

$$n_{erf} > \frac{H_{d,max}}{F_{v,Rd}} = \frac{13,0}{0,986} = 13,2 \rightarrow \quad n_{gew} = 14$$

5.4.9.2 Anschluss Futterholz – Ringbalken:

Der Anschluss erfolgt je Futterholz über zwei Bolzen M12 mit einseitigem Dübel besonderer Bauart. Aufgrund der Einspannung im Ringanker wird die Tragfähigkeit der Bolzen wie für eine Stahlblech-Holz Verbindung ermittelt:

Bolzen M12: d= 12mm, $f_{u,k} = 360$ N/mm²

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 360 \cdot 12^{2,6} = 69071 \text{ Nmm}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k$$
$$= 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 350 = 25,3 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rk} = \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,0,k} \cdot d}$$
$$= \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot 69071 \cdot 25,3 \cdot 12} = 9159 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_M} = \frac{1,0 \cdot 9159}{1,1 \cdot 1000} = 8,33 \text{ kN}$$

Dübel bes. Bauart (C2): d_c= 62mm

$F_{v,Rk} = 8790$ N

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_M} = \frac{1,0 \cdot 8790}{1,3 \cdot 1000} = 6,76 \text{ kN}$$

Als Verbindungsmitteleinheit ergibt sich der Bemessungswert der Tragfähigkeit als Summe der Einzeltragfähigkeiten:

$$F_{v,Rd,ges} = \sum F_{v,Rd} = 8,33 + 6,76 = 15,1 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{H_{d,max}}{n \cdot F_{v,Rd}} = \frac{13,0}{2 \cdot 15,1} = 0,43 < 1,0$$

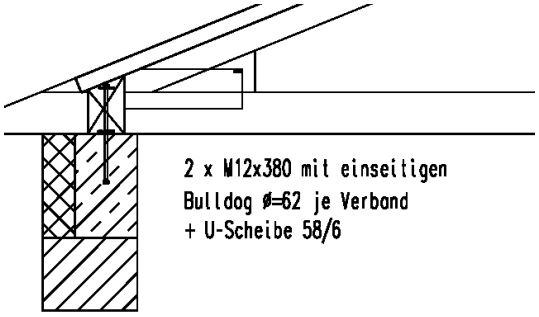


Bild 5.4-5 Befestigung Futterholz auf Unterkonstruktion

5.4.9.3 Anschluss Binder an Ringbalken:

Die Stabilisierungslast je Binder ergibt sich zu

$$L = L_V = 8,92 \text{ m}$$

$$k_l = \min \left\{ 1,0;\ \sqrt{\frac{15}{L_V}} = \sqrt{\frac{15}{8,92}} = 1,30 \right.$$

$$q_{s,gk} = \frac{k_l \cdot N_{m,gk}}{k_{f,3} \cdot L} = \frac{1,0 \cdot 22,9}{30 \cdot 8,92} = 0,09 \text{ kN/m}$$

$$q_{s,sk} = \frac{k_l \cdot N_{m,sk}}{k_{f,3} \cdot L} = \frac{1,0 \cdot 13,5}{30 \cdot 8,92} = 0,05 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 1,35 \cdot q_{s,gk} + 1,5 \cdot q_{s,sk}$$

$$q_d = 1,35 \cdot 0,09 + 1,5 \cdot 0,05 = 0,2 \text{ kN/m}$$

Die horizontal wirkende Einzelkraft F_{Ed} am Binderauflager in Richtung des Ringbalkens kann über das Momentengleichgewicht in ein vertikales Kräftepaar umgerechnet werden, das an den beidseitig angeordneten Winkelverbindern wirkt.

Binderhöhe am Auflager: h_A = 0,26 m

$$F_{Ed} = L_V \cdot \frac{q_d}{2} = 8,92 \cdot \frac{0,2}{2} = 0,89 \text{ kN}$$

$$M_d = F_{Ed} \cdot h_A = 0,89 \cdot 0,26 = 0,23 \text{ kNm}$$

$$Z_d = D_d = \frac{M_d}{b_B} = \frac{0,23}{0,06} = 3,9 \text{ kN}$$

Verbindungsmittel: 2 Winkel ABR 100
+ 10 Kammnägel CNA 4x50mm (Vollausnagelung)
+ Halfenschraube M12

$$n_{erf} = \frac{Z_d}{F_{v,Rd}} = \frac{3,9}{1,7} = 2,3 \quad < \quad n_{gew} = 10$$

5.4.10 Variante mit Traufbohle:

5.4.10.1 Nachweis der Traufbohle:

Querschnitt der Traufbohle: b/h = 10/4cm

$$N_d = \pm A_{d,LFK3} = 8,3 \text{ kN}$$

$$l_{ef} = a_B = 1,25 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{0,289 \cdot h} = \frac{1,25 \cdot 100}{0,289 \cdot 4} = 108 \rightarrow k_c = 0,265$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 2,1}{1,3} = 1,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = \frac{N_d}{k_c \cdot A \cdot f_{c,0,d}} = \frac{8,3}{0,265 \cdot 10 \cdot 4 \cdot 1,45} = 0,54 < 1,0$$

5.4.10.2 Anschluss Traufbohle – Verband:

Verbindungsmittel: Nägel 4,2 x 120mm

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 1,09}{1,1} = 0,89 \text{ kN}$$

$$n_{erf} = \frac{N_d}{F_{v,Rd}} = \frac{8,3}{0,89} = 9,3 \quad \rightarrow \quad n_{gew} = 10$$

5.4.10.3 Anschluss Verband – Futterholz:

Neben der Auflagerkraft des Verbandes muss zusätzlich der horizontale Anteil der Abspannkraft der Windrispe am Futterholz angeschlossen werden.

$$H_d = A_{d,LFK4} + B_{d,LFK4} \cdot \frac{n_V}{n_R} = 1,3 + 2,2 \cdot \frac{3}{2} = 4,6 \text{ kN}$$

Verbindungsmittel: Nägel 4,2 x 120mm

$$n_{erf} > \frac{H_d}{F_{v,Rd}} = \frac{4,6}{0,986} = 4,7 \quad \rightarrow \quad n_{gew} = 5$$

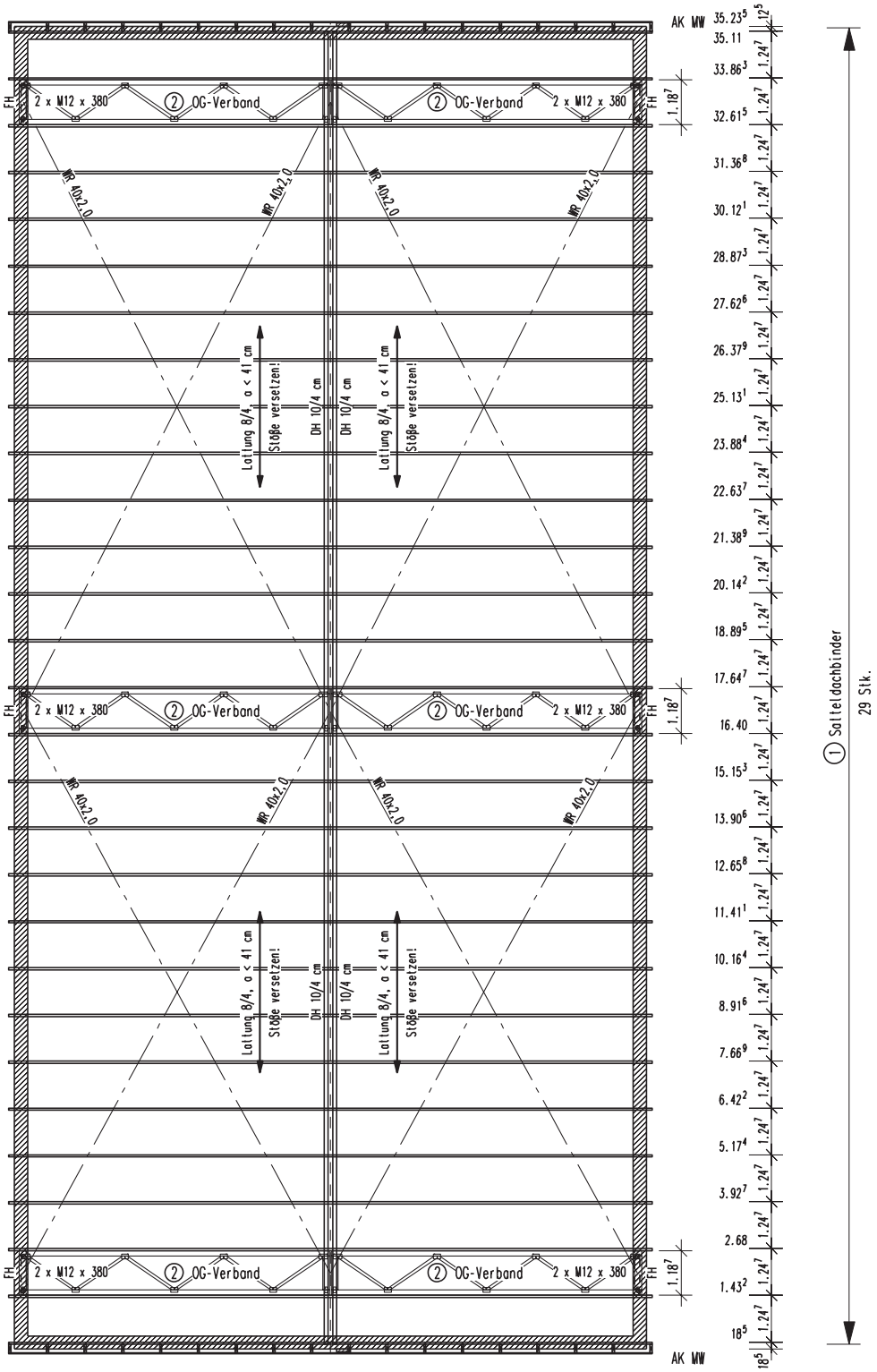
5.4.10.4 Anschluss Futterholz – Ringbalken:

Verbindungsmitteleinheit gemäß 5.4.9.2:

$$\eta = \frac{H_d}{n \cdot F_{v,Rd}} = \frac{4,6}{2 \cdot 15,1} = 0,15 < 1,0$$

5.5 Montageunterlagen

5.5.1 Verlegeplan



5.5-1 Binderverlegeplan mit Hauptbindern, Obergurtverbänden, Firstbohlen (DH) und Windrispenbändern

5.5.2 Binderplan

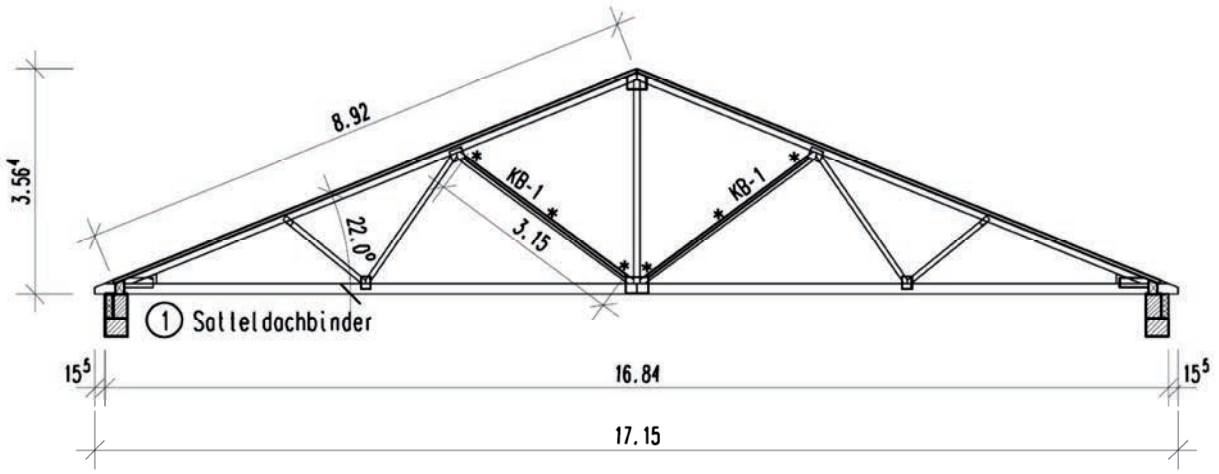


Bild 5.5-2 Hauptbinder der Dachkonstruktion mit Angaben zur Anordnung erforderlicher seitlicher Abstützungen (KB-1) druckbeanspruchter Füllstäbe

5.5.3 Ausführung der Knickaussteifung der druckbeanspruchten Füllstäbe

In den Berechnungen wird nicht näher auf die Bemessung und Ausführung der Knickaussteifung der knickgefährdeten druckbeanspruchten Füllstäbe nach Bild 5.5-2 eingegangen. Die Ausführung muss nach Kapitel 4.3.7 erfolgen und wurde bei diesem Projekt entsprechend Bild 5.5-3 vorgegeben und ausgeführt. Dabei wurden jeweils in den Verbandsbinderfeldern sogenannte K-Böcke geplant.

Mit dieser Art der Ausführung wurde gewährleistet, dass ausreichend große Anschlussflächen für die Läufer an die Streben vorhanden sind und Ausmitten in den Anschlüssen weitgehend vermieden werden.

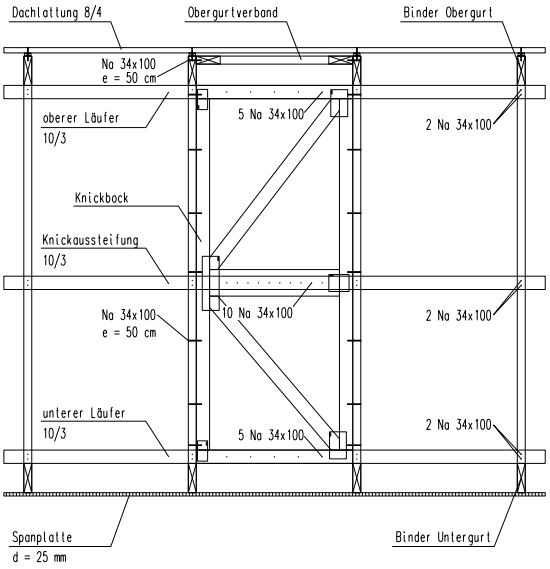


Bild 5.5-3 Ausführung der Aussteifung knickbeanspruchter Füllstäbe (KB-1)

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 u. Geländekategorie
- Erdbebenlast nach Erdbebenzone und Untergrundkategorie
- Ständige Lasten und Nutzungslasten nach Planungsvorgaben erstellen (sollte sicherheitshalber vom Auftraggeber abgesegnet werden)
- Einzellasten (Klimatechnik o.ä.) 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
- Lagesicherung (Windsogverankerung)
- Berechnung von Anschlusspunkten wie z. B. Binder an Binder
- 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
- Angabe der geeigneten Aufhängepunkte

6.1.3 Berechnung der Aussteifungselemente:

- Ermittlung der Seitenlasten für Aussteifungselemente
- Bemessung Obergurtverbände unter Berücksichtigung von Seitenlasten, Schrägstellung und Windlasten (besonders auf Verformungen achten)
- Gegebenenfalls überprüfen ob die Erdbebenlast maßgebend wird
- Auflagerpunkte der Verbände durch Vertikalböcke oder Windrispenbänder festlegen
- Für eine Ausgleichsmöglichkeit der Seitenlasten durch eine Ausbildung einer Traufbohle oder einen dementsprechenden Anschluss am Ringanker sorgen
- Bei horizontal geteilten Bindern oder bei Trapezbinder im Walmbereich dringend auf die Aussteifung des waagerechten Obergurtes achten (erforderliche Knickaussteifung, sowie erforderlichen Aussteifungsverband und oberseitige Windrispenauskreuzung)
- Berücksichtigung der seitlichen Aussteifung von knickgefährdeten Füllstäben unter Berücksichtigung der Anschlüsse (Knickaussteifung, oberer und unter Läufer, Diagonale)
- Auf die Aussteifung von Druckgurten achten, die nicht durch die Standardaussteifung erfasst sind (z. B. Obergurte unterhalb einer Einschiftung oder bei Splitt-Roof-Dachformen)
- Analoge Knickaussteifung von gedrückten Untergurten (insbesondere bei Unterwind)
- Bei zugbeanspruchten Auflagerdiagonalen das Durchschlagen des Untergurtes durch entsprechende Aussteifung verhindern.
- 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.

6.1.4 Festlegung weiterer Bauteile

- 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 Dacheindeckung. Separater Nachweis der Mannlast. Besonderes Augenmerk auf Lattenstöße und die Randabstände der Verbindungsmittel richten.

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 von Durchdringungen (Schornstein, Oberlichter…)
- Wichtige Hinweise der statischen Berechnung auf dem Verlegeplan eintragen wie z.B. „Lattung gehört zur Aussteifung“
- Einzeichnen der Aussteifungselemente wie Ober- oder Untergurtverbände, Druckriegel usw.

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
- Bereitstellung der Unterlagen zur Dokumentation der Imperfektionen.

6.2 Normen

6.2.1 Normen im direkten Zusammenhang

/1/ [EC 5]; DIN EN 1995-1-1: 2010-12, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau

/2/ [EC 5]; DIN EN 1995-1-1:A2: 2014-07, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau

/3/ [EC 5-NA]; DIN EN 1995-1-1/NA: 2013-08, Nationaler Anhang – national festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau;

/4/ [DIN 1052:2008]; DIN 1052:2008-12; Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau;

/5/ [DIN EN 14250] DIN EN 14250: 2010-05: Holzbauwerke - Produktanforderungen an vorgefertigte Fachwerkträger mit Nagelplatten

/6/ [EN 14081], DIN EN 14081: 2011-05, Holzbauwerke – nach Festigkeit sortiertes Bauholz für tragende Zwecke, Teil 1: Allgemeine Anforderungen.

/7/ [Ö-Norm]; B-1995-1-1; 2014:11; Eurocode 5; Bemessung und Konstruktion von Holzbauten

6.2.2 EC-Normengrundlagen

/10/ [EC 0]; DIN EN 1990: 2010-12, Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung;

/11/ [EC 0-NA]; DIN EN 1990/NA: 2010-12, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung;

/12/ [EC 0-NA-A1]; DIN EN 1990/NA/A1: 2012-08, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1;

/13/ [EC 1-1-1]; DIN EN 1991-1-1: 2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau;

/14/ [EC 1-1-1-NA]; DIN EN 1991-1-1/NA: 2010-12, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau;

/15/ [EC 1-1-2]; DIN EN 1991-1-2: 2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen– Brandeinwirkungen auf Tragwerke;

/16/ [EC 1-1-2-NA]; DIN EN 1991-1-1/NA: 2010-12, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1-2: Allgemeine Einwirkungen– Brandeinwirkungen auf Tragwerke;

/17/ [EC 1-1-3]; DIN EN 1991-1-3: 2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten;

/18/ [EC 1-1-3-NA]; DIN EN 1991-1-3/NA: 2010-12, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten;

/19/ [EC 1-1-4]; DIN EN 1991-1-3: 2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen, Windlasten;

/20/ [EC 1-1-4-NA]; DIN EN 1991-1-3/NA: 2010-12, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen-Windlasten;

/21/ [EC 1-1-5]; DIN EN 1991-1-5: 2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen-Temperatureinwirkungen;

/22/ [EC 1-1-6]; DIN EN 1991-1-6: 2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung;

/23/ [EC 1-1-7]; DIN EN 1991-1-7: 2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen, Außergewöhnliche Einwirkungen;

/24/ [EC 1-1-8]; DIN EN 1991-1-8: 2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-8: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.

6.2.3 Ergänzende Normen

/30/ [DIN 18218]; DIN 18218: 2010-01, Frischbetondruck auf Lotrechte Schalungen

/31/ [EN 313]; DIN EN 313: 1996-05, Sperrholz – Klassifizierung und Terminologie – Teil 1: Klassifizierung;

/32/ [EN 334]; DIN EN 334: 2010-08: Bestimmung charakt. Werte, Rohdichte;

/33/ [EN 338]; DIN EN 338: Bauholz für tragende Zwecke; Deutsche Fassung EN 338:2009

/34/ [EN 386]; DIN EN 386: 2002-04, Brettschichtholz - Leistungsanforderungen und Mindestanforderungen an die Herstellung;

/35/ [EN 636]; DIN EN 636: 2003-11, Sperrholz – Anforderungen;

/36/ [EN 13377]; DIN EN 13377: 2002:11, Industriell gefertigte Schalungsträger aus Holz,

/37/ [EN 13986]; DIN EN 13986: 2005-03, Holzwerkstoffe zur Verwendung im Bauwesen - Eigenschaften, Bewertung der Konformität und ..

/38/ [EN 14080], DIN EN 14080: 2013-09, Holzbauwerke - Brettschichtholz – Anforderungen;

/39/ DIN EN 15736: Holzbauwerke – Prüfverfahren – Ausziehwiderstand von Nagelplatten; 2009-12;

/40/ [DIN 20000-1]; DIN 20000-1: 2013-08, Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 1: Holzwerkstoffe;

/41/ [DIN 20000-2]; DIN 20000-2: 2013-12; Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 2: Schalungsträger

/42/ [DIN 20000-4]; DIN 20000-4: 2012-03; Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 4: Vorgefertigte Bauteile – NP-Binder nach DIN EN 14250

/43/ [DIN 20000-5]; DIN 20000-5: 2012-03; Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 5: Nach Festigkeit sortiertes Bauholz mit rechteckigem Querschnitt.

/44/ [DIN 68800-1]; DIN 68800-1: 2011-10, Holzschutz, Teil 1 - Allgemeines

/45/ [DIN 68800-2]; DIN 68800-2: 2012-02, Holzschutz, Teil 2 – Vorbeugende bauliche Maßnahmen

/46/ [DIN 68800-3]; DIN 68800-3: 2012-02, Holzschutz, Teil 3 – Vorbeugender Schutz mit Holzschutzmittel

/47/ [DIN 1052-10]; DIN 1052-10: 2012-03, Herstellung und Ausführung von Holzbauwerken - Teil 10: Ergänzende Bestimmungen;

/48/ [DIN 1052-1988]; DIN 1052:1988; Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung; Beuth Verlag, Berlin

/49/ [DIN 1052-100]; DIN SPEC 1052-100: 2012-03, Bemessung und Konstruktion von Holzbauwerken - Teil 100: Mindestanforderungen, Korrosionsschutz

/50/ [DIN 20000-6]; DIN 20000-6: 2015-02; Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - T6: Stiftförmige und nichtstiftförmige Verbindungsmittel nach DIN 14592 und DIN EN 14545

/52/ [DIN 1055-T1-5]; Einwirkung auf Tragwerke

/53/ [DIN 4102-T1-4]; Brandverhalten von Baustoffen

/54/ [DIN 4149-T1-4]; 2005:04; Bauten in dt. Erdbebengebieten; Lastannahmen, Bemessung und Ausführung von Hochbauten

/55/ [DIN 4074]; 2012-06; Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit

/56/ DIN EN 15545:2009-02; Holzbauwerke – nicht stiftförmige Verbindungsmittel

/57/ DIN EN 14592:2012-07; Holzbauwerke – stiftförmige Verbindungsmittel

6.3 Literatur

/60/ [IFO-NP-DIN1052] Nagelplattenbinder nach DIN 1052.2008-12; Gütegemeinschaft Nagelplattenprodukte e.V. 2009-12

/61/ [DIN 1052-Erl]; Blaß, H. et. Al. (2004): Erläuterungen zu DIN 1052: 2004-08, Bruderverlag, Karlsruhe;

/62/ Merkblatt GIN Holzschutz bei Nagelplattenkonstruktionen im Hochbau TA-1071

/63/ Brünninghoff H.; Vergleichsberechnungen für Nagelplattenbinder; Bergische Universität Wuppertal, im Auftrag der GIN e.V.,

/64/ Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine (1997), Forschungsvorhaben T2822, Berücksichtigung der Momentenübertragung von Nagelplattenverbindungen bei der Bemessung

/65/ Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine; Prüfbericht Nr. 016124, Belastungsversuche an verschiedenen Traufknotenausbildungen von Nagelplatten – Dreiecksbindern (2002); im Auftrag der GIN e.V.,

/66/ Blaß & Eberhardt; Modellierung von Traufknoten; Ingenieurbüro für Baukonstruktionen (2001) im Auftrag der GIN e.V.,

/67/ Blaß & Eberhardt; Optimierung des Traufknotens zweier Nagelplattenbinder nach EDIN1052;Ingenieurbüro für Baukonstruktionen (2001-2002) im Auftrag der GIN e.V.,.

/68/ Görlacher .; Zum Querzugnachweis bei Anschlüssen mittels Stahlblechformteilen; Bauen mit Holz, 7/85

/69/ Görlacher .; Bauen mit Holz, 9/85, Querzuggefährdete Anschlüsse mit Nagelplatten

/70/ Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine (2001), Einfluss der Holzfeuchte auf die Tragfähigkeit von Nagelplattenverbindungen.

/71/ Meilinger J.; Diplomarbeit TU-München; Nagelplattenbinder, Beanspruchung senkrecht zur Binderebene.

/72/ Blaß H. J.; Kurzweil L.; Nagelplatten-verbindungen, Teil 1; Nageltragfähigkeit; bauen mit holz 7/1998, S. 28-32

/73/ Blaß H. J.; Kurzweil L.; Nagelplatten-verbindungen, Teil 2 Plattentragfähigkeit; bauen mit holz 9/1998, S. 54 – 58.

/74/ Hartmann H.; Die Berücksichtigung elastisch-plastischer Verformungseigenschaften mechanischer Verbindungsmittel im Ingenieurholzbau; Dissertation 1999, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, TU-München, Nr. 3/2000

/75/ Hartmann H.; Bemessung von Nagelplatten nach EC 5; Bauingenieur; 2015-03; S. …

/76/ Norèn, B.; Design of Joints with Nail Plates, CIB-18 / 14-7-1; Warsaw; 1981

/77/ Kevarinmäki, A.; Kangas, J.; Rotational Stiffness of Nail Plates in Moment Anchorage; CIB-W18/26-14-3; Athens, Georgia; 1993

/79/ Kreuzinger, Mohr; Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz; TU-München, Institut für Tragwerksbau, Fachgebiet Holzbau; Abschlussbericht Forschungsvorhaben DGfH, Januar 1999

/80/ Kessel M.H. und Gnutzmann; Statisches Gutachten zur Tragfähigkeit von Holzkonstruktionen in Nagelplattenbauart: Aussteifung von Druckstäben durch Latten

/81/ Kessel M.H.; Imperfektionen von satteldachförmigen Fachwerkträgern aus Holz; Bauingenieur; 2012-06

/82/ Kessel M.H. u. Kühl A.; Robustheit; Nachweis der Unempfindlichkeit von symmetrischen Satteldachträgern…. In Nagelplattenbauart; Bauingenieur; 2012-09;

/83/ Bux Elisabeth; Erstellen einer Bemessungshilfe für die Knotenbemessung von Nagel-plattenkonstruktionen für mehrere Füllstäbe; Masterarbeit, Hochschule für Technik Stuttgart, Februar 2011

/84/ Stojanovic Dejan; Plattentragfähigkeitsnachweis von Nagelplatten mit Hilfe der EDV; Bachelor-arbeit; Hochschule für Technik Stuttgart, Juni 2013

/85/ Brühl F.; Untersuchungen zur Verbindungsmitteldukti lität; Doktoranden-kolloquium Holzbau Forschung und Praxis; Universität Stuttgart – Institut für Konstruktion und Entwurf; Stuttgart, März 2012

/86/ STEP-1; Holzbauwerke nach EC 5; Teil 1 - Bemessung und Baustoffe; Informationsdienst Holz; 1995

/87/ STEP-2; Holzbauwerke nach EC 5; Teil 2 – Bauteile-Konstruktionen-Details; Informationsdienst Holz; 1995

/88/ STEP-3; Holzbauwerke nach EC 5; Teil 3 – Grundlagen-Entwicklungen-ergänzungen; Informationsdienst Holz; 1995

/89/ Blaß; Gutachterliche Stellungnahme zum Tragverhalten von Dachlattenstößen mit geneigt angeordneten Rillennägeln; Karlsruhe, 07/2009

/90/ Bathon L.; Betz O.; Zum Schwingungsverhalten von Holzdecken und Holz-Beton-Verbunddecken; Quadriga, 2007-04; S. 28-33.

/91/ Hamm P., Richter A.; Winter S.; Floor vibrations – New results, Proceeding of the 10th World conference of Timber, Riva del Garda Italy 2010.

/92/ Kessel M.H., Mertinaschk A.; Imperfektions-messungen an Nagelplattenbinder; Forschungs-bericht AiF 11631; Braunschweig, 01-2001

/93/ Deutsches Institut für Bautechnik (2012): Bauregelliste A, Bauregelliste B und Liste C, Ausgabe 2015/2/ v. 06.10.2016

/94/ Holzbauten in deutschen Erdbebengebieten – Regelungen nach DIN 4109:2005-04; Holzbau Deutschland, Berlin, 09-2011

/95/ RAL-GZ; GIN

/96/ Kessel M.H. u. Kühl A.; Aussteifung von Nagelplattenkonstruktionen, Band 24 (2011), Fraunhofer IRB-Verlag, Stuttgart

6.4 Zulassungen

Siehe Homepage von Nagelplattenherstellern:

- www.mitek.de/Produkte/Verbindungsmittel/Nagelplatten/Nagelplatten
- www.wolfsystem.de/Nagelplatten/Uebersicht

INFORMATIONSDIENST **HOLZ**

Informationsverein Holz e.V.
Franklinstraße 42
40479 Düsseldorf

Telefon 0211 / 966 55 80
Telefax 0211 / 966 52 82

info@informationsvereinholz.de
www.informationsvereinholz.de

Technische Anfragen an:
Fachberatung Holzbau
Telefon 030 / 57 70 19 95
Montag bis Freitag 9 bis 16 Uhr
Dieser Service ist kostenfrei.

fachberatung@informationsdienst-holz.de
www.informationsdienst-holz.de

Ein Angebot des
Holzbau Deutschland Institut e.V.
in Kooperation mit dem
Informationsverein Holz e.V.