



# Koordinierungsausschuss der Prüfmänner und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern

Stand: Februar 2024

## Vorwort

Der Koordinierungsausschuss der Prüfmänner und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern ist ein Arbeitskreis, in dem sämtliche größeren Prüfmänner und die Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern vertreten sind. Er hat sich zum Ziel gesetzt, bei Fragen, die in der Normung nicht geregelt sind oder bei denen Normen nicht allgemein bekannt sind, eine einheitliche Beurteilung durch alle prüfenden Stellen herbeizuführen.

Die Mitteilungsblätter sind keine verbindlichen Festlegungen, sondern geben nur die Meinung der Mehrheit der Mitglieder des Ausschusses wieder.

Das vorliegende Dokument fasst die Mitteilungsblätter zusammen, die vom bayerischen Koordinierungsausschuss vertreten werden. Hierbei handelt es sich sowohl um harmonisierte Mitteilungen der Bundesvereinigung (BVPI) sowie Mitteilungen, die ausschließlich in Bayern veröffentlicht sind.

Die nur in Bayern gültigen Mitteilungen haben Dokumenten-Nummern mit vorgestellten Buchstaben (z.B. TM A06), die harmonisierten Mitteilungen haben Nummern mit vorgestellten Zahlen für die Fachgruppe (z.B. TM 01 / 001).

Die jeweils aktuelle Fassung der nur für Bayern gültigen Mitteilungen finden Sie unter:

<http://vpi-by.de/informationen.html>

Die Mitteilungen der Bundesvereinigung finden Sie unter:

<https://bvpi.de/bvpi/de/fachinformationen/fachinfo-suche.php>

Die aufgeführten harmonisierten Mitteilungen des BVPI werden explizit in der hier übernommenen Fassung vertreten. Der Beitritt zu neuen Versionen wird sich ausdrücklich vorbehalten.



## 00 Allgemeines

Nummer	Thema	Stand
A 06	Inkrafttreten neue bautechnischer Bestimmungen	Mai 2021
A 07	Verbindlichkeit von Normenauslegungen, Zulassungen, ZIE	Mai 2021
A 08	Prüfpflicht bei absturzsichernden Bauteilen und bei Bauteilen für Wartungszwecke	Mai 2022
TM 00 / 005	Koordinierung der Standsicherheitsnachweise mehrerer Aufsteller	Dezember 2013
TM 00 / 007	Vorlage und Prüfung von Konstruktionszeichnungen	Mai 2021
TM 00 / 010	Grenzbebauung	Februar 2009
TM 00 / 011	Bauhilfsmaßnahmen	März 2021



## 01 Einwirkungen / Lastannahmen

Nummer	Thema	Stand
B 14	Lotrechte Nutzlasten in Kindergärten	November 2013
B 19	Nutzlasten in Tiefgaragen und Parkbauten	November 2013
B 20	Überschüttungen und Nutzlasten auf unterirdischen Gebäuden und auf Tiefgaragen	November 2013
B 21	Windlasten schwingungsanfälliger Bauteile	Oktober 2015
B 22	Lastannahmen für handgeführte Transportfahrzeuge	Mai 2021
TM 01 / 001	Befahrbare und nicht befahrbare Decken	November 2019
TM 01 / 005	Lastannahmen für Flucht- und Rettungswege	November 2019
TM 01 / 008	Rahmenartige Stahlbetonbauwerke unter nicht vorwiegend ruhender Belastung	Februar 2014
TM 01 / 020	Begrünte Dächer	Februar 2014
TM 01 / 046	Nutzlasten auf mehrgeschossigen Balkonanlagen	Februar 2014
TM 01 / 047	Wasserlasten auf Flachdächern	Dezember 2013
TM 01 / 051	Lotrechte Nutzlasten in Schulen	November 2019
TM 01 / 053	Nutzlasten für Putzbalkone	Dezember 2013
TM 01 / 054	Nicht geregelte Lastannahmen	Dezember 2013



## 02 Grundbau / Bodenmechanik

Nummer	Thema	Stand
F 01	Standsicherheit von Stützbauwerken	November 2013
F 03	Baugrundbeurteilung – Geotechnische Kategorie	März 2021
F 05	Unterfangungsmaßnahmen	Dezember 2019
F 07	Knicknachweise bei Mikropfählen	November 2013
TM 02 / 003	Aufgelöste Bohrpfahlwände mit Spritzbetonausfachung	März 2021

## 03 Mauerwerk

Nummer	Thema	Stand
	derzeit nicht besetzt	



## 04 Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau

Nummer	Thema	Stand
C 09	Zugbänder von Hallen	November 2013
C 34	Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Tiefgaragen	März 2021
C 36	Bewehrungsstöße in massiven Platten – Erfordernis der Querbewehrung	Mai 2021
TM 04 / 030	Punktgestützte Flachdecken: Ausführung mit Halbfertigteilen	September 2016
TM 04 / 035	Durchleitung von Stützenlasten	März 2021
TM 04 / 036	Querkraftbemessung von Elementdecken mit Gitterträgern	April 2021



## 05 Metallbau / Verbundbau

Nummer	Thema	Stand
D 02	Stahltrapezblechdächer und –wände	August 2010
D 07	FE-Berechnung von Knotenpunkten im Stahlbau	November 2023
TM 05 / 001	Stirnplattenanschlüsse	November 2009
TM 05 / 007	Beurteilung von Formänderungen	März 2011
TM 05 / 008	Rippenlose Trägerverbindungen bei nicht vorwiegend ruhenden Lasten	September 2015
TM 05 / 027	Berechnung von Gitterrosten	Dezember 2013
TM 05 / 030	Stabilisierung von Pfetten und Wandriegeln aus Kaltprofilen durch Sandwichelemente	November 2020
TM 05 / 034	Lochspiel bei Schrauben M 12 und M 14 nach EN 1090-2 bzw. EC 3	April 2016



## 06 Holzbau

Nummer	Thema	Stand
E 08	Blechformteile im Holzbau	Mai 2021
E 09	Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Bauteilen (HBV)	November 2023
TM 06 / 004	Anwendung von Windsrispenbändern	Januar 2022
TM 06 / 009	Holzpfetten auf Stahlkonstruktionen	Dezember 2013
TM 06 / 011	Satteldachträger mit hochgesetzter Trockenfuge	Januar 2022
TM 06 / 016	Anwendung von Voll- und Teilgewindeschrauben im Holzbau	Dezember 2013
TM 06 / 017	Nagelplattenkonstruktionen	Dezember 2013
TM 06 / 018	Katalog der verbindlichen Konstruktionsdetails	August 2014
TM 06 / 019	Einsatz von handwerklich gefertigten Holztreppen	September 2015
TM 06 / 020	Aussteifung von Nagelplattenbindern durch Dachlatten	Januar 2022

## 07 Glas

Nummer	Thema	Stand
	derzeit nicht besetzt	



## 08 Kunststoffe

Nummer	Thema	Stand
I 01	Bauteile aus Kunststoffen	Oktober 2023

## 09 Brandschutz

Nummer	Thema	Stand
K 01	Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen	Mai 2014
K 02	Bemessung von auskragenden Brandwänden	Mai 2014
K 03	Toleranzen und Vorhaltemaß der Betondeckung beim Nachweis der Feuerwiderstandsdauer im Massivbau	Mai 2017

## 10 Sonderbauteile / Sonderbauarten

Nummer	Thema	Stand
H 04	Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassadenkonstruktionen	Oktober 2023
H 05	Wärmedämmung unter Gründungsbauteilen	November 2013
H 06	Tragluftbauten	November 2023
TM 10 / 004	Staubexplosionen in Siloanlagen	März 2014

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>A06</b>	<b>Mai 2021</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfämter und Prüferingenieure für Standsicherheit in Bayern
Allgemeines			
<b>Inkrafttreten neuer bautechnischer Bestimmungen</b>			

Eine technische Regel für die Planung, Bemessung und Konstruktion baulicher Anlagen ist bauaufsichtlich eingeführt, wenn sie in den Technischen Baubestimmungen von der obersten Bauaufsichtsbehörde öffentlich bekannt gemacht wurde.

Diese Baubestimmung braucht nicht rückwirkend angewendet zu werden. Der Anwendungszeitpunkt wird von den einzelnen Ländern festgelegt. Dies kann der Zeitpunkt des Bauantrags, der Baugenehmigung oder des Baubeginns sein.

Vor diesem Zeitpunkt darf die bisherige Technische Baubestimmung angewendet werden, wenn nicht neue Erkenntnisse zur Gefahrenabwehr dem widersprechen.

Bei Nachweisen für die Standsicherheit im Bestand ist das Merkblatt der Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU) vom 07.04.2008 zu beachten.

Länderspezifisch:

Bayern

Maßgebender Zeitpunkt ist in Bayern bei Baugenehmigungsverfahren und Genehmigungs-freistellungsverfahren der Zeitpunkt der Einreichung des Bauantrages bzw. der Zeitpunkt der Vorlage bei der Gemeinde, bei verfahrensfreien Bauvorhaben der Zeitpunkt des Baubeginns.

**Verbindlichkeit von Normenauslegungen, Zulassungen, Bauartgenehmigungen**

Koordinierungsausschuss  
der Prüfer und  
Prüfingenieure für  
Standsicherheit in Bayern

Bei der Erstellung und Prüfung von bautechnischen Nachweisen sind grundsätzlich die eingeführten Technischen Baubestimmungen zu beachten.

Die von den obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder als Technische Baubestimmungen eingeführten technischen Regeln für die Planung, Bemessung und Konstruktion baulicher Anlagen (z.B. DIN-Normen, deren Ergänzungen sowie Richtlinien) werden in den Technischen Baubestimmungen bekanntgemacht.

Auslegungen der jeweiligen Auslegungsausschüsse des DIN werden bauaufsichtlich nicht eingeführt, da sie die Norm nicht verändern, sondern nur präzisieren. Sie sind somit verbindlich wie die Norm selbst.

Vornormen und Normen z.B. veröffentlicht in den Mitteilungen des DIN, werden nicht verbindlich, wenn sie nicht von der Obersten Bauaufsichtsbehörde eingeführt werden. Sie haben den Stellenwert wie jede andere Veröffentlichung. Bei der bautechnischen Prüfung können sie als Erläuterung herangezogen werden.

Für Bauarten, die von den eingeführten technischen Regeln wesentlich abweichen oder für die solche Regeln nicht existieren, kann das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) in Berlin eine allgemeine Bauartgenehmigung (aBG) erteilen.

Für Bauprodukte, die weder durch eingeführte technische Baubestimmungen noch durch den Anwendungsbereich einer nach der europäischen Bauproduktenverordnung harmonisierten Europäischen Norm abgedeckt sind, kann wahlweise eine Europäische Technische Bewertung (ETA) durch eine europäisch anerkannte Technische Bewertungsstelle erteilt werden oder eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) durch das DIBt.

Die aBG oder abZ wird mit der Erteilung für die darin genannte Geltungsdauer verbindlich. Sie kann jedoch in begründeten Fällen vor dem Ablauf ihrer Gültigkeitsdauer zurückgezogen werden. Entsprechende Veröffentlichungen in den DIBt-Mitteilungen oder auf der Internetseite des DIBt sind zu beachten. Eine ETA wird ohne Geltungsdauer erteilt, kann aber auf Antrag geändert werden.

Liegen für eine Bauart / ein Bauprodukt keine eingeführten technischen Regeln oder eine allgemeine Bauartgenehmigung / allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vor oder weicht die Bauart oder das Bauprodukt davon wesentlich ab, so ist bei der zuständigen obersten Bauaufsichtsbehörde eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung (vBG) bzw. eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) einzuholen.

**Prüfpflicht bei absturzsichernden Bauteilen  
und bei Bauteilen für Wartungszwecke****1 Allgemeine Hinweise**

Nach § 10 Bauvorlagenverordnung (BauVorIV) sind für den Nachweis der Standsicherheit tragender Bauteile eine Darstellung des gesamten statischen Systems sowie die erforderlichen Konstruktionszeichnungen, Berechnungen und Beschreibungen vorzulegen. Die statischen Berechnungen müssen die Standsicherheit der baulichen Anlagen und ihrer Teile nachweisen.

Da die Gewährleistung einer erforderlichen Absturzsicherung ein Aspekt der Standsicherheit ist und Geländer sowie absturzsichernde Fenster bzw. Verglasungen (z.B. raumhohe Verglasungen) in der Regel Auswirkungen auf die Tragkonstruktion des Gebäudes haben, werden die tragenden Bauteile der Geländer bzw. Fenster und ihre Befestigung daher üblicherweise für alle auftretenden Einwirkungen und Lastkombinationen statisch nachzuweisen sein.

Nach § 10 Abs. 3 BauVorIV kann dieser Nachweis auch auf andere Weise als durch statische Berechnungen erfolgen, wenn hierdurch die Anforderungen an einen Standsicherheitsnachweis in gleichem Maße erfüllt werden. Die Entscheidung, welche Unterlagen für den Nachweis erforderlich sind, obliegt dem Prüfer bzw. Prüfsachverständigen für Standsicherheit. Wenn die Standsicherheit von absturzsichernden Bauteilen oder Ausfachungen von Geländern weder durch bauaufsichtlich eingeführte technische Baubestimmungen noch durch Erfahrung beurteilt werden kann, dann kann die Beurteilung nach der ETB-Richtlinie erfolgen: ETB-Richtlinie: Bauteile, die gegen Absturz sichern. Fassung Juni 1985

Die Anlage A 1.2.1/8 der BayTB ist dabei zusätzlich zu beachten.

**2 Abgrenzung zur Absturzsicherung im Arbeitsschutz**

Eine Pflicht zur statischen Prüfung nach Landesbauordnung gibt es nur im Geltungsbereich der Bauordnung. Dies betrifft i.A. alle fest mit dem Gebäude verbundenen tragenden Bauteile, also auch Umwehrungen nach §38 MBO (Art. 36 BayBO). Davon ausgenommen sind Bauteile, die ausschließlich der Absturzsicherung im Arbeitsschutz dienen, beispielsweise Verankerungshaken für Sekuranten auf Dächern oder Umwehrungen für Flächen, die nicht planmäßig genutzt werden sollen, sondern ausschließlich zu Wartungszwecken betreten werden.

Der Arbeitsschutz fällt in die Zuständigkeit der Berufsgenossenschaften. Insofern sind auch die Lastannahmen nach den bauaufsichtlich eingeführten technischen Baubestimmungen (z.B. Holmlast) nicht zwingend anzuwenden, sondern können anders geregelt sein.

Literaturhinweis:

Busse/Kraus/Kühnel/Gollwitzer: Bayerische Bauordnung, 143. EL Juli 2021, BayBO Art. 30 Rn. 39: „Auch können das bei Flachdächern, im Gegensatz zu Bereichen, in denen sich Nutzer eines Gebäudes aufhalten können, reduzierte Ausführungen von Absturzsicherungen sein.“

**Prüfpflicht bei absturzsichernden Bauteilen  
und bei Bauteilen für Wartungszwecke**

Es muss also sorgfältig nach der geplanten Nutzung gemäß Eingabeplan und Brandschutznachweis unterschieden werden:

- Dachterrasse: planmäßige Nutzung, Nutzlast Kategorie Z nach DIN EN 1991-1-1
- Baulicher 2. Rettungsweg („Fluchtweg“) z.B. auf Flachdächern: planmäßige Nutzung als Flur, Nutzlast je nach Gebäudenutzung nach DIN EN 1991-1-1
- 2. Rettungsweg als Notleiteranlage: Nutzlasten nach DIN 14094-1 und -2
- Flachdach z.B. mit Begrünung, das nur zu Wartungszwecken betreten wird: keine planmäßige Nutzung, Absturzsicherung nach Arbeitsschutzregeln ohne statische Prüfung

Wenn ein Flucht- oder Rettungsweg über ein sonst nur zu Wartungszwecken betretbares Flachdach geführt wird, ist hinsichtlich der Absturzsicherung zu unterscheiden:

- Rettungsweg an der Dachkante oder Rettungsweg ohne bauliche Abgrenzung:
- prüfpflichtige Absturzsicherung mit Holmlast nach DIN EN 1991-1-1 bzw. nach DIN 14094
- Rettungsweg mit großem Abstand zur Dachkante, der gegenüber der Restfläche baulich abgegrenzt ist:
  - Bauliche Abgrenzung des Rettungswegs ohne absturzsichernde Funktion
  - Absturzsicherung an der Dachkante nach Arbeitsschutzregeln

**3 Sonderfall Putzbalkone**

Putzbalkone dienen zwar im Wesentlichen nur zu Wartungszwecken (Reinigung), sie bilden jedoch betretbare Flächen, die Teil des Gebäudes sind. Sie sind deshalb prüfpflichtig. Hinsichtlich der Lastannahmen wird auf die technische Mitteilung TM-053 verwiesen.

**4 Wartungsstege und Wartungsbühnen im Industrie- und Anlagenbau**

Hier ist im Einzelfall eine klare Abgrenzung zwischen baulicher Anlage (prüfpflichtig) und Maschinen- bzw. Anlagenbau (nicht prüfpflichtig) zu vereinbaren. Lastansätze sind ebenfalls vorhabenbezogen zu vereinbaren, die Angaben zu Putzbalkonen in TM-053 können als Untergrenze für mögliche Ansätze betrachtet werden.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>00 / 005</b>	<b>Dez. 2013</b>	 <p>Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.</p>
Allgemeines			
<b>Koordinierung der Standsicherheitsnachweise mehrerer Aufsteller</b>			

Es kommt immer wieder vor, dass am Standsicherheitsnachweis eines Bauwerks verschiedene Aufsteller mitwirken. Da bekanntlich die „Nahtstellen“ nicht nur in der Planung, sondern auch in der Ausführung Probleme (die u. U. die Standsicherheit beeinträchtigen) aufwerfen können, ist eine richtige Abgrenzung der Bearbeitungsgebiete wichtig.

Für die Koordinierung ist nach den Landesbauordnungen der Planverfasser oder der Objektplaner verantwortlich.

Beispielhaft lauten die diesbezüglichen Paragraphen verschiedener Landesbauordnungen wie folgt:

**Baden-Württemberg: Landesbauordnung (LBO) 2013**

§ 53 Bauvorlagen und Bauantrag

(2) Der Bauantrag ist vom Bauherrn und vom Entwurfsverfasser, die Bauvorlagen sind vom Planverfasser zu unterschreiben. Die von den Fachplanern nach § 43 Abs. 2 erstellten Bauvorlagen müssen von diesen unterschrieben werden.

§ 43 Entwurfsverfasser

(2) Hat der Entwurfsverfasser auf einzelnen Fachgebieten nicht die erforderliche Sachkunde und Erfahrung, so hat er den Bauherrn zu veranlassen, geeignete Fachplaner zu bestellen. Diese sind für ihre Beiträge verantwortlich. Der Planverfasser bleibt dafür verantwortlich, dass die Beiträge des Fachplaners entsprechend den öffentlich-rechtlichen Vorschriften aufeinander abgestimmt werden.“

**Bayern**

BayBO Art. 51 Entwurfsverfasser:

(2) Satz 3 "Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen bleibt der Entwurfsverfasser verantwortlich."

Vollzugshinweise zur BayBO 2008 vom 13.12.2007:

51.2.3 "Ist der Entwurfsverfasser bei der Bestellung mehrerer Fachplaner zu deren Koordination nicht in der Lage, schließt die Verpflichtung nach Art. 51 Abs. 2 Satz 3 die Bestellung eines koordinierenden Fachplaners ein."

Festlegung:

Der Koordinierungsausschuss ist übereinstimmend der Auffassung, dass die Koordinierung der Standsicherheitsnachweise mehrerer Aufsteller durch einen koordinierenden Tragwerksplaner als Ansprechpartner des Prüferingenieurs/Prüferamts zu erfolgen hat.

**Brandenburg: Brandenburgische Bauordnung (BbgBO) 2013**

Nach der Brandenburgischen Bauordnung kann der Objektplaner (in der Regel der Architekt oder ein Bauvorlageberechtigter Ingenieur) diese Aufgaben nicht delegieren.

§ 48 Objektplaner, Bauvorlagenberechtigung

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>00 / 005</b>	<b>Dez. 2013</b>	 Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.
Allgemeines			
<b>Koordinierung          der Standsicherheitsnachweise mehrerer Aufsteller</b>			

(1) ...Der Objektplaner ist dafür verantwortlich, dass das Bauvorhaben nach den genehmigten oder angezeigten Bauvorlagen ausgeführt wird und im Übrigen den öffentlich-rechtlichen Vorschriften entspricht.

(2) Verfügt der Objektplaner auf einzelnen Fachgebieten nicht über die erforderliche Sachkunde oder Erfahrung, so sind geeignete Fachplaner heranzuziehen. Diese sind für die von Ihnen gefertigten Fachplanungen verantwortlich. Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen bleibt der Objektplaner verantwortlich.

In der Verwaltungsvorschrift zur Brandenburgischen Bauordnung vom 18. Februar 2009 heißt es zu diesem Sachverhalt:

Punkt 48.2, Zu Absatz 2

„Werden Planungsleistungen, die nicht Fachplanungen sind, durch Dritte erbracht, zum Beispiel bei Fertighäusern, so bleibt die Verantwortung des Objektplaners unberührt. Der Objektplaner hat sich davon zu überzeugen, dass die Ausführungsplanung mit den genehmigten Bauvorlagen übereinstimmt.“

**Hamburg: Hamburgische Bauordnung (HBauO) 2013**

§ 67 Bauvorlageberechtigung

(1) Bauvorlagen für das nicht verfahrensfreie Errichten und Ändern von Vorhaben müssen von einer Entwurfsverfasserin oder einem Entwurfsverfasser, die oder der bauvorlageberechtigt ist, unterschrieben sein.

§ 55 Entwurfsverfasserin oder Entwurfsverfasser

(3) Hat die Entwurfsverfasserin oder der Entwurfsverfasser auf einzelnen Fachgebieten nicht die erforderliche Sachkunde und Erfahrung, so sind geeignete Fachplanerinnen oder Fachplaner heranzuziehen. Diese sind für die von ihnen gefertigten Unterlagen, die sie zu unterzeichnen haben, verantwortlich. Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen bleibt der Entwurfsverfasser verantwortlich.

**Mecklenburg-Vorpommern: Landesbauordnung (LBauO M-V) 2006**

§ 68 Bauantrag, Bauvorlagen

(4) Der Bauherr und der Entwurfsverfasser haben den Bauantrag, der Entwurfsverfasser die Bauvorlagen zu unterschreiben. Die von Fachplanern nach § 54 Abs.2 bearbeiteten Unterlagen müssen auch von diesen unterschrieben sein...

§ 54 Entwurfsverfasser

(1) Der Entwurfsverfasser muss nach Sachkunde und Erfahrung zur Vorbereitung des jeweiligen Bauvorhabens geeignet sein. Er ist für die Vollständigkeit und Brauchbarkeit seines Entwurfs verantwortlich. Der Entwurfsverfasser hat dafür zu sorgen, dass die für die Ausführung notwendigen Einzelzeichnungen, Einzelberechnungen und Anweisungen den öffentlich-rechtlichen Vorschriften entsprechen.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>00 / 005</b>	<b>Dez. 2013</b>	 <p>Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik e.V.</p>
Allgemeines			
<b>Koordinierung der Standsicherheitsnachweise mehrerer Aufsteller</b>			

(2) Hat der Entwurfsverfasser auf einzelnen Fachgebieten nicht die erforderliche Sachkunde und Erfahrung, so sind geeignete Fachplaner heranzuziehen. Diese sind für die von ihnen gefertigten Unterlagen, die sie zu unterzeichnen haben, verantwortlich. Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen bleibt der Entwurfsverfasser verantwortlich.

**Niedersachsen: Niedersächsische Bauordnung (NBauO) 2012**

§ 52 Bauherrin und Bauherr

(1) Der Bauherr oder die Bauherrin ist dafür verantwortlich, dass die von ihr oder ihm veranlasste Baumaßnahme dem öffentlichen Baurecht entspricht.

(2) Die Bauherrin oder der Bauherr einer nicht verfahrensfreien Baumaßnahme hat zu deren Vorbereitung, Überwachung und Ausführung verantwortliche Personen im Sinne der §§ 53 bis 55 zu bestellen, soweit sie oder er nicht selbst die Anforderungen nach den §§ 53 bis 55 erfüllt oder erfüllen kann...

§ 53 Entwurfsverfasserin und Entwurfsverfasser

(1) Die Entwurfsverfasserin oder der Entwurfsverfasser ist dafür verantwortlich, dass der Entwurf für die Baumaßnahme dem öffentlichen Baurecht entspricht. Zum Entwurf gehören die Bauvorlagen, bei Baumaßnahmen nach den §§ 62 und 63 einschließlich der Unterlagen, die nicht eingereicht werden müssen, und die Ausführungsplanung, soweit von dieser die Einhaltung des öffentlichen Baurechts abhängt.

(2) Die Entwurfsverfasserin oder der Entwurfsverfasser muss über die Fachkenntnisse verfügen, die für den jeweiligen Entwurf erforderlich sind. Verfügt sie oder er auf einzelnen Teilgebieten nicht über diese Fachkenntnisse, so genügt es, wenn die Bauherrin oder der Bauherr insoweit geeignete Sachverständige bestellt. Diese sind ausschließlich für ihre Beiträge verantwortlich; die Entwurfsverfasserin oder der Entwurfsverfasser ist nur dafür verantwortlich, dass die Beiträge der Sachverständigen dem öffentlichen Baurecht entsprechend aufeinander abgestimmt und im Entwurf berücksichtigt werden.

BauVorIVO § 1 Allgemeines

(6) Der Bauantrag muss vom Bauherrn und vom Entwurfsverfasser mit Tagesangabe unterschrieben sein. Die Bauvorlagen müssen vom Entwurfsverfasser mit Tagesangabe unterschrieben sein; die von Sachverständigen nach § 53 Abs. 2 NBauO angefertigten Bauvorlagen brauchen nur von diesen unterschrieben zu sein.

**Nordrhein-Westfalen: Landesbauordnung (BauO) 2012**

§ 69 Bauantrag

(2) Die Bauherrin oder der Bauherr und die Entwurfsverfasserin oder der Entwurfsverfasser haben den Bauantrag, die Entwurfsverfasserin oder der Entwurfsverfasser die Bauvorlage zu unterschreiben. Die von den Fachplanerinnen oder Fachplanern nach § 58 Abs. 2 bearbeiteten Unterlagen müssen auch von diesen unterschrieben sein.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>00 / 005</b>	<b>Dez. 2013</b>	 Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.
Allgemeines			
<b>Koordinierung          der Standsicherheitsnachweise mehrerer Aufsteller</b>			

§ 58 Entwurfsverfasserin, Entwurfsverfasser

(2) Besitzt die Entwurfsverfasserin oder der Entwurfsverfasser auf einzelnen Fachgebieten nicht die erforderliche Sachkunde und Erfahrung, so hat sie oder er dafür zu sorgen, dass geeignete Fachplanerinnen oder Fachplaner herangezogen werden. Diese sind für die von ihnen gelieferten Unterlagen verantwortlich. Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachentwürfe bleibt die Entwurfsverfasserin oder der Entwurfsverfasser verantwortlich.

**Sachsen: Sächsische Bauordnung (SächsBO) 2012**

§ 54 Entwurfsverfasser

(2) Hat der Entwurfsverfasser auf einzelnen Fachgebieten nicht die erforderliche Sachkunde und Erfahrung, sind geeignete Fachplaner heranzuziehen. Diese sind für die von ihnen gefertigten Unterlagen, die sie zu unterzeichnen haben, verantwortlich. Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen bleibt der Entwurfsverfasser verantwortlich.

**Schleswig-Holstein: Landesbauordnung (LBO) 2009**

§ 55 Entwurfsverfasserin oder Entwurfsverfasser

(2) Hat die Entwurfsverfasserin oder der Entwurfsverfasser auf einzelnen Fachgebieten nicht die erforderliche Sachkunde und Erfahrung, so sind geeignete Fachplanerinnen und Fachplaner heranzuziehen. Diese sind für die von ihnen gefertigten Unterlagen, die sie zu unterzeichnen haben, verantwortlich. Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen bleibt die Entwurfsverfasserin oder der Entwurfsverfasser verantwortlich.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>00 / 007</b>	<b>Mai 2021</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Allgemeines			
<b>Vorlage und Prüfung von Konstruktionszeichnungen</b>			

### Bayern

Nach § 10 BauVorIV sind die statischen Nachweise und die Konstruktionszeichnungen vorzulegen und bei prüfpflichtigen Bauvorhaben gem. Art. 62 Abs. 3 Satz 1 BayBO, auch zu prüfen.

Die Konstruktionszeichnungen müssen vollständig alle Informationen enthalten, die für eine ordnungsgemäße Ausführung der baulichen Anlage erforderlich sind

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>00 / 010</b>	<b>Feb. 2009</b>	 <b>Koordinierungsausschuss der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern</b>
Allgemeines			
<b>Grenzbebauung</b>			

## 1 Grenzbebauung

Bei einer Grenzbebauung sind Angaben über ggf. angrenzende Bauwerke zu machen, Abmessungen, Höhenlagen, Gründungen etc. sind erforderlichenfalls skizzenhaft darzustellen.

Aus den vorzulegenden Unterlagen muss ersichtlich sein, ob bzw. durch welche Maßnahmen die Standsicherheit von angrenzenden Bauwerken gewährleistet ist. Montage- und Bauzustände sind hierbei zu beachten.

Im Prüfbericht ist hinsichtlich der Grenzbebauung Stellung zu nehmen.

## 2 Grenzüberbauung

Grenzüberbauungen sind in der Regel unzulässig.

## 3 Kommunwände

Eigentümer von Kommunwänden nach altem Recht (anstatt von zwei Grenzwänden nach geltendem Baurecht) sind die jeweiligen Gebäudeeigentümer, wobei es auf die Grenzföhrung innerhalb der Kommunwand nicht ankommt. (§ 921 BGB).

Während senkrechte Einschlitzungen z.B. für Stützen in der Regel keine besonderen Schwierigkeiten bereiten, sind andere Schlitzte oder auch Wandabschälungen in Bau- bzw. Endzuständen in aller Regel problematisch. Neben Stabilitätsproblemen für die Restwand können auch baurechtswidrige Zustände hinsichtlich des Brand- und Schallschutzes auftreten.

Niedrige Mauerwerksfestigkeiten und die nach alten Bauordnungen im Abstand von je zwei Geschossen mittig verjüngten Kommunwände stellen ggf. zusätzliche Hindernisse dar, die planerisch und baupraktisch nicht zielsicher beherrschbar sind.

**Bauhilfsmaßnahmen**

Baugrubensicherungsmaßnahmen, Gerüste und dergleichen, die nicht allein aus der Erfahrung zu beurteilen sind, müssen nachgewiesen werden. Es werden eine Anzahl von Baubehelfen genannt, bei denen auf die Prüfung verzichtet werden kann.

Bayern**Allgemeines**

Unter Bauhilfsmaßnahmen sind bauliche Maßnahmen zu verstehen, die zur Errichtung von baulichen Anlagen notwendig sind. Sie sind zu unterscheiden von Baustelleneinrichtungen, die nach Art. 57 Abs. 1 Nr. 13 Buchstabe a BayBO verfahrensfrei sind.

Gerüste und Baukräne fallen nach Art. 1 (2) Nr. 4 und Nr. 5 BayBO nicht in den Zuständigkeitsbereich der BayBO; zuständige Behörde für den Arbeitsschutz und damit auch für Gerüste sind die Gewerbeaufsichtsämter und die Berufsgenossenschaften.

Bauhilfsmaßnahmen sind im Zusammenhang mit einem prüf- bzw. bescheinigungspflichtigen Bauvorhaben in den folgenden Fällen prüfpflichtig:

- wenn sie Bestandteil des endgültigen Bauwerks werden,
- wenn von diesen Bauhilfsmaßnahmen im Versagensfall eine erhebliche Gefahr für die Standsicherheit der zu errichtenden baulichen Anlagen ausgeht,
- wenn von diesen Bauhilfsmaßnahmen im Versagensfall eine erhebliche Gefahr für die Standsicherheit benachbarter baulicher Anlagen oder benachbarter Straßen und Wege ergibt,
- wenn von diesen Bauhilfsmaßnahmen im Versagensfall eine erhebliche Gefährdung unbeteiligter Dritter ausgeht.

**1 Standsicherheit und Bauüberwachung**

Nach Art. 3 BayBO müssen u.a. auch Bauhilfsmaßnahmen den als technische Regeln eingeführten Technischen Baubestimmungen entsprechen. Prüfpflichtige Bauhilfsmaßnahmen sind nur dann in die Bauüberwachung nach Art. 77(2) BayBO einzubeziehen, wenn sie zugleich Teil einer baulichen Anlage sind.

**2 Festlegung**

Der Koordinierungsausschuss ist übereinstimmend der Auffassung, dass unter Beachtung der eingangs aufgeführten Voraussetzungen folgende Bauhilfsmaßnahmen in der Regel hinsichtlich der Standsicherheit nachweispflichtig und prüf- bzw. bescheinigungspflichtig sind:

- a) Baugrubensicherungen, deren Höhe die normale Kellertiefe (ca. 3 m) überschreitet oder wenn sie abgestützt oder verankert sind. Dies gilt auch für entsprechende Böschungen.
- b) Hilfsbrücken mit Spannweiten über 5 m, wenn diese durch Dritte benutzt werden sollen.
- c) Vorübergehende Abstützungen (Aufreiterungen etc.), von denen Lasten aus mehreren Geschossen abgetragen werden.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>B14</b>	<b>Nov. 2013</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfmänner und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Einwirkungen / Lastannahmen		EC1	
<b>Lotrechte Nutzlasten in Kindergärten</b>			

Nutzlasten in Kindergärten sind in DIN EN 1991-1-1/NA geregelt.

Seitens des Koordinierungsausschusses bestehen aber insbesondere bei Umnutzungen für kleinere Kindergärten keine Bedenken für Raumgrößen kleiner 50 m<sup>2</sup> die Nutzlasten für diese Bereiche in Anlehnung an DIN EN 1991-1-1/NA, Kategorie A3 anzusetzen:

$$q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2, Q_k = 1,0 \text{ kN}$$

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>B19</b>	<b>Nov. 2013</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfmänner und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Einwirkungen / Lastannahmen		EC1	
<b>Nutzlasten in Tiefgaragen und Parkbauten</b>			

Die anzusetzenden Nutzlasten sind generell in DIN EN 1991-1-1 festgelegt.

Gemäß Anmerkung 2 in Tab. 6.7 soll bei Decken, die von Personenfahrzeugen befahren werden, an den Einfahrten immer die zulässige Gesamtlast mittels gut sichtbarer Beschilderung angegeben werden.

Die Tabelle 6.8DE in DIN EN 1991-1-1/NA regelt nur Fahrzeuge bis 30 kN (3,0 t) Gesamtlast. Falls schwerere Fahrzeuge zugelassen werden sollen, bestehen aus Sicht des Koordinierungsausschusses keine Bedenken, für die Bemessung von Verkehrs- und Parkflächen für mittlere Fahrzeuge ( $> 30 \text{ kN}$ ,  $\leq 160 \text{ kN}$  Gesamtgewicht auf 2 Achsen) die in Deutschland nicht eingeführte Nutzungskategorie G nach DIN EN 1991-1-1, Tabelle 6.8 ( $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ ,  $Q_k = 40 \text{ bis } 90 \text{ kN}$ ) anzusetzen.

**Überschüttungen und Nutzlasten  
auf unterirdischen Gebäuden und auf Tiefgaragen**

Die anzusetzenden Nutzlasten sind generell in DIN EN 1991-1-1/NA („EC1“) festgelegt.

Darüber hinaus können aus Sicht des Koordinierungsausschusses folgende ergänzende Annahmen getroffen werden:

**1 Eigenlast von Überschüttungen:**

Die Angaben im genehmigten Freiflächenplan sind den Lastannahmen zu Grunde zu legen. Da diese Angaben häufig keine präzise Lastermittlung erlauben, sollte ein oberer und ein unterer Grenzwert für die Eigenlast der Überschüttung untersucht werden. Diese Werte sind in den Positionsübersichten und im Prüfbericht anzugeben.

Der untere Grenzwert ist gegebenenfalls den Auftriebsnachweisen zugrunde zu legen, siehe Ziffer 5.

Beim oberen Grenzwert der Eigenlast ist zu beachten, dass für Begrünung und Bepflanzung i.d.R. eine Erdüberschüttung von mindestens 0,60 m erforderlich ist, bei Großbäumen mindestens 1,20 m. Die Wichte des Bodens ist dabei im Bereich der Stadt München mindestens mit 19,0 kN/m<sup>3</sup> anzusetzen. [1]

**2 Leichtstoffe als Überschüttung (z.B. Glasschaumschotter oder Leichtsubstrat zur Begrünung):**

Es wird empfohlen, bei Standsicherheitsnachweisen eine Lastreduzierung durch Leichtstoffe nur für den über 60cm hinausgehenden Teil der Überschüttungshöhe zu berücksichtigen. Die Lastannahme ist in den Planunterlagen (Positionsübersichten, Freiflächenplan) und im Prüfbericht zu dokumentieren.

Im Bereich der Stadt München ist der Ansatz von reduzierten Lasten durch die Verwendung von Leichtstoffen grundsätzlich ausgeschlossen [1].

**3 Ansatz von Überschüttungen als veränderliche Last:**

Gemäß NCI zu 2.1(5)P im EC1 sind lose Schüttungen grundsätzlich als veränderliche Einwirkungen zu betrachten.

Abweichend davon bestehen aus langjähriger, positiver Erfahrung keine Bedenken, für den Nachweis der Deckenplatten und ihrer Unterstützungen wie folgt vorzugehen:

Die Hälfte der Eigenlast der Überschüttung wird als feldweise veränderliche Last behandelt und mit einem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q = 1,5$  beaufschlagt.

Die andere Hälfte der Überschüttung darf als ständige Last betrachtet werden ( $\gamma_G = 1,35$ ).

Der veränderliche Anteil der Überschüttung darf in der Kombination mit der Nutzlast nicht durch einen Kombinationsbeiwert abgemindert werden. Deshalb ist es zweckmäßig, den veränderlichen Anteil der Überschüttung in die gleiche Einwirkungsgruppe nach EC0 wie die Nutzlast einzustufen oder alternativ den Kombinationsbeiwert für die Überschüttung mit  $\psi_0 = 1,0$  festzulegen.


**Überschüttungen und Nutzlasten  
 auf unterirdischen Gebäuden und auf Tiefgaragen**
**4 Überschüttungen beim Nachweis der Auftriebssicherheit:**

Gemäß NCI zu 2.1(5)P im EC1 sind Überschüttungen grundsätzlich als veränderliche Einwirkungen zu betrachten. Sie dürfen deshalb für den Nachweis der Auftriebssicherheit nicht angesetzt werden. Abweichend davon bestehen keine Bedenken gegen folgende Erleichterungen:

	Nutzungszustand	Bemerkungen	Sicherheitsbeiwerte für die Bemessungssituation
1	Normalzustand mit der Überschüttungslast $g_{min}$ und mit HGW	Der Mindestwert $g_{min}$ ist mit den Beteiligten abzustimmen und in den Planunterlagen eindeutig anzugeben  Empfehlung $g_{min} \approx 0,5 \times g_{max}$ )	BS-P
2	Reparaturzustand ohne Überschüttung und mit HGW	**)	BS-A
3	Reparaturzustand ohne Überschüttung und mit BauGW	<b>Nur im Benehmen mit der Bauaufsicht</b>  Wenn die Auftriebssicherheit gemäß <b>Zeile 2</b> nicht nachgewiesen werden kann, darf die Überschüttung flächig nur entfernt werden, wenn ein Tragwerksplaner und ein Baugrundgutachter hinzugezogen wird. Es wird empfohlen, bereits bei Erstellung des Bauwerks entsprechende Pegel einzurichten	BS-T

HGW      höchster anzunehmender Grundwasserstand einschließlich Sicherheitszuschlag bzw. höchster Hochwasserstand HHW (charakteristischer Wert)

BauGW    durch einen Baugrundgutachter abgesicherter Grundwasserstand für den Zeitraum der Reparaturarbeiten

\*\*) entspricht der Regelung in der zurückgezogenen Mitteilung C25

**Überschüttungen und Nutzlasten  
auf unterirdischen Gebäuden und auf Tiefgaragen****5 Eigenlasten von Bauteilen beim Nachweis der Auftriebssicherheit**

Diese sind in DIN EN 1991-1-1 Anhang A geregelt. Sofern kein genauere Nachweis erfolgt sollte der untere Grenzwert der Eigenlast von Stahlbeton wie bei unbewehrtem Beton mit  $\gamma_{inf}=24,0 \text{ kN/m}^3$  angenommen werden.

**6 Einseitige Abgrabung:**

Gemäß NCI zu 2.1(5)P im EC1 sind Hinterfüllungen von Wänden als veränderliche Lasten anzusehen. Das bedeutet, dass jeder Baukörper für einseitige Abgrabung bemessen werden muss.

Es bestehen aus Sicht des Koordinierungsausschusses jedoch keine Bedenken, dabei den anteiligen Erddruck aus Bodeneigenlast und den Wasserdruck nur mit dem Teilsicherheitsbeiwert 1,35 zu beaufschlagen.

Entsprechend [1] genügt es bei mehreren Untergeschossen, wenn eine einseitige Abgrabung nur über die Höhe des ersten unterirdischen Geschosses angesetzt wird.

**7 Nutzlasten auf Privatgrund (außerhalb von öffentlichen Verkehrsflächen)**

Für private Hof- und Gartenflächen über unterirdischen Gebäuden enthält EC1 keine expliziten Angaben. Der bisher dafür übliche Ansatz von  $q_k=5,0 \text{ kN/m}^2$  als flächige Nutzlast hat sich bewährt. Dieser Lastansatz berücksichtigt übliche Gartennutzungen, Ansammlungen von Personen, PKW-Stellflächen und geringe Erdaufschüttungen im Rahmen der Gartenpflege.

Eine gleichzeitige Wirkung dieser Nutzlast und einer Schneelast braucht nicht angesetzt werden.

**8 Müllfahrzeuge**

Es bestehen aus Sicht des Koordinierungsausschusses keine Bedenken, die von der Stadt München festgelegten Lastansätze [1] auch in anderen Gemeinden anzuwenden sofern örtliche Regelungen dem nicht entgegenstehen:

Brückenklasse 30/30 nach DIN 1072, nur ein Fahrzeug im Alleingang [1], ohne Schwingbeiwert und als vorwiegend ruhende Last.

**9 Flächen und Spuren für Feuerwehrfahrzeuge:**

DIN EN 1991-1-1 verweist im NCI NA.3.3.3 auf die Brückenklasse 16/16 nach DIN 1072, jedoch ohne Einzelachslast und als vorwiegend ruhende Belastung.

Deshalb darf der Schwingbeiwert mit 1,0 angesetzt werden.

**Überschüttungen und Nutzlasten  
auf unterirdischen Gebäuden und auf Tiefgaragen****10 Drehleiterfahrzeug der Feuerwehr**

Nach der bauaufsichtlich nicht eingeführten DIN 14090 [2] ist alternativ zum 16-t-LKW für den Lastfall ausgefahrene Drehleiter in ungünstigster Stellung eine Einzellast von 140 kN auf den höchstbeanspruchten Stützfuss anzusetzen ohne umgebende Gleichlast. Es wird empfohlen, diesen Lastansatz auf Aufstellflächen (nicht auf Fahrspuren) zu verwenden, sofern der Einsatz eines Drehleiterfahrzeuges im Brandschutzkonzept vorgesehen ist.

Im Bereich der Stadt München wird dieser Lastansatz für Aufstellflächen explizit gefordert [1].

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Einzellast ist wie für veränderliche Lasten mit  $\gamma_Q = 1,5$  anzusetzen. Die Lastaufstandsfläche dieser Einzellast darf an Geländeoberkante mit 0,5m x 0,5m angenommen werden (ggf. Lastausbreitung in der Überschüttung).

Vereinfachung:

Zur Vereinfachung der statischen Berechnung darf – sofern eine Erdüberschüttung von mindestens 60cm vorhanden ist – anstelle der Einzellast 140 kN eine Ersatzgleichlast von 10,0 kN/m<sup>2</sup> (mit  $\gamma_Q = 1,50$ ) im Bereich der Feuerwehrspur und von 5,0 kN/m<sup>2</sup> außerhalb der Spur angesetzt werden.

- [1] Lastannahmen und Tragwerksplanung. LBK Info Statik Stand Januar 2008. Landeshauptstadt München, Referat für Stadtplanung und Bauordnung.
- [2] DIN 14090 Flächen für die Feuerwehr auf Grundstücken. Mai 2003. Abschnitt 4.3.9  
Nicht bauaufsichtlich eingeführt.


**Windlasten schwingungsanfälliger Bauteile**

Bei schwingungsanfälligen Bauteilen sind die quasi-statischen Windkräfte nach DIN EN 1991-1-4 mit einem Strukturbeiwert  $c_s c_d$  zu erhöhen, siehe Gl. (5.3) und (5.4).

(2) Die Windkraft  $F_w$ , die mit Kraftbeiwerten berechnet wird, kann durch

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (5.3)$$

oder durch vektorielle Addition der auf die Körperabschnitte wirkenden Windkräfte (wie in 7.2.2 angegeben)

$$F_{w,j} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{Abschnitte}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (5.4)$$

bestimmt werden.

Im Anhang C des Nationalen Anhangs zur Norm ist für bestimmte Anwendungsfälle wie beispielsweise frei auskragende Masten ein Verfahren zur Berechnung des Strukturbeiwertes angegeben.

Es bestehen keine Bedenken, bei diesen Anwendungsfällen als Näherung für den Strukturbeiwert den Grundwert des Böenreaktionsfaktors  $\varphi_{B0}$  aus den früheren nationalen Normen wie DIN 1056 (1984), DIN 4131 (1991), DIN 4133 (1991) oder DIN 4228 (1989) zu verwenden:

$$c_s c_d \approx \varphi_{B0} = 1 + (0,042 \cdot T - 0,0019 \cdot T^2) \cdot \delta^{-0,63}$$

Dabei ist:

- T die Schwingungsdauer der Bauwerksgrundschwingung (1. Eigenform) in s
- $\delta$  das logarithmische Dämpfungsdekrement nach DIN EN 1991-1-4 Anhang NA.F.5

Anwendungsgrenzen:

Es gelten die Voraussetzungen nach DIN EN 1991-1-4 NA.C.1.1 sowie folgende Bedingungen:

- Eigenfrequenz  $f \geq 0,4$  Hz
- Gesamthöhe über Gelände  $H \leq 100$  m

Literaturhinweis:

Robert Hertle: Zur Diskussion des Böenreaktionsfaktors G nach DIN 1055-4:2005.  
 Ernst&Sohn, Berlin, Bautechnik 86 (2009) Heft 10, 16-21



## Lastannahmen für handgeführte Transportfahrzeuge

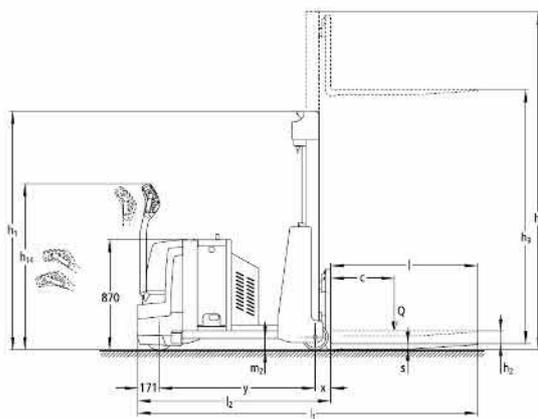
### 1 Allgemeines

Die DIN EN 1991-1-1:2010-12 regelt in Abschnitt 6.3.2.3 die Einwirkungen infolge von Gabelstaplern. Lastannahmen für andere Transportfahrzeuge, die keine Kraftfahrzeuge sind, werden nicht angegeben. Nachfolgend werden Empfehlungen zu Lastansätzen für handgeführte Transportfahrzeuge gegeben.

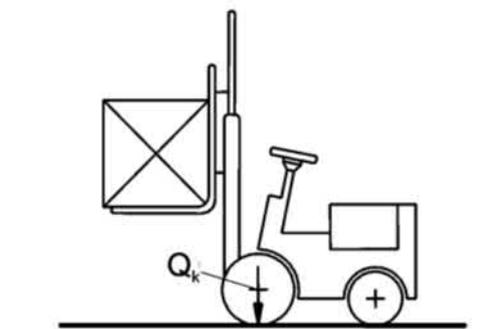
### 2 Unterscheidung zwischen handgeführten Transportfahrzeugen und Gabelstaplern

- Bei einem Gabelstapler sitzt der Bediener auf dem Fahrzeug.
- Das Fahrzeug kann auch mit weit angehobener Last gefahren werden.
- Die Fahrgeschwindigkeit eines handgeführten Gabelhubwagens ist auf  $< 5$  km/h beschränkt.
- Ein Gabelhubwagen hat auch mit Elektroantrieb kein Gegengewicht aus Guß, wie dies ein typischer Gabelstapler hat. In Folge dessen kann ein solches Gerät auch nicht die hohen Anpralllasten wie ein Gabelstapler verursachen.
- Nachteilig sind die kleinen und nicht luftbereiften Räder des Gabelhubwagens.

Gegenüberstellung:



Handgeführtes Transportfahrzeug



Gabelstapler nach DIN EN 1991-1-1:2010-12 Abschnitt 6.3.2.3

**Lastannahmen für handgeführte Transportfahrzeuge****3 Empfohlene Lastansätze****3.1 Handbetriebener Gabelhubwagen "Ameise"**

- Die übliche Tragfähigkeit beträgt ca. 2,5 t. Für höhere Tragfähigkeiten sind genauere Untersuchungen erforderlich.
- Bei ausreichender Deckenstärke kann die lokale Ersatzflächenlast aus der Gesamtlast und der Größe einer Europalette (0,8 / 1,2 m entspricht ca. 1 m<sup>2</sup>) ermittelt werden.  $q_k = F / 1,0 \text{ m}^2 \Rightarrow$  für übliche handbetriebene Gabelhubwagen gilt somit  $q_k = 25 \text{ kN/m}^2$
- Sofern die Fahrgasse mindestens 3 m breit ist und die sonstige Nutzlast mindestens 10 kN/m<sup>2</sup> beträgt, sind für lastweiterleitende Bauteile (z.B. Unterzüge und Stützen) keine weiteren Untersuchungen erforderlich. Auf den Ansatz eines Schwingbeiwertes darf verzichtet werden
- Sofern keine unverpackten und größeren Stahl- und Betonteile transportiert werden, darf auf den Ansatz von Anpralllasten verzichtet werden.
- Wegen der kleinen Räder sind genauere Untersuchungen bei dünnen Stahlbetondecken und Decken aus anderen Materialien im Lasteneinleitungsbereich der Räder erforderlich.
- Durch unsachgemäße Bedienung kann die Last schlagartig abgesetzt werden. Dieser Sachverhalt sollte bei schwingungsanfälligen Konstruktionen besonders bedacht werden.

**3.2 Handgeführter Gabelhubwagen mit Elektroantrieb**

- Die übliche Tragfähigkeit geht bis ca. 3,0 t. Für höhere Tragfähigkeiten sind genauere Untersuchungen erforderlich.
- Bei ausreichender Deckenstärke kann die Ersatzflächenlast aus der Gesamtlast und der Grundfläche des Fahrzeugs ermittelt werden.
- Ohne genauere Untersuchungen gilt  $q_k = 30 \text{ kN/m}^2$
- Der Schwingbeiwert darf auf 1,0 begrenzt werden.
- Sofern keine unverpackten und größeren Stahl- und Betonteile transportiert werden, darf auf den Ansatz von Anpralllasten verzichtet werden.
- Wegen der kleinen Räder sind genauere Untersuchungen bei dünnen Stahlbetondecken und Decken aus anderen Materialien im Lasteneinleitungsbereich der Räder erforderlich.



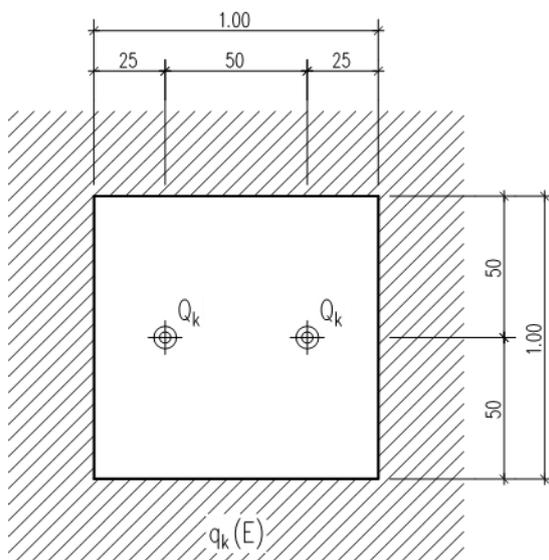
Lastannahmen für handgeführte Transportfahrzeuge

3.3 Sonstige Hubwagen

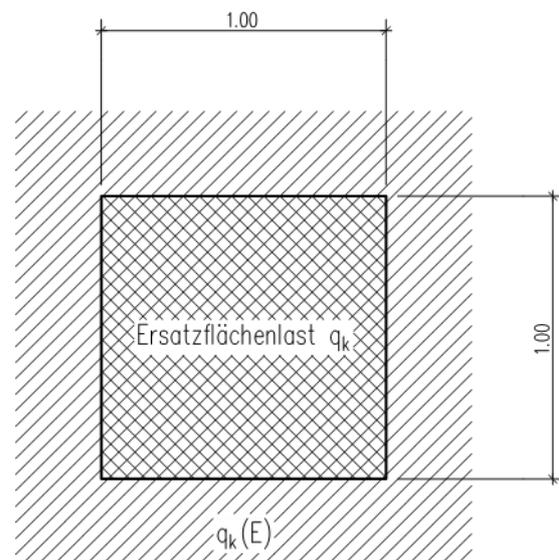
Sobald der Bediener auf dem Fahrzeug stehen oder sitzen kann, sich also mit dem Fahrzeug bewegt, ist dieses wie ein Gabelstapler oder Transportfahrzeug zu behandeln.

4 Zusammenfassung

	Handhubwagen	handgeführter Elektrohubwagen
Ersatzflächenlast	$q_k = 25 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 30 \text{ kN/m}^2$
Schwingbeiwert	$\varphi = 1,0$	$\varphi = 1,0$
Radlast	$Q_k = 12,5 \text{ kN}$	$Q_k = 15 \text{ kN}$
Radaufstandsfläche	5 / 5 cm	5 / 5 cm
Nutzlast Kategorie E	$q_k(E)$	$q_k(E)$



a) Lastansatz mit Radlasten



b) Lastansatz mit Ersatzflächenlast

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>01 / 001</b>	<b>Nov. 2019</b>	 <b>Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.</b>
Einwirkungen / Lastannahmen		DIN EN 1991	
<b>Befahrbare und nicht befahrbare Decken</b>			

### 1. Von Gegengewichtsstaplern (Gabelstaplern) befahrene Decken

Bei von Gegengewichtsstaplern befahrenen Decken sind nach DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, Abs 6.3.2 die Einzellasten  $Q_k$  aus dem Betrieb mit Gegengewichtsstaplern als nicht vorwiegend ruhend anzusetzen und mit einem Schwingbeiwert (in der Regel  $\phi = 1,4$ ) zu vervielfachen.

Die Einzellasten  $Q_k$  stellen eine häufig wiederholte Beanspruchung dar. Für Betonbauteile ist der Ermüdungsnachweis nach DIN EN 1992-1 und für Stahlträgerdecken (Verbunddecken) nach DIN EN 1994-1 zu führen.

Für den Betriebsfestigkeitsnachweis ist die Klassifizierung der Ermüdungseinwirkungen in Anlehnung an DIN EN 1991-3 vorzunehmen. Die Ermüdungslast ergibt sich dann zu :

$$Q_e = (1+\phi)/2 \times \lambda \times Q_k = 1,2 \times \lambda \times Q_k$$

Sofern kein genauere Nachweis erbracht wird, kann der schadensäquivalente Beiwert  $\lambda$  wie folgt angenommen werden:

- bis 100 Arbeitsspiele/Tag:  $\lambda = 1,00$  Normalspannung, Schubspannung  
 $\lambda = 1,15$  Betonstahl, Spannstahl
- ab 400 Arbeitsspiele/Tag:  $\lambda = 1,50$  Normalspannung, Schubspannung  
 $\lambda = 1,50$  Betonstahl, Spannstahl

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Anmerkung:

100 Arbeitsspiele/Tag entsprechen ca.  $2 \times 10^6$  Lastwechsel in 70 Jahren.

Die angegebenen schadensäquivalenten Beiwerte  $\lambda$  wurden für den Lastkollektivbeiwert  $k_Q = 1$  (Einstufenkollektiv) in Anlehnung an DIN EN 1991-3, Abs. 2.12 ermittelt und baupraktisch gerundet.

Bei Decken, auf die neben Gabelstaplern auch noch andere nicht vorwiegend ruhende Belastungen einwirken, ist im Einzelfall zu entscheiden.

### 2. Von Kraftfahrzeugen befahrene Decken und Hofkellerdecken

Für von Kraftfahrzeugen befahrene Decken und für Hofkellerdecken sind in DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, Abs. 3.3 und 6.3 in Abhängigkeit von der vorgesehenen Nutzung der Decken unterschiedliche Belastungsangaben und Nachweisformen vorgegeben. Diese Angaben sind zur Klarstellung auf Blatt 2 dieser Technischen Mitteilung zusammengefasst.

### 3. Bekanntgabe zulässiger Nutzlasten

Bei Decken, die von Personenfahrzeugen oder von Gabelstaplern befahren werden, ist an den Zufahrten die zulässige Gesamtlast, bei Decken, die von schwereren Fahrzeugen befahren werden, die Brückenklasse nach DIN 1072:1985-12 durch entsprechende Beschilderung anzugeben (siehe DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, Abs.3.3).

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>01 / 001</b>	<b>Nov. 2019</b>	 <b>Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.</b>
Einwirkungen / Lastannahmen		DIN EN 1991	
<b>Befahrbare und nicht befahrbare Decken</b>			

<b>Nutzlasten und Beurteilungskriterien für Hofkellerdecken und Decken in ähnlicher Lage</b>					
	<b>Nutzungsart</b>	<b>Definition / Nutzung</b>	<b>Nutzlast</b>	<b>Schwingbeiwert</b>	<b>Beschränkung der Schwingbreite der Stahlspannung</b>
1	Hofkellerdecken nicht befahrbar	Die Decken sind zum umliegenden Gelände so gelegen, dass jedes Auffahren von Kraftfahrzeugen - auch von Feuerwehrfahrzeugen bei einem Brand - unmöglich ist (Spielplatz, Hauszugänge).	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ ; $Q_k = 4,0 \text{ kN}$  DIN EN 1991-1-1/NA Tab. 6.1DE Zeile 9	nein	nein
2	Hofkellerdecken und andere von Kraftfahrzeugen befahrene Decken	Die Decken werden von Kraftfahrzeugen befahren. Das Befahren mit leichten LKW kann nicht völlig ausgeschlossen werden (Abstellplätze für Kfz., Zufahrten).	mindestens Brückenklasse 16/16 nach DIN 1072:1985-12  DIN EN 1991-1-1/NA Abs. 3.3 NA.3.3.3 (NA.1)	ja <sup>2</sup>	ja <sup>2</sup>
3	Hofkellerdecken und andere von <u>schweren</u> Kraftfahrzeugen befahrene Decken	Die Decken werden von schweren LKW befahren (Anlieferungs-, Müll-, Umzugs-, Getränkefahrzeuge usw.).	mindestens Brückenklasse 30/30 nach DIN 1072:1985-12  DIN EN 1991-1-1/NA Abs. 3.3 / NA.3.3.3	ja <sup>2</sup>	ja <sup>2</sup>
4	Von Feuerwehrfahrzeugen befahrene Decken	Die Decken können ausschließlich von Feuerwehrfahrzeugen im Brandfall befahren werden und es liegen keine weitergehenden lokalen Vorschriften bzw. Anforderungen <sup>1</sup> der Feuerwehr vor.	Brückenklasse 16/16 <sup>1</sup> nach DIN 1072:1985-12 Nur Einzelfahrzeug, umliegende Flächen wie Hauptspur DIN EN 1991-1-1/NA Abs. 3.3 / NA.3.3.3	nein	nein
5	Decken nur von PKW oder ähnlichen Kfz bis 3,0 t zul. Gesamtgewicht befahren	Die Decken können ausschließlich von PKW oder ähnlichen Kfz mit einem zulässigen Gesamtgewicht von 3,0 t befahren werden, z.B. durch Höhenbegrenzung der Zufahrt (Nutzung wie Garage, Parkdeck).	Belastung abhängig von Lasteinzugsflächen, siehe DIN EN 1991-1-1/NA Tab. 6.8DE <u>Ungünstigste Werte:</u> $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ ; $2 \times Q_k = 20 \text{ kN}$ <u>Zufahrten:</u> $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ ; $2 \times Q_k = 20 \text{ kN}$	nein	nein
6	Decken als begrünte Decken genutzt	Die Decken werden nur als Grünanlage genutzt, Befahren ist baulich ausgeschlossen. (keine Zufahrten vorhanden, begrünte Decke)	$q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$ ; $Q_k = 2,0 \text{ kN}$ in Anlehnung an DIN EN 1991-1-1/NA Tab. 6.1DE, Zeile 22	nein	nein
(1) Lasten aus Feuerwehrfahrzeugen können lokal, insbesondere in größeren Städten mit 3-achsigen Fahrzeugen (Drehleiter) sehr unterschiedlich sein. Die anzusetzenden Lasten sind mit der örtlichen unteren Bauaufsichtsbehörde bzw. der Feuerwehr anzustimmen. (2) Fahrzeuglasten und zugehörige Schwingbeiwerte auf Hofkellerdecken sind mit dem Bauherrn abzustimmen. Die zulässigen Fahrzeuglasten und die maximale Geschwindigkeit sind durch geeignete Beschilderung auszuweisen. In begründeten Einzelfällen in Bereichen mit beschränkter Zufahrt, geringem Fahrzeugaufkommen und geringen Geschwindigkeiten kann auf den Ansatz des Schwingbeiwertes und den Nachweis zur Beschränkung der Schwingbreite verzichtet werden.					

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>01 / 005</b>	<b>Nov. 2019</b>	 <b>Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.</b>
Einwirkungen / Lastannahmen		DIN EN 1991-1-1 DIN 14094	
<b>Lastannahmen für Flucht- und Rettungswege</b>			

Rettungswege im Sinne der Bauordnung dienen insbesondere zur Fremdreitung von Personen und Tieren sowie zur Brandbekämpfung. Sie sollen grundsätzlich auch eine Selbstrettung (Fluchtweg) ermöglichen.

Der **erste** bauaufsichtliche Rettungsweg muss immer baulich hergestellt werden, z.B. für Geschosse, die nicht zu ebener Erde liegen über Innen- oder Außentreppen.

- Bei Treppen und Treppenpodesten als Teile von Rettungswegen gelten die Lastansätze gemäß DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, Tabelle 6.1DE, Zeile 19 bis 21 (Kat. T1 - T3).
- Auf Dachflächen ist die Nutzlast für Zugangswege, die Teil von ausgewiesenen Fluchtwegen (baulichen Rettungswegen) sind gemäß Tabelle 6.1DE, Zeile 22 (Kat. Z) zu bestimmen.
- Für Begehungsstege auf Dächern, die ausschließlich als Rettungswege dienen, ist gemäß DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, NCI zu 6.3.4.2 (NA.9) als Nutzlast ein Wert von  $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen.

Der **zweite** bauaufsichtliche Rettungsweg muss entweder ebenfalls baulich hergestellt werden (z.B. bei Sonderbauten) oder kann über Rettungsgeräte der Feuerwehr (Leitern, Hubrettungsfahrzeuge) führen.

Ortsfeste Notleiteranlagen ersetzen grundsätzlich nicht das Rettungsgerät der Feuerwehr. Sie können aber im Einzelfall in einer Abweichungsentscheidung von der Bauaufsicht als zweiter Rettungsweg akzeptiert werden [1].

Dabei ist allerdings darauf zu achten, dass sie entsprechend den Bestimmungen der DIN 14094 sicher benutzbar sind.

Lastannahmen sowie Bemessungs- und Konstruktionsgrundsätze für Notleiteranlagen sind geregelt in

DIN 14094-1:2017-04 *Ortsfeste Notleitern mit Rückenschutz, Haltevorrichtung, Podeste*

DIN 14094-2:2017-04 *Rettungswege auf flachen und geneigten Dächern*

Der Untergrund zur Befestigung von Notleiteranlagen muss ausreichend tragfähig sein. Der Nachweis hierüber sowie der sachgerechten Montage ist individuell für jedes Bauvorhaben zu führen.

Dübel dürfen zur Befestigung bei Notleiteranlagen an Bauwerken nur verwendet werden, wenn Anzahl und Werkstoff für den jeweiligen Verankerungsgrund im Rahmen einer statischen Bemessung festgelegt wurden. Die Verwendbarkeit muss durch eine bauaufsichtliche Zulassung bzw. ETA bestätigt oder gesondert nachgewiesen sein (z.B. Auszugsversuche).

[1] z.B. in Bayern gemäß Schreiben IIB7-4112.60-001/06 vom 28.06.2006 der OBB Bayern

## Koordinierungsausschuss der Prüfämter und Prüferingenieure für Standsicherheit in Bayern

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>01 / 008</b>	<b>Feb. 2014</b>	
Einwirkungen / Lastannahmen		DIN EN 1991-1	
<b>Rahmenartige Stahlbetonbauwerke unter nicht vorwiegend ruhender Belastung</b>			
Ansatz von Schwingbeiwerten und Ermüdungsnachweise für unterirdische Stahlbetonbauwerke			

Bei Bauwerken der o. g. Art, z.B. bei von SLW befahrenen unterirdischen Stahlbetonbauwerken der städtischen Kanalisation, sind die Lasten in der Regel mit Schwingbeiwerten (DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, 6.3.2.3 bzw. DIN 1072: 1985-12, 3.3.4 und Beiblatt 1) zu vervielfachen; außerdem sind Nachweise gegen Ermüdung nach DIN EN 1992-1-1:2011-01, 6.8.7 und zugehörigen Regelungen in DIN EN 1991-1-1/NA:2011-01 zu führen.

Dies gilt bei rahmenartigen Bauwerken prinzipiell nicht nur für die Bauwerksdecke, sondern auch für die Einspann- und Feldmomente der Wände und - abgesehen vom Schwingbeiwert - auch der Bodenplatte.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>01 / 020</b>	<b>Feb. 2014</b>	 <p><b>Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik e.V.</b></p>
Einwirkungen / Lastannahmen		DIN EN 1991-1	
<b>Begrünte Dächer</b> Einwirkungen auf begrünte Flachdächer			

In zunehmendem Maße werden Flachdächer mit Dachbegrünungen ausgeführt, die bei unzutreffenden Lastannahmen und der Möglichkeit eines Wasseraufstauens (bei hochgezogenen Dachaufkantungen) und bei leichten Tragkonstruktionen aus Stahltragwerken mit Trapezprofileindeckung zu Sicherheitsrisiken führen können.

Daher kann es bei unzutreffender Einschätzung der Belastungsverhältnisse zu unzulässiger Reduzierung der Tragsicherheit kommen.

Außer Lasterhöhungen durch die Wassersättigung der Dachbegrünungen kann eine erhebliche Laststeigerung durch den verzögerten Wasserabfluss auf der rauen Begrünungsfläche bei starken Regenfällen auftreten.

Es muss daher planerisch gewährleistet sein, dass die maximal auftretende Regenspende durch ein wirksames Dränagesystem hinreichend schnell abgeleitet wird und somit nicht zu Lasterhöhungen führen kann. Ferner muss bei Dachaufkantungen eine ausreichende Anzahl von Notüberläufen in angemessener Höhe angeordnet werden.

In den bautechnischen Unterlagen ist daher das Dachbegrünungssystem vollständig und verbindlich anzugeben, z.B.:

- Ausführung eines ausreichenden Dachgefälles und dauerhaft wirksamer Abflussrinnen in den Gefälletiefpunkten. Anordnung einer ausreichenden Anzahl von Dacheinläufen im Schwerekräftsystem bei Verzicht auf mechanisch wirkende Absaugsysteme.
- Gewährleistung des Wasserabflusses durch geeignete Dränagematten auf der wasserführenden Dachabdichtung.
- Anordnung einer geotextilen Filterschicht mit ausreichender Wasserdurchlässigkeit zur Abdeckung der Dränagematten.
- Angabe der Aufbaudicke und Eigenlasten des Dachbegrünungssystems als oberen Grenzwert im wassergesättigten Zustand.

Vorbehaltlich der Vorlage von genaueren und nachprüfaren Angaben wird im Rahmen der Erstellung von statischen Nachweisen als unterer Belastungsgrenzwert für die Anordnung von Dachbegrünungen im wassergesättigten Zustand unter Berücksichtigung ungleichmäßiger Aufbringung der Begrünung und der Durchbiegung der Dachkonstruktion der Ansatz einer Flächenlast von mindestens  $g' = 2,0 \text{ kN/ m}^2$  empfohlen, sofern die Dicke des Dachbegrünungssystems 10 cm nicht überschreitet.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>01 / 046</b>	<b>Feb. 2014</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Einwirkungen / Lastannahmen		DIN EN 1991-1	
<b>Nutzlasten auf mehrgeschossigen Balkonanlagen</b>			

In DIN EN 1991-1-1/NA Tabelle 6.1 DE Zeile 22 sind die lotrechten Nutzlasten für Balkonanlagen geregelt. Nach Abschnitt 6.3.1.2 (11) dürfen für die Bemessung der vertikalen Tragglieder Nutzlasten der Kategorien A bis D in Abhängigkeit der Geschosshöhe abgemindert werden.

Gegen die Abminderung in Abhängigkeit von der Geschosshöhe bestehen erhebliche Bedenken, wenn es sich um vorgestellte mehrgeschossige Balkonanlagen handelt. Die Abminderung würde bedeuten, dass bei Vollast auf allen Balkonen die Stützen des untersten Geschosses ausknicken könnten, da sie für eine geringere Last bemessen werden dürfen. Die Vollast entsteht, wenn auf allen Balkonen eine Verkehrslast von 4 kN/m<sup>2</sup> wirkt.

Feldversuche durch Dr. Michael Kasperski, Ruhr-Universität Bochum, belegen eindrucksvoll, dass Verkehrslasten von deutlich über 4 kN/m<sup>2</sup> auftreten können, wenn auf den Balkonen ein Gedränge entsteht, wie es bei einer Veranstaltung (Feuerwerk) oder Gefahr (Brandfall, verrauchtes Treppenhaus) möglich wäre.

Die oberste Bauaufsichtsbehörde klärt den Sachverhalt mit dem DIBt.

#### Empfehlung

Auf eine Abminderung der Nutzlasten bei vorgestellten Balkonen sollte verzichtet werden. Die Dokumentation des Feldversuchs [1] kann beim Technischen Ausschuss in Schleswig-Holstein per Mail angefordert werden.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>01 / 047</b>	<b>Dez. 2013</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfämter und Prüferingenieure für Standsicherheit in Bayern
Einwirkungen / Lastannahmen		DIN 1986-100	
<b>Wasserlasten auf Flachdächern</b>			

Nach DIN 1986-100 kann es auf den Dachflächen von Flachdächern bei Starkregenereignissen oberhalb des Berechnungsregens zu Überflutungen (Aufstau) kommen. Die zusätzliche Belastung aus einer Überflutung bis zur Höhe einer gesicherten freien Notentwässerung muss im Standsicherheitsnachweis für das Bauwerk berücksichtigt werden. Hierzu sind dem Tragwerksplaner die zu berücksichtigenden Wasserstände vom Entwurfsverfasser der Entwässerungsanlage anzugeben. Weiterhin sind nennenswerte Durchbiegungen, insbesondere bei leichten Dachkonstruktionen, bei der Festlegung der größtmöglichen Wasserstände zu berücksichtigen.

Flachdächer in Massivbauweise müssen die durch Überflutung oder durch planmäßige Rückhaltung von Regenwasser entstehenden Belastungen sicher aufnehmen können. Ist eine Regenwasserrückhaltung planmäßig vorgesehen und statisch nachgewiesen, kann auf Notentwässerungen verzichtet werden.

Flachdächer in Leichtbauweise müssen konstruktiv so ausgebildet und entwässert werden, dass das Regenwasser sowie Schnee- und Hagelschmelze von der Dachfläche abgeführt werden können, ohne Schäden infolge unzulässiger Beanspruchungen und Verformungen am Dach zu verursachen. Bei Dächern in Leichtbauweise müssen Notentwässerungen vorgesehen werden.

Einzelheiten zur Bemessung der Entwässerungs- und Notentwässerungssysteme regelt DIN EN 12056-3 „Schwerkraftentwässerung innerhalb von Gebäuden“ in Verbindung mit DIN 1986-100: 2008-05 „Entwässerungsanlagen für Gebäude und Grundstücke“.

Die Einwirkungskombination mit größtmöglicher Überflutungshöhe aus einem Starkregenereignis ist als vorübergehendes Bemessungsereignis anzusehen. Insofern richten sich Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte nach den Regelungen für Schnee- und Eislast gemäß Anhang A1 von DIN EN 1990:2010-12 in Verbindung mit den zugehörigen Regelungen nach DIN EN 1990/NA:2010-12, wobei der Sicherheitsbeiwert  $\gamma_Q = \gamma_{G,dst}$  angesetzt werden darf.

Der für den Nachweis der Standsicherheit angesetzte Wasserstand ist in der Statischen Berechnung und im Positionsplan anzugeben und im Prüfbericht zu vermerken. Wurde ein Wasserstand beim Nachweis der Standsicherheit nicht berücksichtigt, sollte dies im Prüfbericht ebenfalls vermerkt werden mit dem Hinweis, dass geeignete Notentwässerungen vorzusehen sind.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>01 / 051</b>	<b>Nov. 2019</b>	 <p><b>Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.</b></p>
Einwirkungen / Lastannahmen		DIN EN 1991	
<b>Lotrechte Nutzlasten in Schulen</b>			

Lotrechte Nutzlasten in Schulen sind generell im Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-1-1, Tabelle 6.1 DE mit der Kategorie C1 festgelegt.

- Da es sich bei Sanitärräumen nicht um „frei begehbare Flächen“ wie bei Fluren handelt, bestehen aus Sicht des Koordinierungsausschusses keine Bedenken, die Sanitärräume der Kategorie C1 zuzuordnen:  

$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2, Q_k = 4,0 \text{ kN}$$
- Die Nutzung der Räume für Sekretariat und Schulleitung entspricht zwar einer Büronutzung (Kategorie B1), bei Neubauten wird aber empfohlen, im Hinblick auf spätere Umnutzungen, ebenfalls die Nutzlast der Kategorie C1 anzusetzen. Bei Umbauten kann die unterschiedliche Nutzung berücksichtigt werden.

**Nutzlasten für Putzbalkone**

Bundesvereinigung  
der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.

Nutzlasten für Balkone sind generell im Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-1-1, Tabelle 6.1 DE mit Kategorie Z geregelt.

- Putzbalkone dienen außer möglichem Sonnenschutz ausschließlich Reinigungszwecken und sind nicht Teil von notwendigen Fluchtwegen. Putzbalkone sind im Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-1-1, Tabelle 6.1 DE nicht erwähnt. Empfohlen wird die Einstufung in Kategorie A1:

Lotrecht  $q_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$ ,  $Q_k = 1,0 \text{ kN}$

Horizontal  $q_k = 0,5 \text{ kN/m}$

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>01 / 054</b>	<b>Dez. 2013</b>	 Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.
Einwirkungen / Lastannahmen		DIN EN 1991	
<b>Nicht geregelte Lastannahmen</b>			

Für nachstehende Einwirkungen, für die in den Normen der Reihe DIN EN 1991-1 keine Regelung enthalten ist, können nach Auffassung des Koordinierungsausschusses die nachfolgenden Werte als Empfehlung für Standsicherheitsnachweise verwendet werden. Die Werte sind für den Anwendungsfall stets zu überprüfen.

- Fassadenbegrünung vor geschlossenen Fassaden:  
0,25 kN/m<sup>2</sup> Ansichtsfläche als Nutzlast vertikal wirkend
- Pergola bewachsen:  
mindestens 50% der charakteristischen Schneelast.
- Auskragender Sonnenschutz mit Lamellen (als vorgesetzte zusätzliche Fassadenkonstruktion):  
Grundwert der Schneelast auf allen Lamellen ohne Abminderung bei geneigten Lamellen wegen fehlender Abrutschmöglichkeit und ohne Abminderung für Randeﬀekte wegen Wächtenbildung.
- Notleiteranlagen (zweiter Fluchtweg):  
siehe DIN 14094

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>F01</b>	<b>Nov. 2013</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfmänner und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Grundbau / Bodenmechanik			
<b>Standsicherheit von Stützbauwerken</b>			

Es ist auf eine zutreffende Annahme der angreifenden Einwirkungen zu achten, wie z.B. aus Verdichtung der Hinterfüllung. Ferner sind Grenzbetrachtungen der Bodenkennwerte und Wandreibungswinkel zu berücksichtigen. Diese Parameter sind ggf. unter Hinzuziehung des Sachverständigen für Geotechnik abzuklären und im Prüfbericht zu nennen.

Da zahlreiche Schäden an Stützmauern durch Wasseransammlungen hinter der Mauer verursacht werden, ist auf die Notwendigkeit einer dauerhaft funktionsfähigen Drainanlage hinzuweisen (vgl. ZTV-Ing Teil 2 Grundbau, Abschnitt 4), wenn nicht mit vollem Wasserdruck gerechnet wurde.

**Baugrundbeurteilung - Geotechnische Kategorie****1 Baugrundbeurteilung**

Sofern der Entwurfsverfasser sich aufgrund der örtlichen Verhältnisse außerstande sieht, eine verbindliche geotechnische Angabe über die Beschaffenheit des Baugrundes abzugeben, ist er nach Art. 51(2) BayBO verpflichtet, den Bauherrn zu veranlassen, einen geeigneten Fachplaner (Sachverständigen) hier-für zur Begutachtung zu bestellen.

Der notwendige Umfang der Baugrundbeurteilung hängt ab von der in DIN EN 1997-1 definierten Geotechnischen Kategorie GK. Weitere Hinweise sind DIN 1054 (Anhang AA) oder DIN 4020 zu entnehmen. Die Einstufung in eine der drei Geotechnischen Kategorien ist vor Beginn der geotechnischen Untersuchungen vorzunehmen und mit fortschreitendem Kenntnisstand anzupassen. Die Einstufung soll im Prüfbericht nachrichtlich wiedergegeben werden.

Bei Einstufung in GK 2 oder GK 3 ist nach DIN 4020 ein Sachverständiger für Geotechnik (Baugrundgutachter) einzuschalten, der auch die Geotechnischen Berichte zu erstellen hat.

Bei Einstufung in GK1 ist zumindest eine schriftliche Stellungnahme zur Baugrundsituation vorzulegen. Der Verfasser der Beurteilung ist zu benennen (z.B. Tragwerksplaner, Bauleiter oder Entwurfsverfasser). Der Inhalt kann sich auf die, für die Bemessung der Gründung erforderlichen Angaben beschränken. Wenn die Baugrundbeurteilung erst nachträglich im Zuge des Baugrubenaushubs erfolgt, so ist das Ergebnis durch den Prüfsachverständigen für Standsicherheit (bzw. Prüfer, Prüferin) spätestens im Zuge der Bauüberwachung mit den Annahmen der statischen Berechnung zu vergleichen.

Die Baugrundbeurteilung muss auch Angaben zur Grundwassersituation und ggf. –aggressivität enthalten.

**2 Prüfung von Baugrundgutachten**

Der Prüfsachverständige für Standsicherheit (bzw. Prüfer, Prüferin) muss die Baugrundbeurteilung auf Plausibilität prüfen. Bei begründeten Zweifeln soll er eine Ergänzung der Geotechnischen Berichte (Baugrundgutachten) oder die Einschaltung eines Prüfsachverständigen für Erd- und Grundbau (§ 13 Abs. 4 PrüfVBau) einfordern.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>F05</b>	<b>Dez. 2019</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Grundbau / Bodenmechanik			
<b>Unterfangungsmaßnahmen</b>			

## 1 Allgemeines

Für die technischen Voraussetzungen und die Umsetzung von Unterfangungen gilt DIN 4123. Die Norm behandelt Standsicherheitsnachweise für das bestehende Gebäude, für Bauzustände der Unterfangung, für die fertiggestellte Unterfangungswand und für das neue Gebäude.

Für Bauzustände der abschnittsweise hergestellten Unterfangung können geotechnische Nachweise entfallen, wenn die in der Norm aufgeführten Voraussetzungen der Tragfähigkeit und die dort angegebenen geometrischen Randbedingungen eingehalten werden.

Wenn rechnerische Nachweise bei Unterfangungen erforderlich sind, liegt mindestens die Geotechnische Kategorie GK 2 vor.

## 2 Zur Prüfung vorzulegende Unterlagen

- Baugrundbeurteilung entsprechend Geotechnischer Kategorie
- Darstellung des zu unterfangenden Gebäudes in Grundriss und Schnitt
- Planliche Darstellung der fertigen Unterfangung in Grundriss und Schnitt mit Bezug zum geplanten Neubau und zu dessen Baugrube
- Ermittlung der vorhandenen Wandlasten; Ermittlung des Erddrucks auf den Unterfangungskörper
- Angabe von erforderlichen Zwischenbauzuständen
- Aussage, ob die Voraussetzungen der DIN 4123 für den Verzicht auf rechnerische Nachweise gegeben sind – andernfalls rechnerische Nachweise
- Angabe, ob Rückverankerungen erforderlich sind
- Angabe, welche sonstigen Maßnahmen zur Sicherung des Bestands erforderlich sind (z.B. bauzeitliche Zugbänder zur Aufnahme von Gewölbeschub oder zur Sicherung eines ungenügenden Mauerwerksverbands)

**Knicknachweise bei Mikropfählen**

Die Ausführung von Mikropfählen wird in DIN EN 14199 und DIN SPEC 18539 bauaufsichtlich geregelt. Aufgrund der hohen Schlankheit sind druckbeanspruchte Mikropfähle, bei einer nicht ausreichenden seitlichen Bettung durch den Boden, knickgefährdet. In DIN EN 14199 werden Knicknachweise nur in Böden mit undrained Scherfestigkeiten (Kohäsion  $c_u$ ) unter  $10 \text{ kN/m}^2$  gefordert.

Untersuchungen zeigen jedoch, dass bei Mikropfählen mit konstanter Normalkraft auch bei Böden mit höheren undrained Scherfestigkeiten ein Knickversagen nicht ausgeschlossen werden kann (siehe Bautechnik 82 (2005) Heft 12 S. 889 ff / Bautechnik 84 (2007) Heft 12, S. 881 ff / Bauingenieur 82 (2007) S. 206 ff / Bauingenieur 81 (2006) S. 53 ff).

Deshalb ist grundsätzlich im jeweils konkreten Fall zu entscheiden, ob für Mikropfähle mit Druckkräften ein Knicksicherheitsnachweis zu führen ist (siehe EA-Pfähle, 2. Auflage Abschnitt 5.10.3).

Der Nachweis ist unter Berücksichtigung der elasto-plastischen Bettung in weichen Böden und Imperfektionen gemäß DIN EN 1993-1-1 zu führen.

Bei Pfählen in bindigen Böden mit mindestens steifer Konsistenz und in nichtbindigen Böden braucht i.d.R. kein entsprechender Nachweis geführt werden.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>02 / 003</b>	<b>März 2021</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Grundbau / Bodenmechanik		DIN 18 551	
<b>Aufgelöste Bohrpfahlwände mit Spritzbetonausfachung</b>			

Für die Herstellung von verformungsarmen Baugrubenumschließungen finden in zunehmendem Maße aufgelöste Bohrpfahlwände mit Spritzbetonausfachung Anwendung.

Wegen des im Bauzustand in Teilbereichen ungestützten Erdkörpers ist diese Bauweise nur bei Vorhandensein von vorübergehend standfesten Böden ohne bzw. mit geringem Grundwassereinfluss möglich. Die Spritzbetonausfachungen müssen, dem laufenden Erdaushub folgend, abschnittsweise hergestellt werden.

Bei nicht standfesten Böden ist u. U. eine Baugrundverfestigung durch Sicherungsinjektionen vor Erdaushub erforderlich.

Die Spritzbetonausfachungen tragen wegen der unzureichenden Auflager- und Verankerungslängen der Bewehrung im Allgemeinen nicht durch Plattenbiegung sondern durch Gewölbewirkung.

Eine ausreichende Ausbildung und Abstützung der herzustellenden Traggewölbe aus Spritzbeton ist konstruktiv sicherzustellen. Hinweise zur Bemessung werden in „Weißenbach-Baugruben-Band III“ (S. 264 bzw. 2. Auflage S. 267) gegeben.

Die Aufnahme der Kräfte auf die Endpfähle ist nachzuweisen. Die Horizontalkräfte können durch Abstützungen, bewehrte Kopfbalken, Verpressanker o.ä. aufgenommen werden.

Besondere Maßnahmen erfordern in diesem Zusammenhang die Sicherung von ausspringenden Ecken innerhalb der Baugrube.

Normen:

DIN 18551 (Aug. 2014) Spritzbeton – Nationale Anwendungsregeln zur Reihe DIN EN 14487 und Regeln für die Bemessung von Spritzbetonkonstruktionen

DIN EN 14487-1 Spritzbeton Begriffe, Festlegungen und Konformität

DIN EN 14487-2 Spritzbeton Ausführung

**Zugbänder von Hallen**

Bei nicht unterkellerten Hallen mit gelenkig gelagerten Rahmen als Tragsystem wird die Bodenplatte häufig für die Aufnahme der Horizontalkräfte aus dem Rahmenschub herangezogen. Dabei wird entweder nur Anschlussbewehrung aus den Stützenfundamenten in die bewehrte Bodenplatte geführt oder es wird eine gesonderte Zugbandbewehrung in dieser verlegt.

Erfahrungsgemäß ist nicht auszuschließen, dass während der Standzeit solcher Hallen der Hallenboden aufgeschnitten und ein darin verlegtes Zugband bzw. die Anschlussbewehrung unbemerkt durchtrennt wird. Wird die Standsicherheit der Halle für diesen Zustand (außergewöhnliche Einwirkung nach DIN EN 1990) nicht gesondert belegt, so ist es nach Ansicht des Koordinierungsausschusses erforderlich, Zugbänder von Hallen stets unter der Bodenplatte anzuordnen und kraftschlüssig an die Fundamente anzuschließen. Dabei ist ein von der Bodenplatte unabhängiges Stahlbetontragglied auszuführen, das bei einem späteren Aufstemmen des Hallenbodens als Teil der Gründungskonstruktion erkannt und somit nicht unbemerkt abgebrochen werden kann.

**Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Tiefgaragen**

Gemäß BayBO und PrüfVBau erstreckt sich die statische Prüfung nur auf die Standsicherheit und auf die Feuerwiderstandsfähigkeit, nicht jedoch auf die Gebrauchstauglichkeit.

Die Nachweise zur Rissbreitenbegrenzung sind deshalb aus Sicht des Koordinierungsausschusses nur im Hinblick auf die allgemeinen Anforderungen an Bauteile gemäß Tab. 7.1DE in DIN EN 1992-1-1 zu prüfen. Weitergehende Anforderungen, beispielsweise bei weißen Wannen sind nicht Gegenstand der statischen Prüfung und Bescheinigung im bauaufsichtlichen Sinn.

Zur Sicherung der Dauerhaftigkeit schreibt die DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 bei direkt befahrenen Parkdecks mit der Expositionsklasse XD3 unter anderem „zusätzliche Maßnahmen“ vor. Die Art der zusätzlichen Maßnahmen ist vom Tragwerksplaner in Abstimmung mit dem Objektplaner und dem Bauherrn anzugeben.

**Bewehrungsstöße in massiven Platten – Erfordernis der Querbewehrung****1 Situation:**

Gemäß DIN EN 1992-1-1 /2011 Kapitel 8.7.4 mit Nationalem Anhang ist im Bereich von Bewehrungsstößen abhängig vom Bewehrungsquerschnitt und dem Anteil gestoßener Stäbe eine Querbewehrung erforderlich. Für die innere Lage (2.Lage) einer Plattenbewehrung ist diese in der Regel durch die äußere Bewehrungslage (1.Lage) abgedeckt. Für die äußere Lage ist nach Heft 600 (DAfStb) bis zu einem Bewehrungsquerschnitt von  $<\phi 16$  ( $<\phi 12$  bei  $\geq C60/75$ ) die innere Lage ansetzbar, für größere Querschnitte ist ein maximaler Stoßanteil von 20% oder eine Querbewehrung erforderlich. Von den Regelungen sind häufig Bodenplatten und massive Decken betroffen.

**2 Erfordernis der Querbewehrung bei Bewehrungsstößen der Mindestbewehrung oder Rissbreitenbeschränkung:**

Für viele massive Bauteile wie tragende Bodenplatten oder massive Decken ermittelt sich der maßgebende Bewehrungsquerschnitt aus der Mindestbewehrung oder aus der Begrenzung der Rissbreite, aber nicht aus der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

**3 Ansatz:**

Die Normenregelungen geben keine Angaben zur Differenzierung im Hinblick auf die Ausnutzung der Bewehrung. Der mechanische Hintergrund der Querbewehrung liegt in der Aufnahme der entstehenden Querkraftkräfte aus den kraftübertragenden Druckdiagonalen im zugbeanspruchten Stoßbereich. Im Falle der Rissbreitenbegrenzung sind die maximal anzusetzenden Stahlspannungen im Bewehrungsstab in Abhängigkeit der rechnerischen Rissbreite  $w_k$  sowie den Bewehrungsdurchmessern begrenzt. Hierbei sind mit steigendem Bewehrungsdurchmesser sinkende Stahlspannungen anzusetzen. Für die betreffenden Bewehrungsquerschnitte  $\geq \phi 16$  liegen die maximal anzusetzenden Stahlspannungen (und somit auch die Zugkräfte im Bewehrungsstahl) deutlich unter der Streckgrenze des Bewehrungsstahls. Unter Berücksichtigung dieser reduzierten Kräfte kann auf eine außen liegende Querbewehrung im Stoßbereich der rissbegrenzenden Bewehrung verzichtet werden.

In Bereichen mit statisch erforderlicher Zugbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (z.B. Durchstanzbereiche mit angesetzter Grundbewehrung) sind die Regelungen der Norm weiterhin zu beachten. Durch geeignete Wahl hinsichtlich der Lage der Stoßbereiche kann diesem Sachverhalt begegnet werden.


**Punktgestützte Flachdecken: Ausführung mit Halbfertigteilen**

Soll eine punktgestützte Flachdecke mit Halbfertigteilen ausgeführt werden, ist u. a. folgendes zu berücksichtigen (nachfolgende Hinweise gelten z. T. natürlich auch für Flachdecken aus Stahlbeton in Ortbetonbauweise):

1. Gemäß DIN EN 1992-1-1, 10.9.3, (NA 15) darf die günstige Wirkung einer Drillsteifigkeit nur dann berücksichtigt werden, wenn sich innerhalb des Drillbereiches ab 0,3·l ab der Ecke keine Stoßfuge der Fertigteilplatten befindet oder wenn die Fuge durch Verbundbewehrung im Abstand von höchstens 100 mm vom Fugenrand gesichert wird. Die Aufnahme der Drillmomente ist nachzuweisen.
2. Gitterträger, welche als Durchstanzbewehrung angesetzt werden, müssen eine Zulassung für den Anwendungsbereich „für punktförmig gestützte Platten nach DIN EN 1992-1-1“ besitzen. Dieses muss in der Zulassung des Gitterträgers unter dem Kapitel Anwendungsbereich angegeben sein.
3. Wenn im Durchstanzbereich bzw. im Bereich negativer Momente die volle Querschnittshöhe angesetzt werden soll, ist sicherzustellen, dass die Plattenfugen in diesem Bereich vollständig ausbetoniert werden (siehe auch Zulassung). Das heißt, die Plattenfugen müssen in diesem Bereich mindestens 4 bis 5cm breit sein, damit sie kraftschlüssig ausbetoniert werden können. Dieses muss bei der Plattenfertigung und somit auch in den Verlegeplänen berücksichtigt werden. Die genaue erforderliche Breite der Fuge ist der Zulassung zu entnehmen. Wegen der unvermeidbaren Bautoleranzen sollte dieses Maß jedoch entsprechend größer gewählt werden.
4. Bei der Verwendung von Durchstanzbewehrung (wie Dübelleisten) in den Halbfertigteilplatten ist darauf zu achten, dass in der Zulassung der Anwendungsbereich auch für „Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht“ angegeben ist.
5. Gemäß DIN EN 1992-1-1, müssen Bügel mindestens 50% der Zugbewehrung umfassen und ausreichend in der Druckzone verankert sein (zwischen Schwerpunkt der Druckzonenfläche und dem Druckzonenrand). Insofern ist darauf zu achten, dass
  - bei Dübelleisten als Durchstanzbewehrung die Bolzen ausreichend weit in die Druck- und Zugzone geführt werden (gem. Zulassung),
  - bei Gitterträgern mit Zulassung als Durchstanzbewehrung die Gitterträger über die ganze Querschnittshöhe reichen und bis in die oberste Lage der Biegebewehrung geführt werden (falls keine anderen Angaben in der Zulassung angeführt sind).
6. Bei dem Einsatz von Halbfertigteilen tritt eine Reduzierung der statischen Höhe auf, wenn die 2. Lage der unteren Bewehrung auf den Halbfertigteilen verlegt wird. Wenn aufgrund der Reduzierung der statischen Höhe die Biegeschlankheit zu groß wird, kann es sinnvoll sein, eine die Hauptbewehrung im Fertigteilelement zu verlegen und an den Elementfugen zu stoßen
7. Die erforderliche „Katastrophenbewehrung“ bei Flachdecken nach EC 2, 9.4.1, (3) muss angegeben werden. Gemäß Heft 600 ist hier  $V_{ek}$  zu berücksichtigen.
8. Die Beschränkung des Stabdurchmessers für eine Durchstanzbewehrung aus Betonstahlnach DIN EN 1992-1-1, 9.4.3, (1) ist zu beachten.

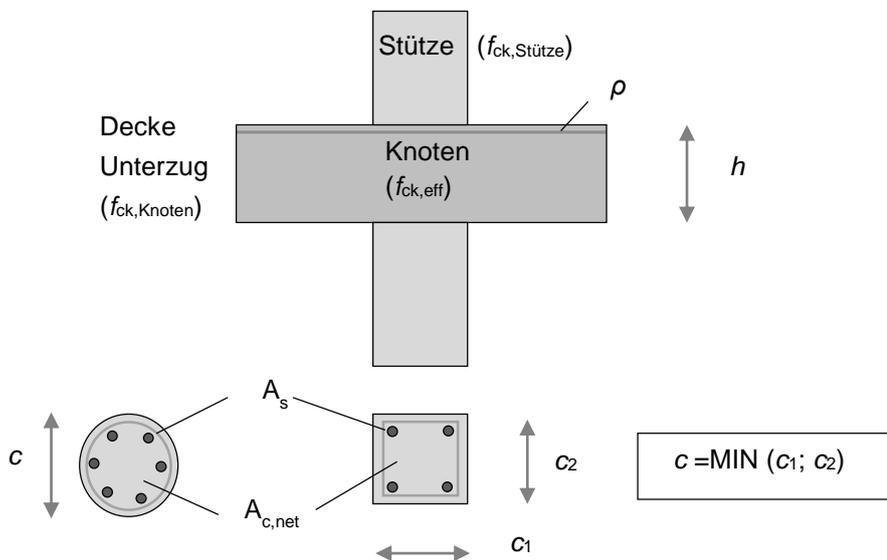
**Punktgestützte Flachdecken: Ausführung mit Halbfertigteilen**

9. Die Mindestmomente gemäß DIN EN 1992-1-1, 6.4.5, Bild NA.6.22.1 und Tabelle NA.6.1.1 zur Sicherstellung der Querkrafttragfähigkeit sind zu berücksichtigen. Bei Rand- und Eckstützen ist diese Bewehrung auch an der Plattenunterseite anzuordnen.
10. Wird die Bewehrung der Fertigteilplatte senkrecht zur Fuge gestoßen, sind die Regelungen gemäß DIN EN 1992-1-1, 10.9.3, (NA 14) zu beachten (max  $\varnothing_s$ , max  $a_s$ , Übergreifungslänge etc.).

## Durchleitung von Stützenlasten

Der Ansatz einer Teilflächenpressung nach DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 6.7 ist für die Durchleitung von Stützenlasten durch Decken oder Unterzüge von Stahlbetonskelettbauten nicht geeignet. In der Gleichung (6.63) ist die durch das Biegemoment entstehende Biegezugkraft (für den Knoten eine Querkraft) nicht berücksichtigt. Auch der Ansatz normativer Stabwerkmodelle nach DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 5 ist nicht zielführend. Für Druckstreben, die von Rissen gekreuzt werden bzw. für Druck-Zug-Knoten ist der Bemessungswert der Druckfestigkeit begrenzt.

In Ermangelung einer normativen Lösung kann auf das vorliegende Schrifttum zurückgegriffen werden. Die Lösungsansätze in der Literatur basieren auf einer Bemessung des Knotenbereichs von Stütze-Decke/Unterzug mit einer effektiven Betondruckfestigkeit.



$h$	Knotenlänge (Unterzughöhe bzw. Deckendicke)
$c$	Stützenabmessung
$A_s$	Im Knotenbereich durchlaufende Bewehrung der Stütze
$A_{c,netto}$	Betonquerschnittsfläche der Stütze
$\rho$	Biegebewehrungsgrad im Stützbereich des Unterzugs/der Decke

**Bild 1 Bezeichnungen**

Mit den Bezeichnungen aus Bild 1 lässt sich die Knoten Tragfähigkeit  $N_{Rd}$  angeben zu

$$N_{Rd} = f_{ck,eff} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c \cdot A_{c,netto} + A_s \cdot f_{yd} \quad (1)$$

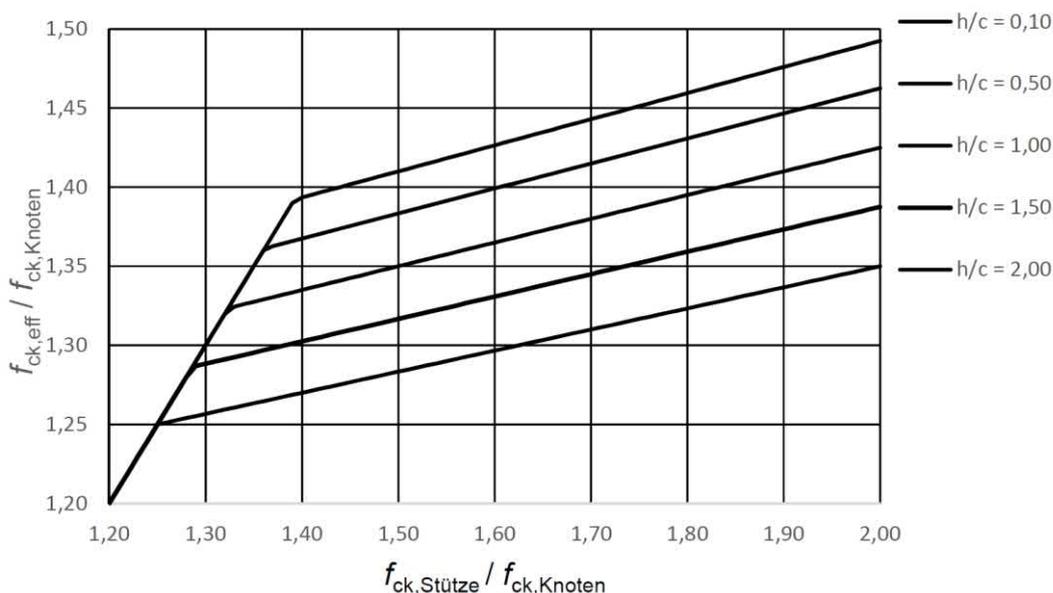
mit  $\alpha_{cc} = 0,85$  und  $\gamma_c = 1,5$  gemäß DIN EN 1992-1-1/NA



## Durchleitung von Stützenlasten

Die effektiv ansetzbare Festigkeit  $f_{ck,eff}$  im Knotenbereich ist abhängig vom Verhältnis der Druckfestigkeiten des Betons der Stütze  $f_{ck,Stütze}$  zum Beton im Knotenbereich  $f_{ck,Knoten}$  sowie dem Verhältnis der Knotenhöhe  $h$  zur Stützenbreite  $c$ .

Der Bemessungsansatz aus /1/ ist im Bild 2 grafisch dargestellt. Bis zu einem Festigkeitsunterschied zwischen Stützen- und Knotenbetonfestigkeit von 1,25 ist nicht mit einem Knotenversagen zu rechnen. Ebenfalls ist bei kleinen Verhältnissen von Knotenhöhe zu Stützenbreite  $h/c < 0,5$  kein Knotenversagen zu erwarten.



**Bild 2 Effektive Betondruckfestigkeit  $f_{c,eff}$  nach /1/**

Ein im Ortbetonbau auf Flachdecken anwendbares, verfeinertes Modell unter Berücksichtigung des Einflusses der Bewehrung in der Flachdecke wird in /2/ mitgeteilt. Dort wird unter Berücksichtigung des Biegebewehrungsgrades  $\rho$  der Flachdecke folgender Festigkeitsansatz gegeben:

$$f_{ck,eff} = 0,25 \cdot f_{ck,Stütze} + 0,55 \cdot f_{ck,Knoten} \cdot \frac{(\rho + 4,0) \cdot c}{h + 1,5 \cdot c} \leq f_{ck,Stütze} \quad (2)$$

Der Ansatz gilt für folgende Verhältnisse:

$$0,25 \leq h/c \leq 1,25$$

$$0,5 \leq \rho \leq 1,25$$

$$1,4 \leq f_{ck,Stütze} / f_{ck,Knoten} \leq 4,0$$

**Durchleitung von Stützenlasten**

Der Ansatz in Gleichung (2) entspricht für mittlere Bewehrungsgehalte  $\rho$  dem Bemessungsansatz in /3/:

$$f_{ck,eff} = 0,25 \cdot c / h \cdot f_{ck,Stütze} + (1,4 - 0,35 c / h) \cdot f_{ck,Knoten} \quad (3)$$

Für Verhältnisse  $f_{ck,Stütze} / f_{ck,Knoten} \leq 1,4$  kann für  $f_{ck,eff}$  die Druckfestigkeit des Stützenbetons angesetzt werden.

Stahlverbundstützen bzw. Stahlbetonstützen mit Kopf- und Fußplatten aus Stahl werden in /4/, Stützen-Deckenknoten für Schleuderbetonstützen werden in /5/ betrachtet.

Folgende Punkte sind bei der Anwendung der Formeln aus der Literatur zu beachten:

- der zum Teil eingeschränkte Anwendungsbereich
- zusätzliche konstruktive Anforderungen an die Bewehrungsführung
- Beim Kröpfen der Längsbewehrung im Stoßbereich sind die daraus entstehenden Umlenkkräfte zu beachten und im Stützenbereich durch entsprechende Umschnürungsbewehrung aufzunehmen.
- Bei hoher Ausnutzung des dreidimensionalen Spannungszustandes im Deckenbeton ist mit einer deutlichen Einsenkung zu rechnen. Wegen dieser Nachgiebigkeit sollte die Stütze bei den Standsicherheitsnachweisen nicht als eingespannt angenommen werden.
- Rand- und Eckstützen werden mit den Lösungsansätzen aus der Literatur nicht erfasst.
- Aussparungen oder Hohlräume im Durchleitungsbereich stören die Ausbildung einer mehraxialen Druckfestigkeit und werden mit den Lösungsansätzen aus der Literatur nicht erfasst.

/1/ Quirke, I.; Ramm, W.; Schnell, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stützen- Decken-Knoten aus Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 3.

/2/ Tue, V. N.; Dietz, J.; Shah, A. A.: Vorschlag für die Bemessung der Deckenknoten mit Stützen aus hochfestem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 2.

/3/ Ospina, C.E.; Alexander, S.: Transmission of interior concrete column loads through floors. Journal of structural Engineering. 1998-06

/4/ Weiske, R.: Durchleitung hoher Stützen Lasten bei Stahlbetonflachdecken. Dissertation, TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 180, 2004 (<http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00058321>).

/5/ Rinnohofer, G.; Burtscher, S.; Kollegger, J.: Stützen-Deckenknoten für Schleuderbetonstützen. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 9.



## Querkraftbemessung von Elementdecken mit Gitterträgern

Die Regelungen für die Bemessung der Elementdecken mit Gitterträgern sind in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen / allgemeinen Bauartgenehmigungen enthalten. Der Nachweis für die Querkraft der Elementdecken wird i.d.R. erst im Zuge der Ausführungsplanung durch das Fertigteilwerk bzw. den Elementdeckenplaner geführt.

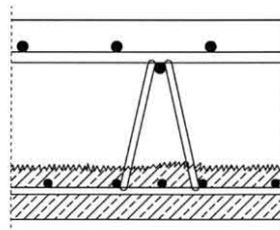
Der Bemessungswert der Querkraft ist dabei auf  $V_{Rd,max,GT} = 1/3 V_{Rd,max}$  zu begrenzen.

Bei hohen Querkraftbeanspruchungen ist die Ausführung der oberen Bewehrung mit der Ausbildung der Elementdecken abzustimmen. Eine reine Ausführung mit Lagermatten ist dann nicht mehr möglich, um die konstruktiven Anforderungen der Zulassungen / Bauartgenehmigungen einzuhalten.

### Gitterträger als Verbund – und Querkraftbewehrung bei mäßiger Beanspruchung

Mäßige Beanspruchung liegt vor bei  $V_{ed} \leq 0,5 * V_{Rd,max,GT} \leq 1/6 V_{Rd,max}$ .

Bei mäßiger Beanspruchung darf die obere Biegezugbewehrung oberhalb des Gitterträgerobergurtes angeordnet werden (Regelfall). Der Gitterträgerobergurt muss bis an die obere Biegezugbewehrung reichen.



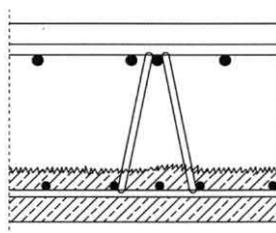
$$V_{ed} \leq 0,5 * V_{Rd,max,GT}$$

### Gitterträger als Verbund – und Querkraftbewehrung bei hoher Beanspruchung

Hohe Beanspruchung liegt vor bei  $0,5 * V_{Rd,max,GT} < V_{ed} \leq V_{Rd,max,GT}$

Die Biegezugbewehrung der Haupttragrichtung muss auf gleicher Höhe, oder unterhalb des Obergurtes der Gitterträger liegen. Die Querbewehrung darf oberhalb des Gitterträgers angeordnet werden.

Die Lage von Obergurt und der Längs- und Querbewehrung ist auf den Plänen darzustellen.



$$0,5 * V_{Rd,max,GT} < V_{ed} \leq V_{Rd,max,GT}$$

Bei hoher Querkraftbeanspruchung  $V_{ed} > 0,5 * V_{Rd,max,GT} \geq 1/6 V_{Rd,max}$  ist eine detaillierte Abstimmung zwischen Ortbetonplanung und der Fertigteilplanung der Elementplatten erforderlich.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>D02</b>	<b>Aug. 2010</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Metallbau / Verbundbau			
<b>Stahltrapezblechdächer und -wände</b>			

Der Festigkeitsnachweis und die konstruktive Ausbildung von Tragkonstruktionen aus Stahltrapezprofilen ist in DIN 18 807-1 und -3:1987-06 geregelt.

Beim Nachweis der Trapezbleche sind die vorhandenen Beanspruchungsgrößen nach der Elastizitätstheorie zu berechnen. Dies gilt auch für die Ermittlung der Auflagerkräfte.

Die Belastung der Unterkonstruktion kann vereinfachend entsprechend DIN 18801:1983-09 Abschnitt 6.1.2.2 ermittelt werden:

„Die Auflagerkräfte dürfen für die Stützweitenverhältnisse  $\min l \geq 0,8 \cdot \max l$  – mit Ausnahme des Zweifeldträgers – wie für Träger auf zwei Stützen berechnet werden.“

*Anmerkungen:*

Aus konstruktiven Gründen werden bisweilen die Profiltafeln als Zwei- und Einfeldtafeln im Wechsel verlegt. Die Belastung der Unterkonstruktion an der Mittelstützung der Zweifeldtafeln sollte dann als Mittelwert der Auflagerkräfte des Ein- und Zweifeldträgers berechnet werden. Durch Anordnung von biegesteifen Stößen können Zweifeldtafeln vermieden werden.

Änderungen des statischen Systems im Zuge der Ausführungsplanung, z.B. auch als Folge von Ausschnitten in den Tafeln (Oberlicht, RWA, Fenster etc.), sind zu verfolgen.

**FE-Berechnung von Knotenpunkten im Stahlbau  
bei vorwiegend ruhenden Lasten****1. Vorbemerkung**

Mit der noch nicht fertiggestellten Norm prEN 1993-1-14 sollen Grundlagen für Finite-Element-Berechnungen von Stahlbauten, u.a. von Trägern, plattenförmigen Bauteilen, Schalen aber auch geschweißten und geschraubten Verbindungen geregelt werden. Die Regelungen des derzeit in der Diskussion befindlichen Entwurfs prEN 1993-1-14:2023 bzw. E DIN EN 1993-1-14:2023-09 werden in einigen Programmen auf der Basis von Finite-Element-Berechnungen bereits jetzt genutzt für eine nichtlineare, elastisch-plastische Berechnung beispielsweise von plattenförmigen Elementen mit Querbelastrung in Knotenpunkten und Anschlüssen von Stahlträgern. Bei diesen Berechnungen kann nicht mehr wie in DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 5.4 unterschieden werden zwischen elastischer Schnittgrößen-/ Tragwerksberechnung mit plastischem Querschnittsnachweis und plastischer Schnittgrößen-/ Tragwerksberechnung. Vielmehr erfolgt immer eine plastische Schnittgrößenberechnung, also eine Umlagerung von Schnittgrößen, sobald an irgendeiner Stelle die Streckgrenze überschritten wird. Die plastischen Umlagerungen werden in Anlehnung an DIN EN 1993-1-5 Anhang C nur begrenzt durch die Forderung, dass die Hauptmembrandehnung den Wert 50‰ nicht überschreiten darf.

$$\varepsilon_I = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \leq 5\% = 50\text{‰} \quad (1)$$

Im Unterschied zum Grundmaterial Stahl ist diese Annahme für Anschlüsse und Verbindungen wissenschaftlich nicht abgesichert und wird kritisch gesehen. Darüber hinaus ist die planmäßige rechnerische Ausnutzung von plastischen Dehnungen in Schweißnähten bisher nicht zulässig, siehe DIN EN 1993-1-8 Abschnitt 4.9 (4) („Schweißanschlüsse sind in der Regel so zu konstruieren, dass sie ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweisen. Allerdings sollte die Duktilität von Schweißnähten nicht von vornherein in Ansatz gebracht werden“).

Wenn in Programmen trotzdem Nachweise auf Basis dieser Annahme geführt werden, dann können nicht ausgesteifte Trägeranschlüsse rechnerisch z.T. wesentlich höher ausgenutzt werden als mit den herkömmlichen Nachweisverfahren. Das führt dazu, dass bereits unter Gebrauchslasten teilweise deutliche plastische Dehnungen auftreten können. Damit wird aber auch der bisherige Erfahrungsbereich verlassen.

Gegen die Anwendung solcher Programme bestehen dann keine Bedenken, wenn die auf Seite 2 aufgeführten Hinweise für den GZT beachtet und die zusätzlichen Nachweise gegen Kurzzeitermüdung und im GZG geführt werden.

**Abkürzungen**

GZT: Grenzzustand der Tragfähigkeit

GZG: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit


**FE-Berechnung von Knotenpunkten im Stahlbau  
 bei vorwiegend ruhenden Lasten**
**2. Anwendungsbereich dieser Technischen Mitteilung**

Die Hinweise dieser TM gelten für Stahlbauteile unter vorwiegend ruhenden Einwirkungen bis zur bauaufsichtlichen Einführung von DIN EN 1993-1-14. Da vorwiegend ruhende Einwirkungen in den Stahlbaunormen nicht definiert sind, wird hier die Definition aus DIN EN 1992-1-1/NA 1.5.2.6 zugrunde gelegt. Bei nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen sind die vollständigen Ermüdungsnachweise nach DIN EN 1993-1-9 zu führen.

**3. Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)**

- Im Grundmaterial Stahl (z.B. in Kopfplatten) sind plastische Dehnungen zulässig; deren Begrenzung ergibt sich bisher indirekt aus dem Nachweis gegen Kurzzeitermüdung und aus dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Der Zahlenwert für eine explizite Dehnungsgrenze  $\varepsilon_{pl} \leq ?$  wird im Rahmen der Ausarbeitung von prEN 1993-1-14 in der Fachwelt noch diskutiert, insbesondere für höherfeste Stähle.
- Es ist sicherzustellen, dass bei Schweißnähten keine wesentlichen plastischen Dehnungen vorausgesetzt werden, siehe DIN EN 1993-1-8 Abschnitte 4.9 (5) und (6). Jedoch darf nach Abschnitt 4.9 (1) eine gewisse plastische Umlagerung angenommen werden. Bis eine normative Regelung für FEM-Berechnungen vorliegt, wird eine vorsichtige Begrenzung empfohlen, zum Beispiel

$$\varepsilon_{pl,w} \leq 0,2\% = 2\text{‰} \quad (2)$$

- Für Schrauben sind in prEN 1993-1-14 Tab. 8.1 Festlegungen für plastische Dehnungen geplant, die aber ebenfalls noch in der Diskussion sind.

**4. Nachweis gegen Kurzzeitermüdung infolge vorwiegend ruhender, aber veränderlicher Lasten**

Wiederholte plastische Verformungen können bereits bei wenigen Lastwechseln zu einer Schädigung des Stahls führen („low cycle fatigue“). Um das zu verhindern, muss zusätzlich ein Kurzzeitermüdungsnachweis geführt werden, wenn plastische Umlagerungen von Schnittgrößen im GZT ausgenutzt werden.

DIN EN 1993-1-9 enthält entsprechende Regeln, die in solchen Fällen anzuwenden sind. In der bauaufsichtlich eingeführten Fassung 2010-12 der Norm ist es der Abschnitt 8 (1). Im Entwurf prEN 1993-1-9:2023 [1] enthalten die Abschnitte 9.1 (2) und (3) eine präzisere Fassung der Nachweise. Diese werden hier wiedergegeben. Als „äquivalentes einstufiges Spannungsschwingbreitenkollektiv“ kann die Einwirkungskombination nach Gl. 8.17 in prEN 1990:2021 [2] angenommen werden, siehe [3]:

$$E_{d,fat} = \sum_i G_{k,i} \oplus Q_{fat} \oplus \sum_j (\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}) \quad (3)$$



## FE-Berechnung von Knotenpunkten im Stahlbau bei vorwiegend ruhenden Lasten

Diese neue Einwirkungskombination („fat“) liegt betragsmäßig zwischen der häufigen und der seltenen Kombination nach der derzeit gültigen DIN EN 1990. Auf der sicheren Seite kann auch die seltene Kombination verwendet werden.

Die Schwingbreiten sind als Spannungsdoppelamplituden  $\Delta\sigma_{Ed}$  zu bestimmen, vgl. Abb. 1. Darin ist  $\sigma$  die Vergleichsspannung nach v. Mises, für die im ebenen Spannungszustand gilt:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \quad (4)$$

Der Nachweis gegen Ermüdung ist wie folgt zu führen:

$$\Delta\sigma_{Ed} \leq 1,5 \cdot f_{yk} \quad (5)$$

### 5. Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

Gemäß DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 7.1(4) müssen Einflüsse aus plastischen Umlagerungen im Gebrauchszustand berücksichtigt werden.

Wenn bereits im GZG plastische Dehnungen zugelassen werden wie im Beispiel in Abb. 1, dann führt das zu zusätzlichen Durchbiegungen der Bauteile, die gesondert zu bewerten sind.

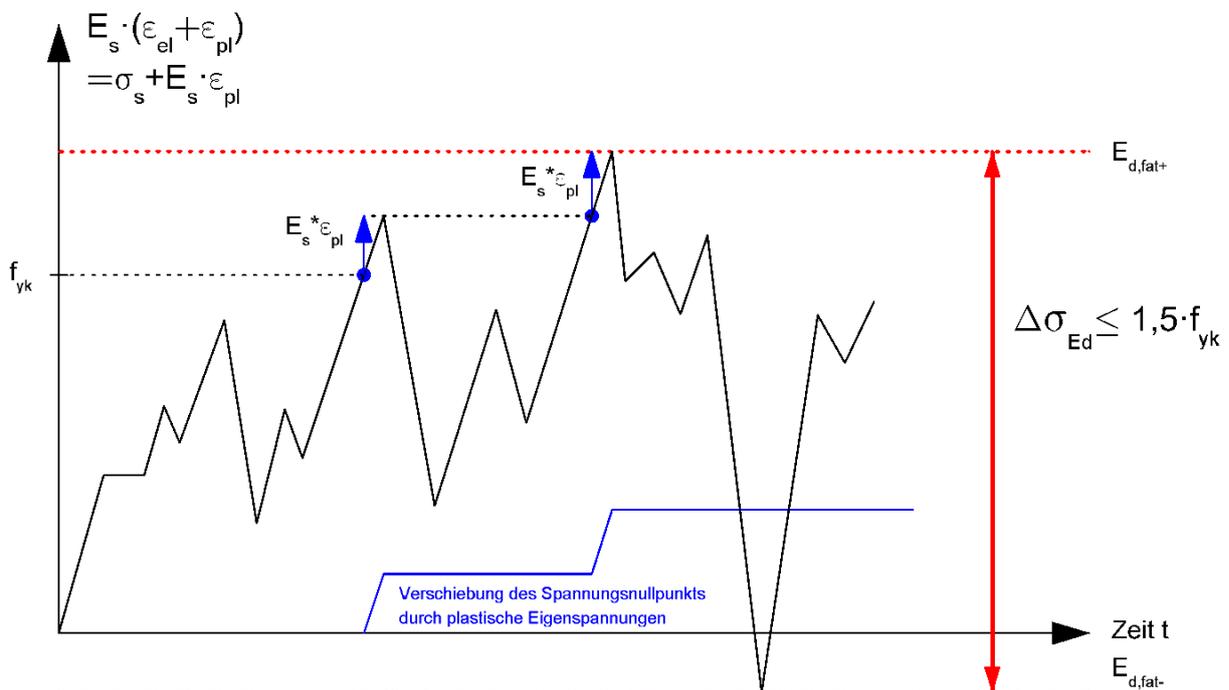


Abb. 1: Beispiel einer Bauteilbeanspruchung mit zeitlich veränderlichen Lasten

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>D07</b>	<b>Nov. 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüferingenieure für Standsicherheit in Bayern
Metallbau / Verbundbau		DIN EN 1993-1-1 prEN 1993-1-14	
<b>FE-Berechnung von Knotenpunkten im Stahlbau  bei vorwiegend ruhenden Lasten</b>			

## 6. Auswirkungen auf das statische Gesamtsystem

Die in den Vorbemerkungen erwähnten Programme für den Nachweis von Anschlüssen behandeln als statisches System jeweils nur einen herausgetrennten Teilbereich des statischen Gesamtsystems. Die Auswirkungen von lokalen Verformungen, insbesondere von plastischen Verformungen der Anschlüsse, müssen außerhalb dieser Programme durch den Anwender gesondert beurteilt werden, z.B. durch die Einführung nichtlinearer Federelemente im Gesamtsystem. Möglicherweise erfordert das Gesamtsystem eine steifere Knotenausbildung als sich aus der FE-Berechnung der herausgetrennten Verbindung ergibt, oder die Schnittgrößen des Gesamtsystems sind mit veränderten Anschlusssteifigkeiten neu zu berechnen.

## 7. Vereinfachte Nachweisführung

Wenn bei der Bemessung von Anschlüssen und Verbindungen mit FE--Programmen auf eine plastische Umlagerung von Schnittgrößen verzichtet wird und dafür die beiden nachfolgend genannten Nachweise geführt werden, dann kann auf die vorher beschriebenen genaueren Nachweise verzichtet werden.

Bedingungen:

1. In der seltenen (charakteristischen) Bemessungssituation des GZG verbleiben alle Konstruktionsteile im elastischen Bereich:

$$\begin{aligned}\sigma_{Ed, char} &\leq f_{yd} \\ \varepsilon_{pl} &= 0\end{aligned}\tag{6}$$

2. In der ständigen Bemessungssituation des GZT darf die vollplastische Querschnittstragfähigkeit des Grundmaterials (Profile, Bleche) ausgenutzt werden, Schweißnähte und Schrauben verbleiben jedoch im elastischen Bereich.

## 8. Literatur

- [1] E DIN EN 1993-1-9:2023-03 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9 Ermüdung; deutsche Fassung prEN 1993-1-9:2023
- [2] E DIN EN 1990:2021-09 Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung; deutsche Fassung prEN 1990:2021  
*Anmerkung: Gl. 8.17 ist im Weißdruck DIN EN 1990:2021-10 nicht enthalten.*
- [3] Stahlbaukalender 2023; S.513

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>05 / 001</b>	<b>Nov. 2009</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfämter und Prüferingenieure für Standsicherheit in Bayern
Metallbau / Verbundbau		DIN 18 800-1	
<b>Stirnplattenanschlüsse</b>  Anwendung der Ringbücher			

Das DASt-Ringbuch von 1978 [1] war nach Einführung der DIN 18800: 1990-11 überholt.

Das Ringbuch von 1997 [2] wurde für die Beanspruchbarkeiten nach DIN 18800: 1990-11 erstellt. Die in [1] und [2] ausgewiesenen Tragfähigkeitswerte wurden an Tragfähigkeitsversuchen kalibriert, die in den siebziger Jahren durchgeführt wurden.

Das Ringbuch von 2001 [3] bezieht sich - statt auf versuchsbasierte Werte - im Wesentlichen auf bei Prof. Sedlacek et al. erarbeiteten Berechnungsmethoden. Die hierzu entwickelten Berechnungsmodelle berücksichtigen neben dem Tragverhalten auch das Verformungsverhalten momententragfähiger Verbindungen. Das verwendete Modell des T- Stummels („T-Stub“) führt jedoch bei 4-reihigen Anschlüssen zu konservativen Ergebnissen, die nach Umrechnung auf ein vergleichbares Sicherheitsniveau zum Teil deutlich unter den Werten von [1] liegen.

Es stellt sich somit die Frage, inwieweit „alte“ und „neue“ Ringbücher angewendet werden können und dürfen. Hierzu geben die Literaturstellen [3], [4] und [5] klärende Hinweise. Danach dürfen beide Tabellenwerke [2], [3] unter Beachtung der dort genannten Randbedingungen verwendet werden.

Bei der Anwendung von [2] ist gemäß der Ergänzung zum Prüfbescheid (II B 3 – 543 – 384) vom Juni 1998 noch ein Gebrauchsfähigkeitsnachweis zu führen, der oft maßgebend wird.

Bei den Schweißnahtdicken sind bei ausgenutzten Anschlüssen die Werte nach [3] zu empfehlen, da hiermit auch plastische Verformungen des Anschlusses abgedeckt sind.

[3] setzt im Gegensatz zu [2] keine Vorspannung der Schrauben voraus. Aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit (Klaffung, Rotationssteifigkeit) und der Dauerfestigkeit (Wechselasten, schon aus Wind) wird jedoch eine Vorspannung empfohlen.

Eine Mischung der Angaben aus [2] und [3] ist nicht zulässig.

Literatur:

- [1] Typisierte Verbindungen im Stahlbau. Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH, Köln, 2. Auflage, 1978
- [2] Oberegge, O.; Hockelmann, H.-P.; Dorsch, L.: Bemessungshilfen für profilorientiertes Konstruieren. Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH, Düsseldorf, 3. Auflage, 1997
- [3] Sedlacek, G.; Weynand, K.; Oerder, S.: Typisierte Anschlüsse im Stahlhochbau. Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH, Düsseldorf, 1. Auflage, 2001
- [4] Weynand, K.; Hüller, V.; Schulte, U.: Zur Bemessung typisierter Anschlüsse. Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH, 25.02.2002
- [5] Oberegge, O.; Weynand, K.; Schulte, U.; Hüller, V.: Bemessung von typisierten, momententragfähigen Verbindungen mit Tabellenwerken – eine Klarstellung. Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH, 1. Juli 2004

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>05 / 007</b>	<b>März 2011</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüferingenieure für Standsicherheit in Bayern
Metallbau / Verbundbau		DIN 18 800-1	
<b>Beurteilung von Formänderungen</b>			

Bei der Prüfung statischer Berechnungen für Stahlkonstruktionen sind Formänderungen im Grundsatz zu beachten. Ihr Einfluss auf die Standsicherheit und Dauerhaftigkeit aller davon betroffenen Bauteile ist ingenieurmäßig zu beurteilen. Entsprechende Nachweise sind vom Aufsteller vorzulegen.

Die Begrenzung der Durchbiegung ist in DIN 18 800-1:2008-11 Abschnitt 7.2.3 durch den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit geregelt. Weitere Angaben finden sich in DIN 18 801: 1983-09 in Verbindung mit der Anwendungsrichtlinie Stahlbau: 1998-10 (zuletzt geändert 2001-12). Zahlenmäßige Grenzwerte für Formänderungen sind darin nicht enthalten.

Gemäß Element 704 der DIN 18 800-1:2008-11 sind Grenzzustände für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu vereinbaren, soweit sie nicht in anderen Grundnormen und Fachnormen geregelt sind. Eine solche Fachnorm ist z.B. DIN 18 807 für Trapezprofile im Hochbau.

Ohne Anspruch auf Vollständigkeit wird auf folgende Konstruktionen hingewiesen, bei denen die Nichtbeachtung der Formänderungen zu Schäden führen kann:

- Biegeträger, die andere Bauteile abfangen (Zwängungen in den abzufangenden Bauteilen, z.B. Auflagerung von Spannbeton-Hohlplatten, Mauerwerkswänden oder Verglasungen auf biegeweichen Stahlträgern).
- Biegekonstruktionen in Dächern (Vergrößerung der planmäßigen Lasten, z.B. bei Bildung von Schnee- und Wassersäcken auf Flachdächern).
- Verbasträger von Baugruben (vertikale Setzungen des Geländes als Folge der horizontalen Verformungen der Verbasträger).
- Bauteile im Außenbereich (Temperaturzwängungen)
- Kranbahnträger

Lediglich wenn eine wesentliche Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit wegen zu großer Formänderungen zu erwarten ist, sollte ein entsprechender Hinweis in den Prüfbericht aufgenommen werden, ggf. mit dem Hinweis, dass Belange der Standsicherheit hierdurch nicht berührt sind.

Zu beachten ist hierbei ggf. Element (705) der DIN 18 800-1:2008-11.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>05 / 008</b>	<b>Sept. 2015</b>	 <b>Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik e.V.</b>
Metallbau / Verbundbau		DIN EN 1993	
<b>Rippenlose Trägerverbindungen bei nicht vorwiegend ruhenden Lasten</b> Anwendungsbedingungen für „Typisierte Verbindungen im Stahlhochbau“ bei nicht vorwiegend ruhenden Lasten			

Die Regelungen zur Konstruktion rippenloser Trägerverbindungen oder Stützen-Riegel-Verbindungen basieren auf der Plastizitätstheorie und dürfen nur für vorwiegend ruhende Beanspruchungen uneingeschränkt angewendet werden.

Insbesondere die angenommene Lastverteilung unter einem Winkel von 1:2,5 bis 1:3,5 in plattenartig beanspruchten Blechen kann sich nur bei Ausnutzung von plastischen Reserven einstellen.

In Anlehnung an die Formulierungen der DIN EN 1993-6 sollten für nicht vorwiegend ruhende Beanspruchungen Ausbreitmaße von 1:1 nicht überschritten werden, die Spannungsnachweise sollten nach der Elastizitätstheorie geführt werden.

Bei einem geringen Anteil nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung bzw. bei geringen Lastwechselzahlen können die Nachweise im Ultimate Limit State (ULS) auf Grundlage der Plastizitätstheorie geführt werden, wenn auf Gebrauchslastniveau die Fließgrenze nicht erreicht wird.

Der Einfluss einer möglichen Materialermüdung ist bei der Nachweisführung zu beachten.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>05 / 027</b>	<b>Dez. 2013</b>	 <b>Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.</b>
Metallbau / Verbundbau		DIN EN 1991-1-1	
<b>Berechnung von Gitterrosten</b>			

Für die Standsicherheitsnachweise von Gitterrosten mit einer Verwendung im bauaufsichtlichen Bereich gelten die Festlegungen der DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12. Insbesondere sind die Nachweise für Einzellasten für eine Aufstandsfläche von 5 x 5 cm zu führen.

Den Standsicherheitsnachweisen in der Richtlinie „Gitterroste Gütesicherung RAL-GZ 638“, Ausgabe Mai 2005 liegen Aufstandsflächen von 10 x 10 cm bei Gitterroststufen bzw. 20 x 20 cm bei Podestrosten zugrunde. Bemessungstabellen oder -diagramme für Gitterroste, die auf diesen Aufstandsflächen basieren, sind im bauaufsichtlichen geregelten Bereich nicht verwendbar.



## Stabilisierung von Pfetten und Wandriegeln aus Kaltprofilen durch Sandwichelemente

Pfetten und Wandriegel aus dünnwandigen, kaltgeformten Profilen haben mittlerweile eine starke Verbreitung gefunden. Sie sind in der Regel auf die Aussteifung durch die Dacheindeckung bzw. die Wandverkleidung angewiesen.

Während früher überwiegend bauaufsichtlich zugelassene Systeme eingesetzt wurden, werden die Standsicherheitsnachweise zunehmend mittels EDV-Programmen nach Biegetorsionstheorie II. Ordnung geführt. Die Programme berücksichtigen seitliche Bettungen und Drehbehinderungen über Federelemente.

Drehfederkennwerte  $C_{D,A}$  für eine Stabilisierung mit Sandwichelementen sind im NCI zu 10.1.5.2 (2) der DIN EN 1993-1-3 geregelt. Die angegebenen Werte gelten für Auflast. Für den Lastfall „abhebende Kräfte“ (Windsog, Unterwind) gibt die Norm keine Hinweise.

Am Druckgurt seitlich ungestützte Pfetten oder Wandriegel weisen eine stark reduzierte Tragfähigkeit auf. Die seitliche Stützung ist für einen wirtschaftlichen Einsatz deshalb essentiell.

Zur Stabilisierung des Druckgurtes von Pfetten oder Wandriegeln gegen seitliches Ausweichen kann die Schubsteifigkeit der Sandwichelemente in Ansatz gebracht werden, wenn diese direkt am Profil befestigt sind. Hierzu verweist DIN EN 1993-1-3 im NCI zu 10.1.1 (6) auf ein Berechnungsverfahren /1/, mit dem Werte für die Schubsteifigkeit und Beanspruchungen in den Verbindungen ermittelt werden können. Nachdem der günstige Einfluss einer kraftschlüssigen Verbindung der Sandwichelemente an deren Längsstößen hierbei unberücksichtigt bleibt, liegen die Werte auf der sicheren Seite.

Häufig liegt die Tragwerksplanung für die Unterkonstruktion und die Dacheindeckung bzw. Wandbekleidung nicht in einer Hand. Folgende Hinweise sind aus Sicht des TKA bei einer Stabilisierung der Unterkonstruktion mittels Sandwichelementen (SE) deshalb zu beachten:

- Die in DIN EN 1993-1-3/NA für SE angegebenen Drehbettungswerte setzen voraus, dass Druckkräfte im Auflager zwischen SE und Pfette vorhanden sind. Dies und die Einhaltung der Grenzverdrehung ist für alle Lastfälle zu prüfen.
- Bei indirekter Befestigung ist eine Schubsteifigkeit der SE nicht geregelt.
- Die Verbindungsmittel sind für alle auftretenden Beanspruchungen nachzuweisen.
- Bei geneigten Dachflächen sind für die Aufnahme und die Weiterleitung des Dachschubs rechnerische Nachweise und konstruktive Angaben zur Prüfung vorzulegen.
- Abtriebskräfte, die als Folge von gedrehten Hauptachsen (z-Profile) oder eines Versatzes von Schwerpunkt und Schubmittelpunkt (C-Profile) entstehen, sind zu berücksichtigen.
- Für Sandwichelemente sind Verlegepläne mit Angabe der Verbindungsmittel zur Prüfung vorzulegen.
- Bauteile aus Sandwichelementen nach EN 14509 dürfen gemäß Anlage B 2.2.1/5 zur MVVTB nicht zur Aussteifung von Gebäuden, Gebäudeteilen und baulichen Anlagen herangezogen werden.
- Inwiefern die Erhöhung der Tragfähigkeit einer Kaltprofilpfette der Konstruktionsklasse I nach DIN EN 1993-1-3 durch Sandwichelemente als Bauteil der Konstruktionsklasse II zulässig ist, sollte im Einzelfall in Verbindung mit der angemessenen Wahl einer oder mehrerer der in DIN EN 1990:2010-12, 2.1 (5) angegebenen Maßnahmen beurteilt werden.

/1/ Stabilisierung von Bauteilen durch Sandwichelemente, Stahlbau 81(2012), Heft 12

### Lochspiel bei Schrauben M 12 und M 14 nach EN 1090-2 bzw. EC 3



Bundesvereinigung  
der Prüfingenieure für Bautechnik e.V.

In DIN EN 1090-2, Tabelle 11, ist das Lochspiel für Schrauben und Bolzen in Abhängigkeit vom Schraubendurchmesser angegeben. Das ist konsequent, weil das Lochspiel in seinen mechanischen Auswirkungen in Bezug zum Schraubendurchmesser steht. Das gängige Lochspiel von 2 mm wirkt sich bei einer dünnen Schraube stärker aus als bei einer dicken.

Nach DIN 18800 war ein Lochspiel von 2 mm zulässig, und zwar unabhängig vom Schraubendurchmesser. Gegenüber dem generellen Lochspiel von 1 mm, wie es in DIN 1050 bis ca. 1980 gebräuchlich war, bestand hier eine große Erleichterung für den Einbau in der Praxis.

Für Schrauben M12 und M14 ist in DIN EN 1090-2 ein Lochspiel von 1 mm vorgesehen. In der Fußnote zu Tabelle 11 ist 2 mm Lochspiel erlaubt; die in DIN EN 1993-1-8 daran geknüpften Bedingungen sind jedoch nicht schlüssig, wie im Stahlbau-Kalender 2015 /1/ dargelegt.

Allerdings bestehen auch nach /1/ keine Bedenken, bei Schrauben M12 und M14 ein Lochspiel von 2 mm gemäß der bisherigen Praxis auch weiterhin zuzulassen, wenn es sich um reine *SL-Verbindungen ohne Zugbeanspruchung* handelt (Kategorie A nach DIN EN 1993-1-8) und zusätzlich die Beanspruchbarkeiten auf Abscheren und Lochleibung auf 85 % der Normwerte reduziert werden.

Bei *zugbeanspruchten* Verbindungen ist eine ausreichende Anliegefläche von Kopf und Mutter erforderlich. Diese ist bei 2 mm Lochspiel bei rohen Schrauben M12 und M14 ohne kopfseitige Unterlegscheibe in der Regel zu gering. Wenn Zugkräfte übertragen werden sollen, ist daher die Vorgabe der Norm mit 1 mm Lochspiel einzuhalten. Bei ausreichend großen Unterlegscheiben oder bei HV-Schrauben mit großer Schlüsselweite ist die Anliegefläche ausreichend, um auch bei 2 mm Lochspiel Zugkräfte zu übertragen.

Ungünstige Auswirkungen aus dem Schraubenschlupf sind erforderlichenfalls zu berücksichtigen.

/1/ Schmidt, H.; Hüller, V.; Machura, G.: Fertigung und Errichtung von Stahltragwerken – praktische Umsetzung der neuen Regelungen nach DIN EN 1090, S. 339

**Blechformteile im Holzbau**



**Koordinierungsausschuss**  
der Prüfer und  
Prüferinnen für  
Standsicherheit in Bayern

Im Holzbau werden Blechformteile unter anderem verwendet, um Holzbalken mit anderen Balken als Trägerrost zu verbinden oder mit Stützen als Rahmen oder mit Betonbauteilen. Für diese Blechformteile gibt es technische Regeln in Form von europäischen technischen Bewertungen (ETA). Diese Bewertungen werden erstellt auf der Grundlage einer europäischen Prüfvorschrift EAD 130186-00-0603 „Three-Dimensional Nailing Plates“ vom Nov. 2012 (früher: ETAG 015 „Blechformteile“).

Die traditionellen Blechformteile wie Balkenschuhe sind aus dünnem Stahlblech von ca. 2 mm Dicke gefertigt. Sie sind dadurch in der Lage, Zusatzbeanspruchungen durch aufgezwungene Verdrehungen (Auflagerdrehwinkel der Balken) mittels plastischer Verformungen abzubauen. Dies ist Grundlage für die übliche Rechenannahme einer gelenkigen Bauteilverbindung. Die plastische Verformbarkeit ist aber auch implizite Voraussetzung für eine Bewertung nach EAD 130186-00-0603.

Daneben gibt es neuere Arten von Formteilen, die aus wesentlich dickeren Stahlblechen (ca. 10 mm) oder auch aus Aluminium hergestellt sind. Auch für diese Formteile gibt es ETAs auf der Grundlage von EAD 130186-00-0603, obwohl die plastische Verformbarkeit nicht bei allen Produkten in ausreichendem Maße vorhanden ist. Deshalb sind im Rahmen der Tragwerksplanung genauere Berechnungen und Zusatzmaßnahmen erforderlich, insbesondere dann, wenn die Formteile mehr als die halbe Höhe des angeschlossenen Trägers einnehmen oder höher als ca. 150 mm sind.

<p>Biegeweiche Formteile Blechdicke ca. 2mm</p>	
<p>Starre Formteile Blechdicke ca. 10mm oder mehr</p>	

Bild 1: Beispiele für Arten von Blechformteilen

Wenn die Ausbildung eines echten oder eines plastischen Gelenks nicht möglich ist, sind solche starren Formteile statisch als biegesteife Verbindung zu betrachten – auch wenn dies in der jeweiligen ETA so nicht hervorgehoben wird. Die Schnittgrößen sind entsprechend am statisch unbestimmten System zu berechnen, siehe Bild 3. Da die Formteile in der Regel jedoch nur eine sehr geringe Biegetragfähigkeit aufweisen, müssen die Biegemomente durch zusätzliche Bauelemente wie z.B. Zuglaschen an Ober- oder Unterseite aufgenommen werden.

Das Vorzeichen des Biegemoments im Anschluss ist abhängig vom statischen System und der Belastung sowie von der Breite des Hauptträgers. Wenn die statische Berechnung mit einem Stabwerksprogramm erfolgt, wird empfohlen, an der Stelle des Blechformteils einen zusätzlichen Knoten einzugeben, um auf diesem Weg die Schnittgrößen des Blechformteils direkt zu erhalten.

Zur Abgrenzung zwischen biegeweichen und starren Blechformteilen kann folgende Abschätzung herangezogen werden (siehe Bild 2):

Bei Einfeldträgern mit einer Verformungsbegrenzung im GZG auf  $f \leq \ell/200$  tritt ein Auflagerdrehwinkel  $\alpha \approx 0,02$  auf. Für den hier zu betrachtenden Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT bedeutet dies  $\alpha \approx 0,03$ . Damit muss ein Blechformteil eine plastische Verformung  $u = h_F \cdot \tan \alpha \approx 0,03 \cdot h_F$  ermöglichen, damit es als gelenkige Verbindung betrachtet werden kann.

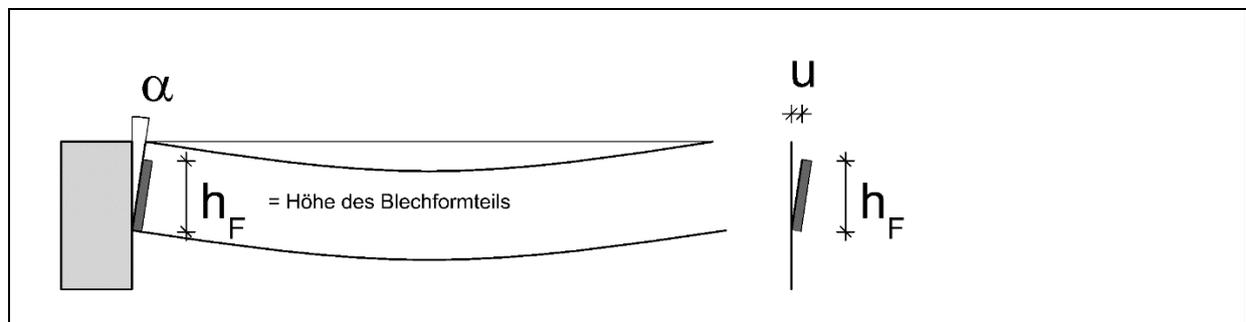
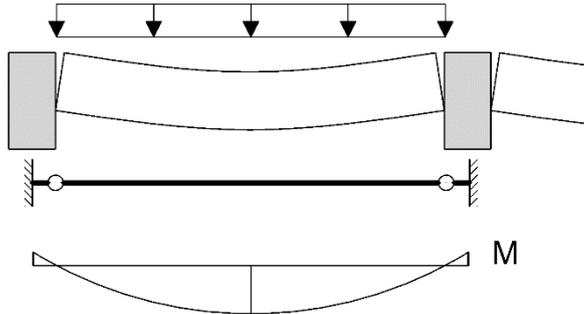
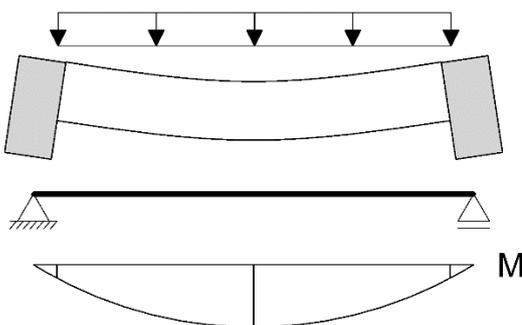


Bild 2: Abschätzung der Verformung

a) Biegeweiche Blechformteile, Hauptträger mit Gabellagerung



b) Starre Blechformteile, Hauptträger ohne Gabellagerung (statisch bestimmtes System)



c) Starre Blechformteile, statisch unbestimmtes System

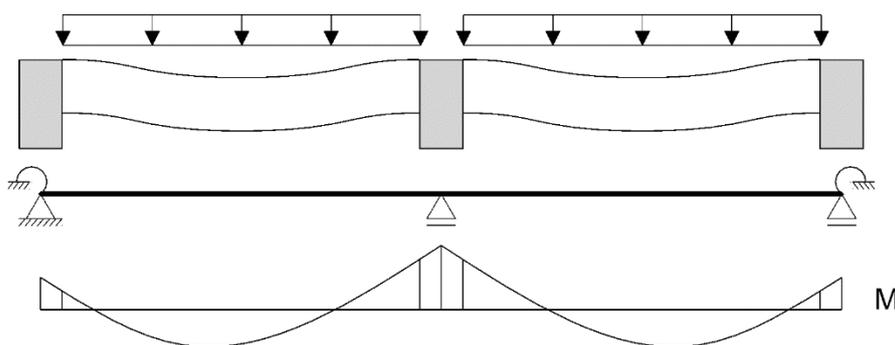


Bild 3: Beispiele für die Anwendung in unterschiedlichen statischen Systemen die Verformung ist zur Verdeutlichung überhöht dargestellt

## Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Bauteilen (HBV)

### 1. Allgemeines

DIN CEN/TS 19103 [1] enthält Hinweise zur Berechnung und Bemessung von HBV-Bauteilen ergänzend zu Eurocode 5. Die Norm DIN CEN/TS 19103 ist nicht bauaufsichtlich eingeführt, sie kann aber als Fachliteratur angesehen werden. Maßgebend bleiben im Zweifel die bauaufsichtlich eingeführten technischen Baubestimmungen.

Beim Kriterienkatalog nach Anlage 2 der Muster-BauVorIV sind Holz-Beton-Verbund-Decken als eine besondere Bauart im Sinne des Kriteriums 8 anzusehen.

### 2. Bauartgenehmigung

Sofern für die gewählten Verbindungsmittel ein bauaufsichtlicher Verwendbarkeitsnachweis mit Angaben zu Steifigkeit und Bemessung vorliegt, kann bei Beachtung dieser Technischen Mitteilung auf eine gesonderte Bauartgenehmigung (aBG oder vBG) verzichtet werden.

Eine vorhabenbezogene (oder allgemeine) Bauartgenehmigung wird jedoch erforderlich in folgenden Fällen:

- wenn mechanische Eigenschaften von Verbindungsmitteln durch Prüfungen ermittelt werden, siehe DIN CEN/TS 19103 (10.2)
- wenn die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Ansatz einer Betonzugtragfähigkeit erfolgt, wie dies in Gl. (8.2) von DIN CEN/TS 19103 angegeben wird

Für Kerfen findet man Steifigkeitswerte in DIN CEN/TS 19103. Auch wenn diese Norm bisher nicht bauaufsichtlich eingeführt ist, bestehen aus statischer Sicht keine Bedenken gegen die Verwendung der Steifigkeitswerte in Gl. (10.12). Allerdings sind die Angaben wie folgt zu präzisieren:

$$\frac{K_{ser}}{b_n} = \begin{cases} 1000 \frac{N/mm}{mm} & \text{für } h_n = 20mm \\ 1500 \frac{N/mm}{mm} & \text{für } h_n \geq 30mm \end{cases} \quad (10.12)$$

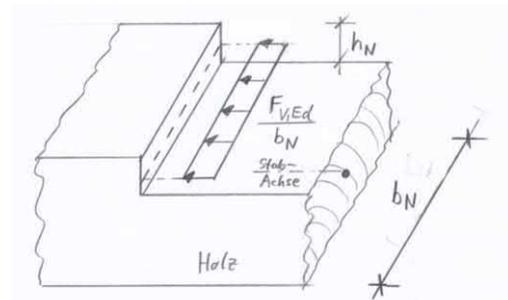
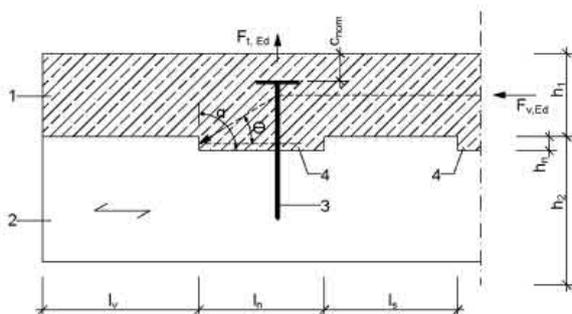


Abb. 1: Bezeichnungen nach Bild 10.2 der DIN CEN/TS 19103 und Kerfenbreite  $b_n$

**Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Bauteilen (HBV)**
**3. Berechnung der globalen Schnittgrößen und Beanspruchungen**

Holz-Beton-Verbund (HBV) ist im Allgemeinen als nachgiebiger Verbund zu behandeln. Mechanische Verbindungsmittel wie Schrauben können dabei als kontinuierlicher Verbund oder als einzelne Verbindungselemente abgebildet werden; die Verbindung durch Kerfen sollte durch Einzelelemente erfasst werden.

Für die statische Berechnung und Bemessung von HBV-Decken können Stabwerksmodelle (oder Flächenmodelle) verwendet werden, siehe Abb. 2. Dabei werden der Betonquerschnitt und der Holzquerschnitt als getrennte Stäbe (oder Flächen) abgebildet, natürlich mit Beachtung des realen Abstands der Schwerachsen. Bei der Verwendung von Stabwerkselementen kann der nachgiebige Verbund als einzelne punktförmige Federn modelliert werden. Bei Verwendung von Flächenelementen entsprechen die Kerfen einer linienförmigen Bettung. Der Abstand der Schwerachsen kann als starrer Hebel angesetzt werden; die Steifigkeit der Verbindungsmittel kann den bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweisen (z.B. ETA) bzw. der DIN CEN/TS 19103 entnommen werden. Die Höhenlage des Gelenks in den Verbindungen kann unterschiedlich angenommen werden; dies hat geringen Einfluss auf die Größe der Federkraft, ändert aber die lokalen Schnittgrößen.

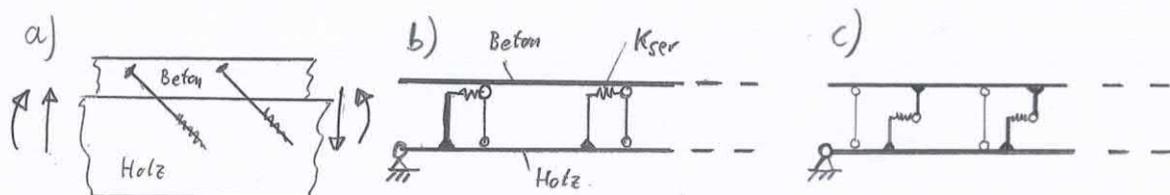


Abb. 2: Beispiel für eine Diskretisierung (globales Stabwerksmodell), auch Modell nach Rautenstrauch genannt

Für die Berechnung der Schnittgrößen gibt es als Alternative zu Stabwerksmodellen noch das  $\gamma$ -Verfahren im Anhang B der DIN EN 1995. Dieses Verfahren wird auch in DIN CEN/TS 19103 beschrieben; es setzt jedoch einen längs der Stabachse kontinuierlichen Verbund voraus und eignet sich deshalb nicht für Bauweisen mit nicht kontinuierlichem Verbund (z.B. Kerfen) oder mit abgestuften Verbindungsmitteln. Im Gegensatz dazu ist die Berechnung mit Stabwerksmodellen allgemein anwendbar und liefert unmittelbar alle wesentlichen Bauteilbeanspruchungen.

Ein wesentliches Unterscheidungsmerkmal ergibt sich daraus, ob die Holzbauteile eine geschlossene Fläche bilden oder ob es sich um einzelne Rippen (Balken) handelt.

Häufig wird für die Last aus dem Betoniervorgang eine Hilfsunterstützung erforderlich, in diesen Fällen genügt es, die Bemessung nur am Gesamtsystem durchzuführen. Andernfalls sind auch Nachweise für den Bauzustand erforderlich.

**Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Bauteilen (HBV)**

Für die Berechnung der Schnittgrößen dürfen als Näherung die Querschnittswerte des ungerissenen Betons verwendet werden; der Zeiteinfluss aus Kriechen ist zu beachten. Darüber hinaus ist Schwinden und Abfließen der Hydratationswärme zu berücksichtigen.

Sofern keine genauere Ermittlung erfolgt, darf für die Verkürzung des Betons infolge des Herstellungsprozesses, also infolge des Abfließens der Hydratationswärme und des anschließenden Schwindens, näherungsweise angenommen werden:

$$\epsilon = \alpha_t \cdot t_s + \epsilon_s \approx -0,4\text{‰} \quad (1)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für diesen Lastfall darf gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (2.4.2.1) zu  $\gamma_{SH} = 1,0$  angenommen werden (abweichend von DIN CEN/TS 19103).

**4. Berechnung der Schnittgrößen bei Zwischenschichten**

Beispielsweise bei HBV-Decken mit einzelnen Holzbalken, also mit Plattenbalkenquerschnitt, wird oft eine zusätzliche Schicht zwischen den Balken und der Betonplatte geplant, z.B. eine tragende Schalung für den Einbau des Betons beim Bauen im Bestand. Solche Zwischenschichten sind sowohl bei der Berechnung der Schnittgrößen als auch bei der Konstruktion und Bemessung der Verbindungsmittel vollständig zu berücksichtigen. Dabei wirkt die Zwischenschicht in Spannrichtung der Decke meist statisch nicht mit (Spannungen quer zur Faser), vergrößert aber den Abstand zwischen den Querschnittsschwerpunkten von Holzbalken und Betonplatte.

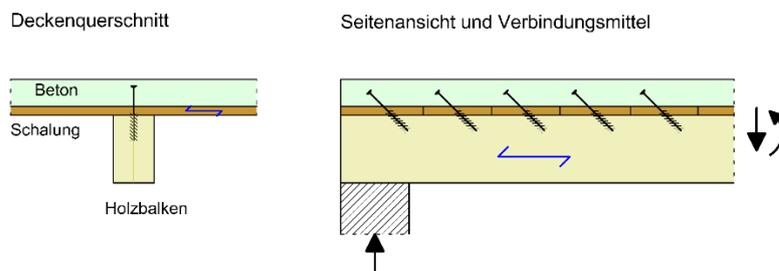


Abb. 3: HBV-Decke mit Zwischenschicht

**5. Baustoffe**

Bei Widersprüchen zwischen Regelungen der DIN CEN/TS 19103 und den nach dem jeweiligen Landesrecht eingeführten Technischen Baubestimmungen sind die Baubestimmungen maßgebend. Dies betrifft insbesondere Betonstahl, für den derzeit DIN 488 gilt.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>E09</b>	<b>Nov. 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Holzbau / Verbundbau		DIN EN 1995-1 DIN CEN/TS 19103	
<b>Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Bauteilen (HBV)</b>			

## 6. Bemessung des Betonquerschnitts und des Holzquerschnitts

Für den Ansatz einer Betonzugfestigkeit bei Deckenplatten und Wänden gibt es derzeit keine eingeführte technische Baubestimmung; abweichend von Gl. (8.2) in DIN CEN/TS 19103 sind deshalb Betonzugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht anzusetzen (Annahme eines gerissenen Querschnitts).

Das Holz hat im Vergleich zum Stahlbeton sehr viel weniger Duktilität. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ist die bei Holz mögliche Krümmung deutlich kleiner als beim gerissenen Stahlbeton. Deshalb kann der Betonstahl in Spannrichtung des Holzes nur mit einem Teil der Streckgrenze angesetzt werden.

Der Betonquerschnitt darf vereinfachend dennoch mit Ausnutzung der Streckgrenze des Betonstahls bemessen werden, wenn seine Teilschnittgrößen mit den ungerissenen elastischen Querschnittswerten ermittelt wurden, und wenn diese Inkonsistenz bei der Holzbemessung wie folgt berücksichtigt wird.

Infolge der Rissbildung im Beton treten Umlagerungen von Schnittgrößen zum Holz auf. Bei näherungsweise Berechnung mit Querschnittswerten des ungerissenen Betons sind deshalb die einwirkenden Spannungen im Holz pauschal zu erhöhen:

- Erhöhung um 30%, wenn Schwinden und Abfließen der Hydratationswärme  $\epsilon = \alpha_t \cdot t_s + \epsilon_s$  rechnerisch erfasst wird,
- Erhöhung um 40%, wenn Schwinden und Abfließen der Hydratationswärme rechnerisch nicht erfasst wird.

Alternativ dürfen die Teilschnittgrößen für den Holzquerschnitt genauer ermittelt werden, indem beim Stabwerksmodell der gerissene Beton als in Längsrichtung nichttragende Schicht (wie Holzlamellen quer zur Spannrichtung) berücksichtigt wird.

Bei den Nachweisen der Biegespannung im Holz ist ggf. die Schwächung des Querschnitts durch eine Kerbe zu beachten.

## 7. Bemessung von auf Zug beanspruchten Gewindeschrauben als Verbindungsmittel

Für die Bauart ohne Kerben (Abb. 2a und 3) enthält DIN CEN/TS 19103 keine spezifischen Hinweise. Die Steifigkeit der Schrauben kann den bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweisen oder der ETA entnommen werden, die der CE-Kennzeichnung zu Grunde liegt. Dort sind auch Angaben zur Tragfähigkeit der Schraubenverbindung im Holz vorhanden. Die allgemeinen Hinweise der DIN CEN/TS 19103 sind im Übrigen auch bei der Bauart ohne Kerben anwendbar.

Die Verankerung der Gewindeschrauben im Holz kann nach den Bemessungsregeln der bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweise oder der der CE-Kennzeichnung zu Grunde liegenden ETA nachgewiesen werden. Der Nachweis der Verankerung im Beton ist ausschließlich über die Betonpressung unter dem Tellerkopf zu führen ohne Ansatz zusätzlicher Verbundspannungen am Gewinde:

**Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Bauteilen (HBV)**

$$F_{t,Rd} = A_{kopf} \cdot f_{cd} \quad \text{mit } A_{kopf} = \frac{\pi}{4} \cdot d_{kopf}^2 \quad (2)$$

Teilgewindeschrauben besitzen i.A. einen größeren Kopf als Vollgewindeschrauben; deshalb sind Teilgewindeschrauben mit Tellerkopf an dieser Stelle zu bevorzugen. Durch die Verwendung der Bruttofläche des Tellerkopfes wird implizit bereits eine gewisse Teilflächenpressung zugrunde gelegt. Eine noch höhere Annahme für die Betondruckfestigkeit ist wegen fehlender Spaltzugbewehrung nicht zulässig.

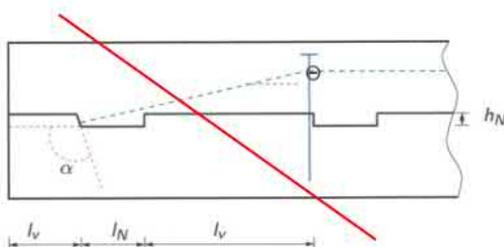
**8. Bemessung der Schrauben und des Knotendetails im Beton bei Kerfen als Verbindungsmittel**

In der Literatur [2 bis 5] der bisherigen Forschungsvorhaben zur HBV-Bauweise wird angegeben, dass kein nennenswerter Beitrag der Schrauben zur Verbundfestigkeit beobachtet wurde. Da bei den Versuchen teilweise nur ein Knotendetail gewählt wurde, weicht das Tragverhalten der Versuche von der Beanspruchung in realen Decken ab. Bei einigen Versuchen wurde die Zugkraft quer zur Stabachse durch die Verspannung der Versuchseinrichtung überdrückt. Die Versuchsergebnisse können deshalb nicht pauschal auf die Bemessung der Schrauben in Deckenkonstruktionen übertragen werden.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind erhebliche Schraubenkräfte für das Gleichgewicht und somit für die Wirksamkeit des Verbunds erforderlich.

Bild 10.2 in DIN CEN/TS 19103 (siehe S.1) ist bezüglich der einwirkenden Schnittgrößen unvollständig. Außerdem führt das im Bild 10.2 dargestellte Stabwerksmodell mit Schraubenanordnung mittig in der Kerfe zu sehr großen rechnerischen Schraubenzugkräften, da sich für übliche Abmessungen ein Winkel  $\theta \approx 45^\circ$  ergibt.

Die Gl. (10.18) in DIN CEN/TS 19103 entspricht einem von Bild 10.2 abweichenden Stabwerksmodell und setzt insbesondere eine andere, sehr spezielle Schraubenanordnung voraus (siehe Abb. 4). Diese Schraubenanordnung ist bisher in der Praxis wenig üblich, weil sie auf der Baustelle fehleranfällig ist. Darüber hinaus wird auch die Untergrenze der DIN EN 1992-1-1/NA verletzt:  $\tan\theta \geq 1/3$  bzw.  $\theta \geq 18,4^\circ$ . Die Gl. (10.18) ist deshalb nach Meinung des Koordinierungsausschusses auf der unsicheren Seite und sogar falsch, wenn diese spezielle Schraubenanordnung in der Norm nicht geometrisch festgeschrieben wird.



dem Mindestwert nach Gleichung (10.18):

$$\theta = \max \left\{ \arctan \frac{0,5(h_c + h_n)}{(l_n + l_s)}; \arctan \frac{h_n}{l_n} \right\}$$

Abb. 4: Unvollständiges Stabwerksmodell; Bild aus [5] und Gl. (10.18) aus DIN CEN/TS 19103 [1]



**Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Bauteilen (HBV)**

Die Nachweise sind an einem geeigneten lokalen Stabwerksmodell zu führen unter Beachtung des globalen Gleichgewichts (Abb. 6 und 7). Aus dem Abstand der Stabachsen von Beton und Holz entstehen bei punktuellen Verbindungen (Kernen) lokale Zusatzmomente. Dabei ist zu beachten, dass sich im Betonquerschnitt örtliche Risse bilden können (Abb. 5), und dass die Streckgrenze des Betonstahls nicht vollständig ausgenutzt werden kann.



Abb. 5: Konsolversagen Beton, aus [7]

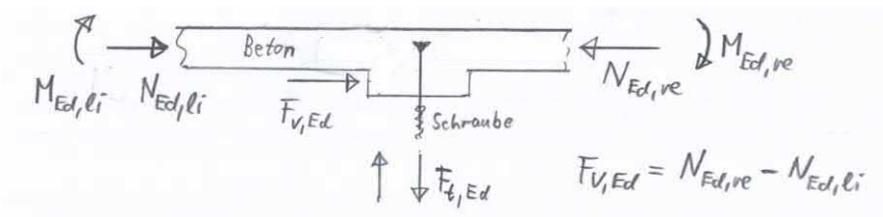


Abb. 6: Schnittgrößen: äußere Kräfte an der Betonknagge

Die Betonknagge selbst kann nicht wie eine Stahlbetonkonsole bemessen werden, sie ist unbewehrt. Deshalb ergeben sich aufwändigere Stabwerksmodelle, welche wesentlich durch die Lage der Schraube beeinflusst werden.

Kräfte an der Schraube der 2. Kerne

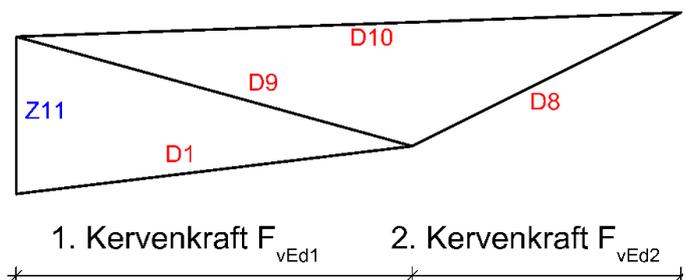
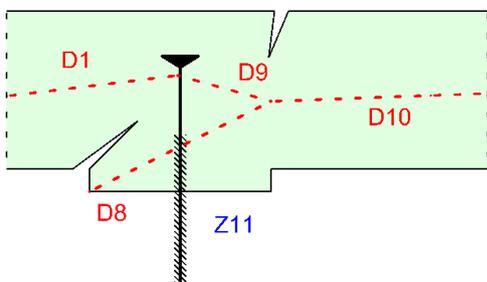


Abb. 7: Bsp. für ein lokales Stabwerksmodell an der 2. Kerne bei mittiger Schraubenanordnung

**Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Bauteilen (HBV)**

Sofern diese aufwändigeren Stabwerksmodelle nicht explizit berechnet werden, ist die Schraubenzugkraft nach Gl. (3) zu ermitteln.

$$F_{t,Ed} = F_{v,Ed} \cdot \tan\theta \quad \text{mit } \theta \geq 30^\circ \quad (3)$$

Die Lage der Schraube ist dabei mittig in der Kerne vorausgesetzt. Die Verankerung der Gewindeschraube im Beton muss entsprechend dem lokalen Betonstabwerksmodell möglichst weit oben in der Betonschicht erfolgen, deshalb sind Schrauben mit Tellerkopf und ausreichender Länge zu verwenden.

**9. Nachweis des Holzes bei Kerven als Verbindungsmittel**

Die Holzknagge kann wie ein Stirnversatz bemessen werden. Die größeren Mindestabmessungen der DIN CEN/TS 19103 sind zu beachten (Abb. 8a).

Im Unterschied zu Stirnversätzen wird hier die Stirnfläche der Knagge nicht geneigt, sondern meist rechtwinklig zur Holzfaser hergestellt. Setzt man die Druckkraft rechtwinklig zur Fuge an (Abb. 8b), so entsteht ein Biegemoment mit Kräften quer zur Holzfaser, welche Querspannungen infolge der Kraft  $Z_q$  im Holz bewirken.

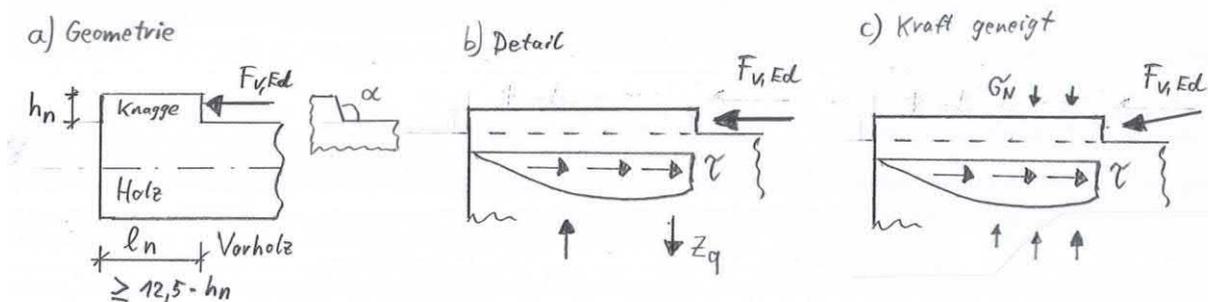


Abb. 8: Kräfte an der Holzknagge

DIN CEN/TS 19103 geht jedoch davon aus, dass die Kontaktkraft schräg zur Stirnseite der Knagge angesetzt werden kann und dass aus der Gesamttragwirkung in der Kontaktfuge zwischen Holz und Beton zusätzliche Druckspannungen  $\sigma_N$  wirken, so dass keine Querspannungen im Holz entstehen (Abb. 8c). Bei  $\alpha = 90^\circ$  setzt dies eine dauerhaft statisch wirksame Reibung an der Stirnfläche der Knagge voraus. Statisch günstiger wäre eine leicht geneigte Stirnfläche  $\alpha \approx 90^\circ + \arctan(h_n/l_n)$ ; dadurch könnte die Reibungskraft deutlich reduziert werden. Ein Unterschneiden der Knagge  $\alpha < 90^\circ$  ist mit Blick auf Querspannungen zu vermeiden.

Es gibt in der Literatur Berichte über einige Versuche zur Bauart mit Kerven [2 bis 5]. Bei den meisten Versuchen wurde die Zugkraft quer zur Holzfaser durch die Verspannung der Versuchseinrichtung überdrückt. Das Nichtvorhandensein von Querspannungen ist aus Sicht des Koordinierungsausschusses deshalb durch diese Versuche nicht ausreichend belegt.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>E09</b>	<b>Nov. 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Holzbau / Verbundbau		DIN EN 1995-1 DIN CEN/TS 19103	
<b>Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Bauteilen (HBV)</b>			

Nach [6] bestehen dennoch keine Bedenken hinsichtlich Querkzugspannungen und Ansatz der Reibung an der Kervenstirn. Diese Einschätzung wird vom Koordinierungsausschuss geteilt unter folgenden Voraussetzungen:

- die Auflagerung der HBV-Decke erfolgt an der Unterseite des Holzes
- in der Kerne wird keine Trennlage angeordnet
- die Schrauben werden ausreichend bemessen (siehe vorhergehender Abschnitt)

#### 10. Allgemeine Konstruktionsregeln, ergänzend zu den Regeln in DIN CEN/TS 19103

1. Bei der Verwendung von Betonstahlmatten ist die Betondeckung nach oben und unten im Bereich der Mattenstöße genau zu überprüfen (gleichzeitiger Längs- und Querstoß in der Mattenecke). Es wird empfohlen, bei Betonschichten von weniger als 10cm Dicke ausschließlich Stabstahl zu verwenden. Alternativ können Betonstahlmatten ohne Überlappung verlegt werden und die erforderlichen Bewehrungsstöße durch Zulagen aus Stabstahl hergestellt werden.
2. Das Holz ist vor Durchfeuchtung zu schützen, insbesondere ist auf den Schutz vor Niederschlag im Bauzustand zu achten. Zwischen Beton und Holz darf im Bereich von Kerven dennoch keine Trennlage (Folie o.ä.) eingelegt werden, damit sich die statisch vorausgesetzte Reibungskraft einstellen kann. Im Übrigen wird auf DIN CEN/TS 19103 Abschnitte 11.1 (3) und 4.3.1.1 (4) verwiesen.
3. Wenn Gewindeschrauben während der Bauarbeiten verbogen werden, dürfen sie nicht mehr zurückgebogen werden, da es sich um hochfeste, aber spröde Stahlsorten handelt. Falls die Einbindetiefe in den Beton durch das Verbiegen nicht mehr ausreicht, sind nach dem Verlegen der Bewehrung zusätzliche Verbundschrauben zu setzen.
4. Im Beton ist eine untere Mindestbewehrung zur Sicherung der Duktilität anzuordnen gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (9.2.1.1). Wegen der geringeren Duktilität und kleineren Krümmbarkeit des Holzes wird empfohlen, die Stahlspannung hierbei nicht mit der Streckgrenze, sondern mit einem geringeren Wert, z.B. mit  $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$  anzusetzen.

#### 11. Zusätzliche Konstruktionsregeln bei Kerven als Verbindungsmittel

5. Die Betondeckung des Tellerkopfes der Schrauben sollte maximal  $c_{nom}$  betragen, der Kopf muss aber satt einbetoniert sein.
6. Die Abstände der Schrauben sollten analog zu den Regeln für Bügel im Beton quer zur Spannrichtung der Decke nicht größer sein als die Dicke der Betonschicht:  $e \leq h_1$ .

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>E09</b>	<b>Nov. 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Holzbau / Verbundbau		DIN EN 1995-1 DIN CEN/TS 19103	
<b>Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Bauteilen (HBV)</b>			

## 12. Vereinfachter Nachweis

Wenn der Nachweis der Tragfähigkeit im GZT für die volle Last alleine mit dem Holzquerschnitt geführt werden kann (ggf. auch in geschwächten Querschnittsbereichen), dann kann auf die in dieser technischen Mitteilung beschriebenen Zusatzmaßnahmen und ergänzenden Nachweise für den Nachweis der Standsicherheit verzichtet werden. Eine Bauartgenehmigung ist dann ebenfalls nicht erforderlich.

## 13. Literatur

- [1] DIN CEN/TS 19103: 2022-02 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – **Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen** – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung CEN/TS 19103:2021
- [2] Birgit Christiane Michelfelder: Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Universität Stuttgart 2006
- [3] Katrin Kudla: Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken. Universität Stuttgart 2017
- [4] Simon Mönch, Ulrike Kuhlmann: Holz-Beton-Verbunddecken – Neue Erkenntnisse für die Bemessung von Decken mit großen Spannweiten oder hohen Lasten. 24. Int. Holzbau-Forum IHF 2018
- [5] Matthias Gerold: Holz-Beton-Verbund – eine Erfolgsgeschichte? Vortragsunterlagen, ohne Datum
- [6] Jörg Schänzlin: Stellungnahmen zum Schreiben vom 13.01.2023 bzgl. Regelungen in DIN CEN/TS19103 – Kervenbemessung. 17.03.2023
- [7] Florian Schönborn, Michael Flach, Jürgen Feix: Bemessungsregeln und Ausführungshinweise für Schubkerven im Holz-Beton-Verbundbau. Beton- und Stahlbetonbau 6/2011, Ernst&Sohn Berlin
- [8] Jörg Schänzlin: Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Dissertation Stuttgart 2003
- [9] Jörg Schänzlin: Eurocode 5:2022 – Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken. In: R. Görlacher, C. Sandhaas (Hrsg.): Karlsruher Tage 2018 – Holzbau. KIT Scientific Publishing 2018



### Querzugspannungen in Holzbauteilen

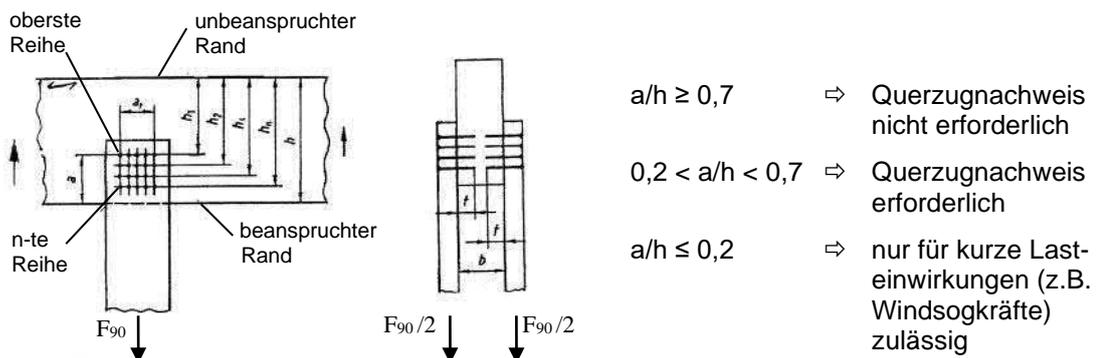
Es wird auf die Erfassung von Querzugspannungen im Detail hingewiesen.

#### 1. Gekrümmte Brettschichtträger

Der Nachweis erfolgt nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 u. /NA, Abschnitt 6.4 bzw. 6.4.3.

#### 2. Querzug bei Queranschlüssen und Ausklinkungen

Durch angehängte Lasten, Nebenträgeranschlüsse und ähnliches werden örtlich Querzugspannungen hervorgerufen. Die daraus resultierende zulässige Querzugbelastung kann geringer sein als die zulässige Last der Verbindungsmittel selbst. Ungünstige Fälle sollten nach der Fachliteratur untersucht werden. In den Zulassungsbescheiden für Nagelplatten und Balkenschuhe sind vereinfachte Nachweise bereits vorgeschrieben.



(nach DIN 1052: 2008-12 Bild 32)

An den Trägerenden ist die Krafteinleitung oft mit Querzugspannungen verbunden. Bei First- und Fußgelenken sollte daher der Anschluss die Biegezugzone des Trägers erfassen.

Die Bemessung evtl. erforderlicher Querzugverstärkungen kann nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, NCI NA 6.8.2 (Queranschlüsse) und NCI NA 6.8.3 (Ausklinkungen) erfolgen.

#### 3. Nachweis für ausgeklinkte Endauflager

Der Nachweis erfolgt nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 u. /NA, Abschnitt 6.5.

**Anwendung von Windrispenbändern**

Bundesvereinigung  
der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.

Windrispenbänder aus feuerverzinktem Stahlblech sind vorgesehen zur Aussteifung von üblichen Dachstühlen im Wohnungsbau. Die rein schematische Angabe „Windrispenbänder“ in den Plänen ist nicht ausreichend. Zumindest bei Dachstühlen mit größeren Giebelflächen sind rechnerische Nachweise vorzulegen, da Windrispen Bestandteile aussteifender Verbände sind. Von verschiedenen Firmen herausgegebene Bemessungshilfsmittel mit konstruktiven Hinweisen sind mit der notwendigen kritischen Einstellung anzuwenden. Die Erfahrung zeigt, dass Windrispenbänder, auch wenn sie mit Spanngeräten eingebaut wurden, nicht auf Dauer straff bleiben (z.B. infolge Temperaturunterschiede während der Nutzungsdauer). Zur Aussteifung der Dachflächen von Ingenieur-Holzbaukonstruktionen sind sie ohne besondere (Eignungs-) Nachweise nicht geeignet.

In Erdbebenzone 1 wird aufgrund möglicher Erdbebenbeanspruchungen empfohlen, zusätzlich zur kreuzweisen Anordnung der Rispenbänder (Spanngerät verwenden) eine Schalung aufzubringen. Denkbar wäre auch die Verwendung von entsprechend zugelassenen Holzfasertafeln, die gleichzeitig die Dämmwirkung erhöhen und als Scheibe nach DIN EN 1995 dienen können. Aus dem gleichen Grund sind bei Gebäuden in den Erdbebenzonen 2 und 3 Windrispenbänder als alleinige Maßnahme zur Aussteifung nicht geeignet. Hier wird dringend die Aussteifung über Verbände aus Rundstahldiagonalen mit Spannschlössern, Dachscheiben aus Holzwerkstoffplatten oder diagonal angeordnete Bretter empfohlen.

**Rechnerische Nachweise (Ausführliche Hinweise in [1])**

- Für den Anschluss des Windrispenbandes sind die erforderliche Anzahl der Nägel und eine ausreichende Anschlussfläche nachzuweisen. Eine Vergrößerung der Anschlussfläche durch Umschlagen des Windrispenbandes auf die Rückseite des Holzes darf zur Kraftübertragung nicht angesetzt werden. Gegebenenfalls muss die Anschlussfläche durch kraftschlüssig befestigte Beihölzer vergrößert werden.
- Der Anschluss der Beihölzer sowie die Weiterleitung der Kraft des Windrispenbandes in den Gurt bzw. Pfosten eines Wind- und Aussteifungsverbandes ist rechnerisch zu verfolgen und durch entsprechende Verbindungsmittel sicherzustellen.
- Wesentliche infolge von Ausmittigkeiten entstehende Schub-, Biege- und Torsionsspannungen sind zu ermitteln und mit den Spannungen aus Pfetten- bzw. Fachwerkwirkung zu überlagern. Des Weiteren sind am First auftretende Umlenkkräfte zu beachten.

**Konstruktive Durchbildung**

- Gekreuzte, druckschlaffe Rispenbänder über die gesamten Dachflächen sind konstruktiv zu vermeiden, da sie in statischer Hinsicht weitgehend wirkungslos sind. Es wird empfohlen, pro Dachfläche zwei paarweise gekreuzte Windrispenbänder zu verwenden. Hierdurch wird die Robustheit der Aussteifung in Längsrichtung des Daches konstruktiv erhöht. Die Lage der Windrispenbänder ist ggf. auch auf die vertikal aussteifenden Bauteile abzustimmen.
- Wegen der großen Ausmittigkeiten an den Knoten und der ungleichen Lastverteilung auf die Einzelbänder sollten nicht mehr als zwei nebeneinanderliegende Windrispenbänder verwendet werden.
- Die Windrispenbänder sind kraftschlüssig einzubauen, der Durchhang durch Zwischenunterstützungen zu begrenzen. Spanngeräte (-schlösser) können verwendet werden, wenn ihre Tragfähigkeit rechnerisch oder durch ein Prüfzeugnis einer anerkannten Prüfanstalt belegt wird.

**Anwendung von Windsrispenbändern**

- Windrispenbänder sind so einzubauen, dass sie während der Nutzungsdauer nicht der direkten Sonneneinstrahlung und damit großen Temperaturschwankungen ausgesetzt sind.
- Die Windrispenbänder dürfen an den Enden nicht umgeschlagen werden. Zur Erhöhung der Nagelfläche und der erforderlichen Nagelabstände sind stattdessen Beihölzer kraftschlüssig an die Sparren zu befestigen.
- Der Korrosionsschutz ist in DIN EN 1995-1-1, Abs. 4.1 und Tab 4.1 sowie DIN SPEC 1052-100 geregelt.
- Auf Lasteinleitungen über den Dachlatten sollte im üblichen Wohnungs- und Geschossbau verzichtet werden.
- In den Plänen sind folgende Angaben erforderlich:
  - a) Querschnitte der Rispenbänder
  - b) Zahl der Nägel an den Kreuzungspunkten mit den Sparren, i.d.R.  $n = 2$ .
  - c) Angaben zur Endverankerung im Bereich der First und/oder Mittelpfetten und an der Fußschwelle. Die erforderlichen Verbindungsmittelabstände und Zugverankerungen sind darzustellen. Aufgrund der geforderten Mindestabstände nach DIN EN 1995-1-1 dürfen u.U. nicht alle Löcher ausgenagelt werden.
  - d) Hinweis auf die erforderliche Verwendung von Spanngeräten beim Einbau der Rispenbänder.

## Literatur

[1] DIN 1052 Praxishandbuch Holzbau – 2. überarbeitete Auflage 2010

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>06 / 009</b>	<b>Dez. 2013</b>	 <b>Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.</b>
Holzbau		DIN EN 1995-1-1	
<b>Holzpfeifen auf Stahlkonstruktionen</b>			

Holzpfeifen werden auch auf Stahlkonstruktionen befestigt. Da jedoch zwischen Holz und Stahl im Allgemeinen Kräfte aus Windlast bzw. Stabilisierungskräfte zu übertragen sind, muss die Nachgiebigkeit dieser Verbindungen gering bleiben. Schraubenbolzen allein scheiden daher bei Dauerbauten aus (DIN EN 1995-1-1 / NA: 2013-08, NCI NA.8.5.3 (NA.4)).

1. Bei Holzpfeifen, die zur Stabilisierung von Stahlkonstruktionen dienen, kommen als Verbindung mit Stahl i.d.R. in Frage:
  - a) Einseitige Dübel Typ C2 und C11 nach DIN EN 1995-1-1: 2010-12, Abs. 8.10 / NA: 2013-08 NCI zu 8.10
  - b) Passbolzen
  - c) Holzschrauben und Sondernägeln
2. Bei Holzpfeifen, die auch als Pfosten im Dachverband wirken,
  - a) ist besonders auf die Standsicherheit der Stahlkonstruktion bei Montagezuständen zu achten. Sie ist daher i.d.R. gleichzeitig mit den Stahlteilen zu montieren.
  - b) Ferner muss die Maßgenauigkeit der Verbände und das Ausrichten der Gurte mit Rücksicht auf evtl. Abtriebskräfte gewährleistet sein.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>06 / 011</b>	<b>Januar 2022</b>	 <b>Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.</b>
Holzbau		DIN EN 1995	
<b>Satteldachträger mit hochgesetzter Trockenfuge</b>			

Es besteht Veranlassung, auf Schwierigkeiten im Zusammenhang mit der Prüfung von Satteldachträgern aus Brettschichtholz (BSH) mit hochgesetzter Trockenfuge hinzuweisen (Stichworte: Nebenfirst, kombiniertes BSH, Querzug-Verstärkung). Hinweis: Im Bereich des lose aufgesattelten Firstkeils sind nach Möglichkeit keine Wind- und Aussteifungsverbände anzuschließen.

### **Unverstärkte Satteldachträger mit lose aufgesatteltem First und Nebenfirsten**

(in Anlehnung an EN 1995-1-1:2010-12 + A2:2014-07 (D))

**Abb. 1 a)** und **Abb. 1 b)** zeigen die beiden Trägerformen, deren Bemessung in DIN EN 1995-1-1:2010-12, Abs. 6.4.3, Bilder 6.9(c) und 6.9(b) geregelt ist. Aus wirtschaftlichen Erwägungen wird in der Regel kombiniertes BSH verwendet; außerdem wird - im Vergleich **Abb. 1 b)** mit **Abb. 1 c)** - die dem Bild 6.9(b) der Norm entsprechende Trockenfuge von ausführenden Firmen oft nach oben gesetzt). Dabei wird häufig nicht beachtet, dass hier weitere geometrische Unstetigkeiten entstehen. Auch gibt es für diese Geometrie keine geregelten Nachweise. Unter Zuhilfenahme der Literatur könnte man sich – für Brettschichtholzträger mit Rechteckquerschnitt – die Bemessung jedoch wie folgt vorstellen:

**Abb. 2** zeigt vergrößert die Trägerhälften von **Abb. 1 c)** aus kombiniertem BSH, beispielhaft im Firstbereich Gl28c. Diese wurden jeweils in drei Bereiche unterteilt:

Im **Bereich I** können die Nachweise für den trapezförmigen Pultdachträger wie bisher erfolgen (Gl. 6.38 ff). Allerdings ist bei einem inhomogenen, dann nicht mehr symmetrischen Trägeraufbau (**Abb. 2 rechte Trägerhälfte**) entweder die Verbundtheorie anzuwenden oder der Spannungsnachweis mit der geringeren Holzgüte zu führen.

Wenn am oberen, schräg angeschnittenen Rand die Biegefestigkeiten für kombiniertes Brettschichtholz Gl28c ausgenutzt werden sollen, müssen an der Stelle (max. M/W) im oberen Sechstel des Querschnitts die höherfesten Lamellen der Sortierklasse C35 angeordnet werden (**Abb. 2 linke Trägerhälfte**).

Im Übergangsbereich zwischen den dargestellten Schnitten mit ausgenutzten Randspannungen für Gl28c und Gl24h (Schnitte C in **Abb. 2**) wird eine lineare Abnahme der C35-Lamellen als statisch unbedenklich angesehen.

Bei den hier beschriebenen (kombinierten) Trägerbauarten sind die Lamellenpläne zur Prüfung vorzulegen.

Im Auflagerbereich wird auf die mögliche Erfordernis eines Schubspannungsnachweises vor der Gabel infolge Querkraft und Torsionsmoment hingewiesen (siehe DIN EN 1995-1-1/NA NCI zu 9.2.5.3:  $\lambda_{ef} \leq 225$ ).

Im **Bereich III** (Nachweis als gekrümmter Träger konstanter Höhe mit Faseranschnittswinkel  $\alpha = 0$  und  $h^*_{ap} = \text{const.}$ ; Gl. 6.41 ff) muss die Länge  $l_{III}$  bis zum First mindestens  $h^*_{ap}$  betragen; höher darf eine Trockenfuge nicht gesetzt werden. Im vorliegenden Beispiel **Abb. 1 c)** beträgt  $h^*_{ap} = 90,9$  cm.

Ferner erfolgt die Kippaussteifung der Binder i.d.R. durch Pfetten und Verbände in der Obergurtebene. Bei einer Trockenfuge (**Abb. 1 b)** und **Abb. 1 c)** ist es daher erforderlich, dass die Verbindung des lose aufgesattelten Firstkeils mit dem kippgefährdeten Binder bemessen wird.



## Satteldachträger mit hochgesetzter Trockenfuge

Im **Bereich II** ist am oberen schräg angeschnittenen Rand die Spannungsinteraktion an der maßgebenden Stelle ( $\max(M/W)$ ) mit Gl. (6.38 ff) der DIN EN 1995-1-1 nachzuweisen.

An der Stelle der **Nebenfirste (Übergang Bereich III zu Bereich II)** bewirkt die geometrische Unstetigkeit im Schnitt B Umlenkkräfte, in dem Bereich zwischen den Schnitten B und C sind die Interaktion am angeschnittenen oberen Trägerrand sowie die Krümmung des Trägers und somit Querspannungen und erhöhte Biegerandspannungen (Gl. 6.41 ff) unten zu beachten. Für diesen Bereich wird folgende Vorgehensweise vorgeschlagen:

Behandlung der Umlenkkräfte im Schnitt B näherungsweise wie im Firstquerschnitt eines Satteldachträgers mit gekrümmtem Untergurt und aufgeleimtem Firstkeil (DIN EN 1995-1-1, Bild 6.9(c)). Als maßgebender Winkel  $\alpha$  kann hier entsprechend der Literatur die Hälfte des Differenzwinkels ( $\delta - \varepsilon$ ), also des Knickwinkels am oberen Rand, angenommen werden. Normgemäß werden nachgewiesen:

- die Querspannungen mit  $k_{vol}$  und  $k_{dis}$  gemäß Gl. (6.50 ff)  
 Entsprechend Eurocode 5, Gl. (6.51) mit Bild 6.9, ist der Nachweis mit dem querzugbeanspruchten Volumen  $k_{vol}$  (und nicht mehr mit der querzugbeanspruchten Höhe  $k_h$  wie in DIN 1052:2008-12) zu führen. In Ermangelung genauere Kenntnisse und experimenteller Untersuchungen zum Faktor  $k_{vol}$  sollte weiterhin der gesamte, im EC 5 definierte, querzugbeanspruchte Bereich II-III-III-II (siehe Abb. 1 c) herangezogen werden. Der Wert  $k_{dis}$  ist mit 1,7 bzw. 1,4 für kurze gekrümmte Bereiche gemäß Gl. (6.52) in Ansatz zu bringen.
- die Längsspannungen am Biegezugrand Gl. (6.41) mit  $k_l$  gemäß Gl. (6.43)

Vergleichsrechnungen zu den gängigen, häufig schlecht prüfbar EDV-Programmen ergaben, dass für einen Träger nach Abb. 1 c) oft die Nachweise im Bereich II maßgebend werden. Dies erfordert häufig Querzugverstärkungen in den Bereichen II und III.

Für nicht rechteckige Querschnitte sind gesonderte Nachweise zu führen.

### Verstärkung Satteldachträger mit lose aufgesatteltem First und Nebenfirsten

(nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08)

Das deutsche NA kennt Regelungen zur Verstärkung von Satteldachträgern entsprechend Abb. 1 a und Abb. 1 b mit querzugbeanspruchten Bereichen. Diese Angaben lassen sich unter Berücksichtigung der vorgenannten Angaben zu unverstärkten Satteldachträgern auf Satteldachträger mit hochgesetzter Trockenfuge (Abb. 1 c) übertragen. Hierbei ist wichtig darauf hinzuweisen, dass die Querzugverstärkungen anders als sonst üblich (üblich: vom First (Schnitt A-A in Abb. 1) nach außen hin abnehmend) anzuordnen sind.

In /3/ sind folgende Angaben enthalten, wie Querzugverstärkungen anzuordnen und zu bemessen sind:

1. Ermittlung der Verstärkung im Bereich der Nebenfirste (konstruktive oder vollständige Verstärkung) mittels der Querspannungen im Nebenfirst (Übergang Bereich II-III). Anordnung der ermittelten Verstärkung zwischen Nebenfirst und First (Bereich III) über eine Länge von mindestens  $2 \cdot h_{ap}$ , wobei ein Verstärkungselement direkt im Nebenfirst (NF) angeordnet werden sollte. Anordnung der ermittelten Verstärkung außerhalb der Nebenfirste (Bereich II) über eine Länge von mindestens  $h_{ap}$  (vgl. Abb. 2).

**Satteldachträger mit hochgesetzter Trockenfuge**

2. Ermittlung der Verstärkung im Bereich des Firstes (konstruktive oder vollständige Verstärkung) mittels der maximalen Querkzugspannungen im Firstbereich (Bereich III). Anordnung dieser Verstärkung über den verbleibenden gekrümmten Bereich zwischen den Nebenfirten sowie über die verbleibenden gekrümmten Bereiche außerhalb der Nebenfirten.
3. Sollte sich unter 2. (d.h. im gekrümmten Firstbereich) eine dichtere Anordnung von Verstärkungselementen ergeben als unter 1. (in den Nebenfirten), so ist diese über den gesamten gekrümmten Bereich anzuordnen.

**Literatur:**

- /1/ von Roth, W.; Butenschön, B. 1990  
Rechnerische Querkzugspannungen von gekrümmten Brettschichtholzträgern.  
In: Bauen mit Holz (1990), Heft 8, S. 581 – 584
- /2/ BLUMER, H. 1972/1979  
Spannungsberechnungen an anisotropen Kreisbogenscheiben und Sattelträgern konstanter Dicke.  
Veröffentlichung der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine,  
Technische Universität Fridericiana Karlsruhe
- /3/ DIETSCH, P.; WINTER, S. 2015  
Untersuchung von nicht im Eurocode 5 geregelten Formen von Satteldachträgern im Hinblick auf den Nachweis der Querkzugspannungen.  
Schlussbericht  
Technische Universität München, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktionen



Satteldachträger mit hochgesetzter Trockenfuge

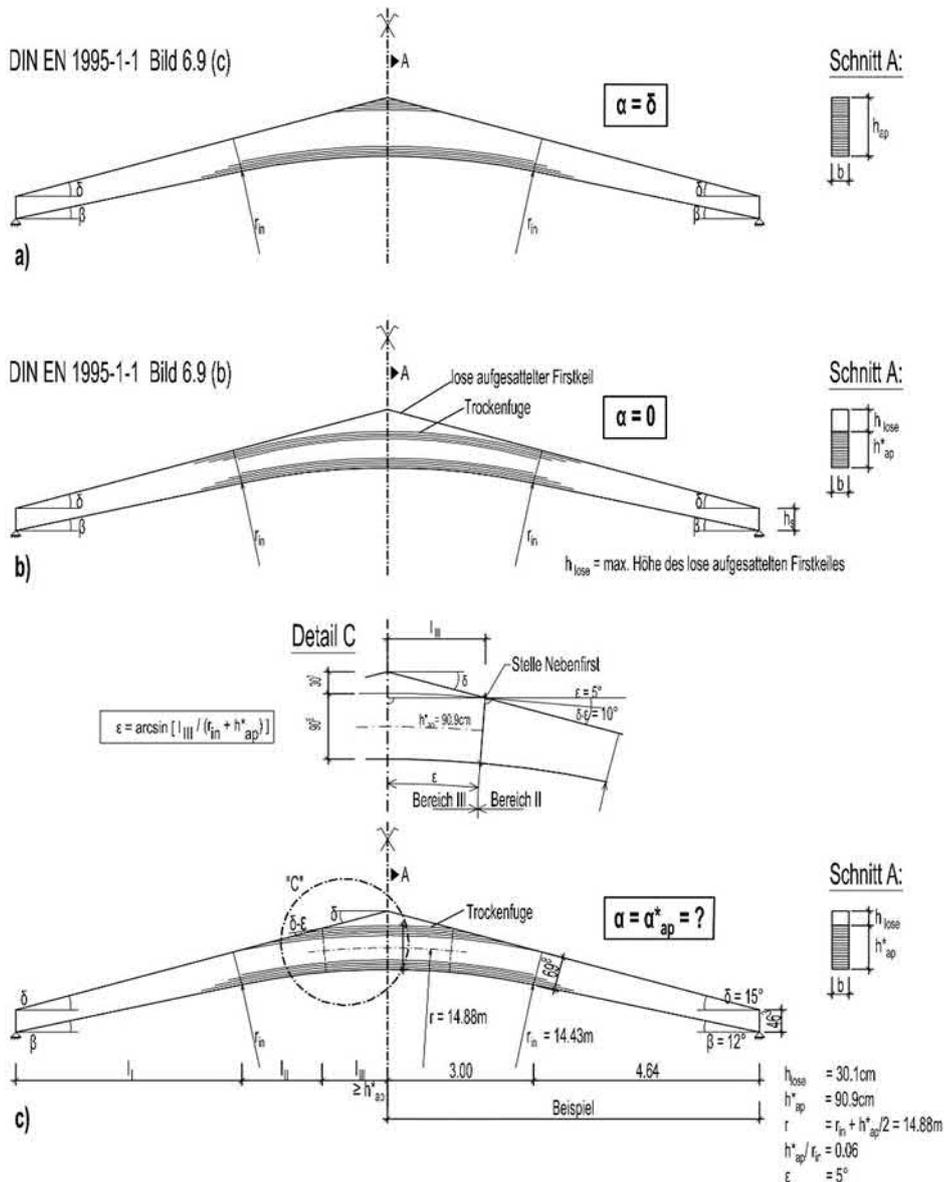
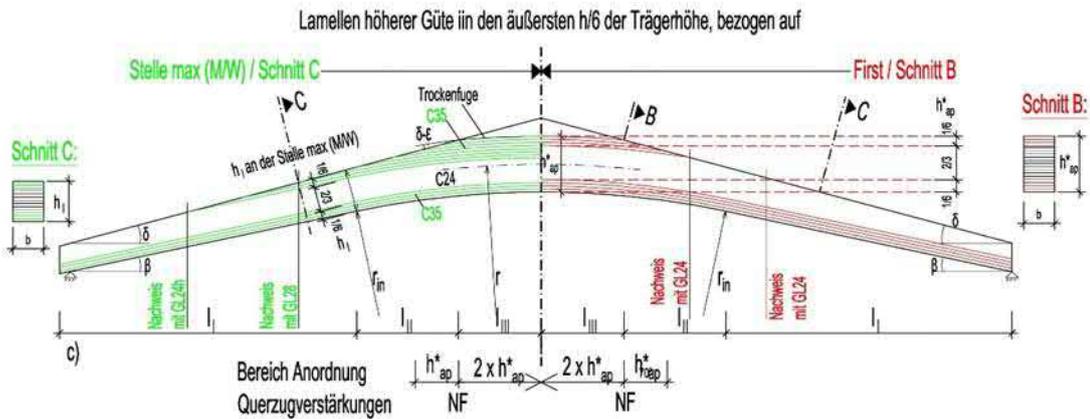


Abb. 1 Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt und  
 a) aufgeleimtem Firstkeil  
 b) Trockenfuge (lose aufgesetzter Firstkeil)  
 c) hochgesetzter Trockenfuge (Beispiel)  
 homogen aufgebaute Querschnitte, Lamellenverlauf angedeutet



Satteldachträger mit hochgesetzter Trockenfuge



Spannungsnachweise nach EN 1995-1-1 und Literatur:

**Bereich III** Nachweis Biege- und Quersugspannungen am Ort der maximalen Biege-  
spannung – vorausgesetzt, dass  $l_{III} \geq h^*_{ap}$  – mit

$\alpha_{III} = 0$  Nachweise nach Gl. (6.41 ff) und Gl. (6.50 ff) mit  
 $k_{dis} = 1,4$  und  $k_{vol}$  des gesamten gekrümmten Bereichs II-III-III-II

**Bereich II-III**  $\alpha_{II} = (\delta - \epsilon)/2$  1. Nachweis im Querschnitt B für  
- Längsspannung unten, Gl. 6.41 ff  
- Quersugspannung, Gl. 6.50 ff, mit  
 $k_{dis} = 1,7$  bzw.  $1,4$  bei  $l_{II} + l_{III} < 1,5 h^*_{ap}$ , und  
 $k_{vol}$  des gesamten gekrümmten Bereichs II-III-III-II

$(\delta - \beta) \leq \alpha < (\delta - \epsilon)$  2. Spannungsinteraktion am oberen Rand, mit  
 $\epsilon = \arcsin [ l_{III} / (r_{in} + h^*_{ap}) ]$

**Bereich I-II** Nachweis angeschnittener Rand an der Stelle max. (M/W), Gl. 6.38 ff

**Abb. 2** Satteldachträger aus kombiniertem Brettschichtholz GI28c (C24 innen, C35 außen) mit gekrümmtem Untergurt und hochgesetzter Trockenfuge

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>06 / 016</b>	<b>Dez. 2013</b>	 <p><b>Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik e.V.</b></p>
Holzbau		DIN EN 1995-1-1	
<b>Anwendung von Voll- und Teilgewindeschrauben im Holzbau</b>			

Bei Voll- und Teilgewindeschrauben handelt es sich um spezielle, nicht normativ geregelte Schrauben im Holzbau. Generell sind diese über eine jeweilige allgemeine bauaufsichtliche Zulassung geregelten Schrauben deutlich leistungsfähiger als die in der Norm beschriebenen Schrauben. Insbesondere bei den Vollgewindeschrauben haben sich die Einsatzbereiche z.B. durch immer geringere Kraft-Faser-Winkel ständig erweitert.

Bei der Verwendung dieser Schrauben sind einige technische Besonderheiten zu beachten, die nachstehend näher beschrieben werden.

### 1. Randbedingungen aus der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung

- In Abhängigkeit von der meist patentierten Ausbildung der Schraubenspitze gibt es zwischen den einzelnen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen teilweise erhebliche Unterschiede bezüglich der mindestens einzuhaltenden Rand- und Achsabstände.
- Gleiches gilt für den mindestens einzuhaltenden Kraft-Faser-Winkel der Schrauben.

Aus den o.g. Gründen ist bei der Prüfung der Ausführungszeichnungen sehr genau darauf zu achten, dass die Schrauben auf den Zeichnungen präzise beschrieben werden und diese Beschreibung exakt den Vorgaben der statischen Berechnung entspricht.

Bei der Bauüberwachung empfiehlt es sich nochmals darauf zu achten, dass tatsächlich die der Planung entsprechenden Schrauben zum Einsatz kommen. Gegebenenfalls ist es sinnvoll, sich die Packungen und/oder die Lieferscheine vorlegen zu lassen.

### 2. Eindrehen der Schrauben

Bei Einschraubwinkeln  $< 60^\circ$  zur Faserrichtung besteht die Gefahr, dass die Schraubenspitze auf dem Holz abrutscht. Um die Schraube nach Lage und Richtung präzise setzen zu können, sind in der Regel Hilfsmittel erforderlich.

- Pilotbohrungen

Obwohl einige allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen das Vorbohren bei der Anwendung von Vollgewindeschrauben ausschließen, bestehen nach Auffassung des Koordinierungsausschusses der Prüfm Ämter und Prüfm Ingenieure für Standsicherheit in Bayern keine Bedenken, Pilotbohrungen bis zu einer Tiefe von ca. 30 mm und einem Durchmesser, der dem Kernquerschnitt der Schraube entspricht, einzubringen. Erfahrungsgemäß reicht eine Tiefe von ca. 30 mm, um den Einschraubwinkel mit ausreichender Genauigkeit vorzugeben.

- Führungslehren

Insbesondere bei einer gereihten Anordnung von Schrauben empfiehlt sich die Verwendung von Führungslehren, die auf einfachem Wege für das Einzelobjekt hergestellt werden können. Die meisten Hersteller bieten auch Vollgewindeschrauben mit Zylinderkopf an, dessen Durchmesser nicht größer als der Nenndurchmesser der Schraube ist. Damit ist es möglich, auch ein kurzes Rohrstück als Führung zu verwenden.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>06 / 016</b>	<b>Dez. 2013</b>	 Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.
Holzbau		DIN EN 1995-1-1	
<b>Anwendung von Voll- und Teilgewindeschrauben im Holzbau</b>			

### 3. Aufschrauben von Stahlteilen auf Holzkonstruktionen

- Die Schraubenköpfe der Senkkopfschrauben erfordern häufig andere Senkwinkel als im Stahlbau üblich. Ist die Senkung zu flach, liegt die Schraube nur an der Bohrung auf. Ist die Senkung zu steil, liegt nur der Rand des Schraubenkopfes am Rand der Senkung auf.
- Aus den genannten Gründen sind für derartige Anschlüsse grundsätzlich Detaildarstellungen mit Angabe aller für die Fertigung erforderlichen Daten (Schraube, Senkwinkel, Durchmesser und Winkel der Bohrung etc.) anzufertigen und zur Prüfung vorzulegen.
- Beim Aufschrauben von Stahlteilen auf Holzkonstruktionen ist besonders auf einen gleichmäßigen Sitz der Schrauben zu achten ist. Anderenfalls besteht das Risiko eines reiverschlussartigen Versagens der Schraubverbindungen.
- Darüber hinaus kann bei zu schnellem und unkontrolliertem Eindrehen der Schraube der Schraubenkopf beim schlagartigen Aufsetzen auf das Stahlteil abreißen. Eine Reparatur ist dann meist nicht mehr möglich.

Aus den genannten Gründen ist beim Aufschrauben von Stahlteilen auf Holzkonstruktionen besondere Sorgfalt erforderlich.

Die besten Ergebnisse werden durch die Verwendung drehmomentgesteuerter Schraubgerte erzielt.

Alternativ ist es auch möglich, dass das ausführende Unternehmen die Qualitätssicherung für diesen Herstellungsvorgang gesondert nachweist. Dies kann beispielsweise auch durch den Einsatz besonders geschulten Personals geschehen.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>06 / 017</b>	<b>Dez. 2013</b>	 Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.
Holzbau		DIN EN 1995-1-1	
<b>Nagelplattenkonstruktionen</b>			

<p><b>Anlass</b></p> <p>Seit der verbindlichen Einführung der DIN 1052: 2008-12 für die Bemessung von Nagelplattenkonstruktionen zum 01.01.2011 hat sich der Aufwand für die Prüfung der statischen Unterlagen massiv erhöht. Als Folge der komplexen Struktur- und Knotenberechnungen (vergleichbar der Gebäudemodelle im Massivbau) wurden in der jüngeren Vergangenheit teilweise Prüfaufträge an die Unteren Baurechtsbehörden zurückgegeben.</p> <p>Ziel der Arbeitsgruppe ist ein einheitliches Vorgehen sämtlicher Beteiligten, insbesondere der Nagelplattenhersteller, -anwender und Prüferingenieure - auch im Hinblick auf die Regelungen der DIN EN 1995-1-1 (Eurocode 5).</p> <p>In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, dass seitens des Bundes und der Länder bereits Festlegungen erfolgten, welche ebenfalls zu beachten sind; u.a.</p> <p>[1] Hinweise zur Planung und Ausführung von Nagelplattenkonstruktionen sowie Anmerkungen zur Prüfung der Standsicherheitsnachweise und Überwachung der Bauausführung. Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU) vom Februar 2011</p> <p>[2] Dachkonstruktionen aus Nagelplattenbindern ohne Brandschutzforderungen nach der Landesbauordnung NRW. Erlass des Ministeriums für Bauen und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen vom 28. August 2008, Seiten 1 - 3</p> <p><b>Grundlegende Anforderungen</b></p> <p>Die mögliche Schädigung eines Bauwerks – gleich welchen Baustoffs – ist durch die angemessene Wahl einer oder mehrerer der in DIN EN 1990:2010-12, 2.1 (5), angegebenen Maßnahmen zu begrenzen oder zu vermeiden. Für räumliche Nagelplattenkonstruktionen kann die ausreichende Robustheit – aus Sicht der Arbeitsgruppe – z.B. durch folgende Maßnahmen gewährleistet werden:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Die Robustheit des gesamten Dachtragwerks kann bereits durch bauliche Trennung in unabhängig ausgesteifte Dachabschnitte erhöht werden.</li> <li>2. Der Ausfall eines Binders kann durch einen stehenden Längsverband aufgenommen werden (Fig. 1), welcher gleichzeitig zur Aussteifung der Knickstäbe des Binders dient. Der Längsverband muss die Last aus dem ausgefallenen Binder aufnehmen und in die beiden benachbarten Binder einleiten können. Die Bemessung des Längsverbandes sowie der Binder mit den erhöhten Lasten erfolgt als außergewöhnlicher Lastfall.</li> <li>3. Alternativ können i.d.R. 2 durchlaufende Holzbohlen (zug- und druckfest) je Dachfläche an der Unterseite der Obergurte bemessen und angeordnet werden.</li> <li>4. Eine weitere Möglichkeit den Ausfall eines Binders zu kompensieren besteht darin, die Dachpfetten für den doppelten Binderabstand zu bemessen und ggf. Untergurtlatten anzuordnen. Nachweise, die den Ausfall eines Bauteiles betrachten, können als außergewöhnlicher Lastfall geführt werden.</li> </ol> <p style="text-align: right;">Seite 1 von 6</p>
---

BW	BY	BE	BB	HB	HH	HE	MV	NI	NW	RP	SL	SN	ST	SH	TH
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

## Nagelplattenkonstruktionen



Bundesvereinigung  
der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.

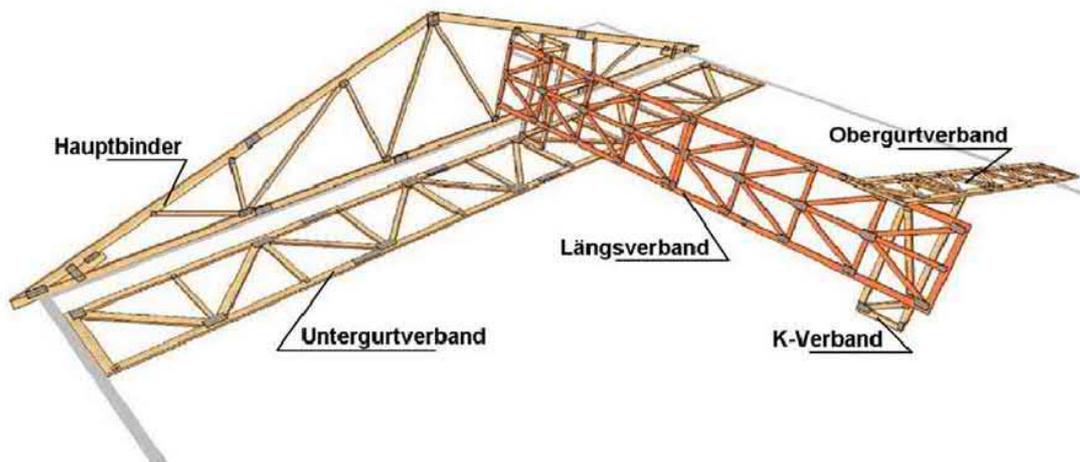


Fig. 1 Isometrie Dachstuhl (Beispiel) mit stehendem Längsverband

### Allgemeine konstruktive Ausführungshinweise

Folgende fünf Punkte wurden für übliche Konstruktionen einvernehmlich vereinbart:

- Beachtung der Robustheitsanforderungen wie oben erwähnt.
- Bei Gebäuden ab 15 m Länge sind mindestens zwei Wind- und Stabilisierungsverbände anzuordnen; maximaler Achsabstand 25 m bzw. 12 Binderabstände (Anhängen von 5 Bindern auf jeder Seite).  
Der jeweils äußerste Verband sollte im Giebel- oder 1. Innenfeld angeordnet werden.
- Vernagelung der Verbandsgurte mit den Obergurten der anliegenden Primär- bzw. Hauptbinder im Abstand von 30 cm (Fig. 2) zur konstruktiven Erhöhung der Verbandswirksamkeit.
- Regelbreite der Dachpfetten 8 cm, um damit ausreichend Anschlussfläche zur Verfügung zu haben; u.a. ist die Mannlast nachzuweisen.
- Anordnung von K-Böcken zwischen zwei Hauptbindern (Fig. 3, sinnvollerweise in den Verbandsfeldern), u.a. anstelle sog. Verschwertungen, zur Aufnahme der Einwirkungen aus z.B. der Aussteifung druckbeanspruchter Füllstäbe, bei denen eine Querabstützung erforderlich ist.

Wenn die vorgenannten konstruktiven Bedingungen planerisch nicht berücksichtigt werden, ist jeweils ein genauerer Nachweis zu führen.

Nagelplattenkonstruktionen



Bundesvereinigung  
der Prüfingenieure für Bautechnik e.V.

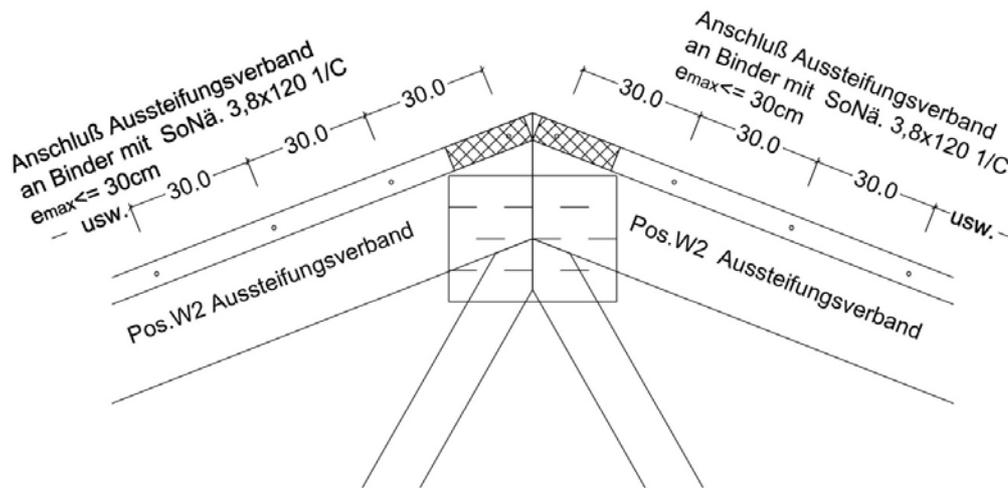


Fig. 2 Vernagelung Verbandsgurte mit Obergurten der Hauptbinder

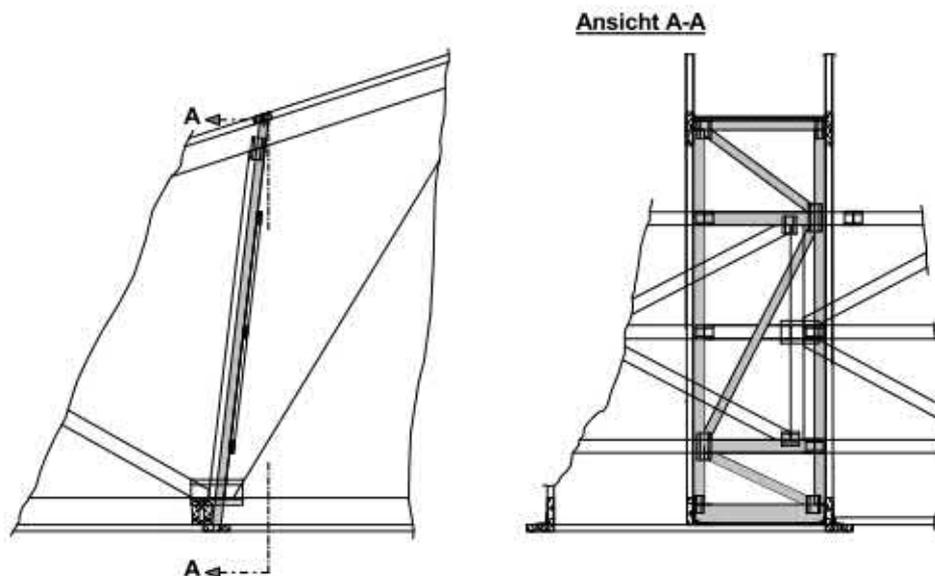


Fig. 3 Anordnung von K-Böcken (K-Verband gem. Fig. 1) zwischen zwei Hauptbindern (Beispiel)

**Nagelplattenkonstruktionen**

Bundesvereinigung  
der Prüfm Ingenieure für Bautechnik e.V.

**Dachpfetten, Druckbohlen, Dachpfettenstoß**

Die Dachpfetten (häufig als Dachlatten bezeichnet) stellen wesentliche tragende aussteifende Elemente der Dachkonstruktion dar und müssen deshalb Bestandteil der statischen Berechnung sein. Diese Pfetten sind an den Kreuzungspunkten mit den Bindern - soweit kein genauere Nachweis erfolgt - mit jeweils mindestens zwei Nägeln unter Beachtung der Rand- und Achsabstände anzuschließen. Die Konterlattung ist mit der gleichen Anzahl an Verbindungsmitteln an die Binder anzuschließen wie die Pfetten an die Konterlattung, sofern kein Nachweis der Nagelung der Dachpfetten mit schwimmender Zwischenschicht (Konterlattung) erfolgt.

Grundsätzlich ist an den Traufpunkten ebenfalls eine Druckbohle erforderlich, auf die nur verzichtet werden kann, wenn die Gabelagerung des einzelnen Binderauflagers nachgewiesen wird.

Für die Ausbildung und Berechnung von Stößen der Dachpfetten wird auf die Vorschläge und Skizzen der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure Baden-Württemberg in deren Kurzinformation Nr. 154 vom 18.11.2006 verwiesen.

**Knicklänge der Obergurte; Obergurtstoß**

Entgegen DIN EN 1995-1-1, Abs. 9.2.1 (4), sollte bei Fachwerken, die vollständig aus Dreiecken aufgebaut sind, für das Knicken in Binderebene die Knicklänge gedrückter Gurte der Feldlänge entsprechen (d.h.  $\beta_{\text{Feld}} = 1,0$ ,  $\beta_{\text{Stütze}} = 0,0$ ; vgl. DIN EN 1995-1-1:2010, Bild 9.3).

Bei Binderkonstruktionen, die nicht vollständig aus Dreiecken aufgebaut sind (z.B. Studiobinder, Rahmenstrukturen), ist als Knicklänge der Abstand der Momentennullpunkte zu verwenden, sofern dieser größer als die Feldlänge ist. In einzelnen Fällen kann auch der Abstand der Wendepunkte anstelle des Abstandes der Momentennullpunkte maßgebend sein.

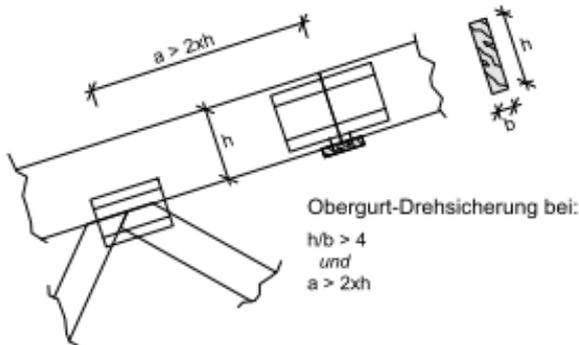
Falls Obergurtstöße nicht möglichst nahe (z.B. im Abstand 2 x Obergurthöhe vom Anschlusspunkt) neben den Fachwerkknoten angeordnet werden, ist im Bereich des Stoßes von Hölzern mit einem Verhältnis Höhe/Breite > 4 unterseitig am Binder eine durchlaufende Stoßbohle (30 mm x 120 mm bzw. 40 mm x 100 mm) als Obergurt-Drehsicherung anzubringen (Fig. 4). Diese Stoßbohlen sind jeweils über Querabstützungen oder Füllhölzer an jeden Obergurtverband anzuschließen.

Ein Stoßholz zwischen zwei Bindern kann dann als ausreichende Maßnahme angesehen werden, wenn dieses den Mindestquerschnitt 60 mm x 120 mm besitzt, mit Winkeln an den Bindern befestigt und im Bereich der Obergurtstöße angebracht wird.

Bei der Stoßbohle (bzw. Stoßwechsel) sowie deren Anschluss (mind. 2 Nägel) handelt es sich um eine konstruktive Maßnahme, die nicht nachgewiesen werden muss, sofern diese den o.g. Querschnitten entsprechen und bereits während der Montage angebracht werden.

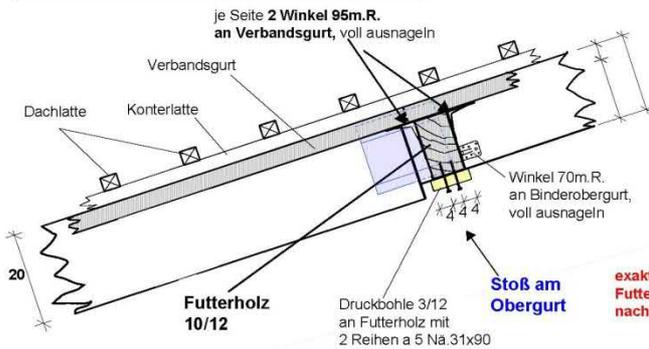


Nagelplattenkonstruktionen

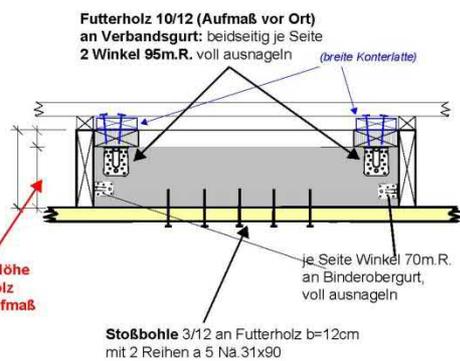


Einbau Stoßbohle am Obergurtstoß

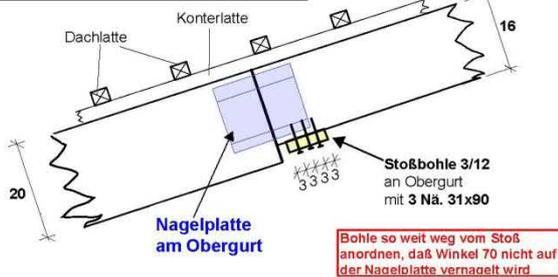
Anschluß Stoßbohle an Verbandsgurte



Anschluß Stoßbohle an Verbandsgurte



Stoßbohle an Binderobergurt



Stöße der Stoßbohle

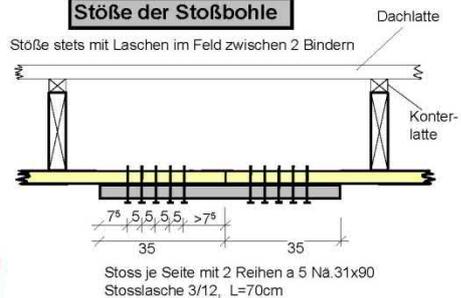


Fig. 4 Durchlaufende Stoßbohle zur Obergurt-Drehsicherung unterseitig des Binders

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>06 / 017</b>	<b>Dez. 2013</b>	 Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik e.V.
Holzbau		DIN EN 1995-1-1	
<b>Nagelplattenkonstruktionen</b>			

### Prüfbarkeit bautechnischer Unterlagen

Auf der ersten Seite des statischen Berechnungsprotokolls müssen alle in der statischen Berechnung getroffenen Voreinstellungen aufgeführt werden.

Die statische Berechnung umfasst sowohl den Nachweis der Hauptbinder, als auch den räumlichen Aussteifungsnachweis und sämtlicher Anschlüsse. Das zugrunde liegende statische System muss umfassend dargestellt sein (z.B. Knicklängen, fiktive Stäbe).

Die Bemessung wird für alle nach DIN 1055 bzw. DIN EN 1991 möglichen Lastfallkombinationen (LK) geführt. Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt aber nur für die Kombinationen 'Ständige Beanspruchungen + Schnee voll' (LK1 – häufig liefert dieser Lastfall die maximale Summe der vertikalen Auflagerkräfte), sowie 'extremale Schnittgröße(n)' unter Angabe der zugehörigen LK. Andere Lastfallkombinationen sollen zunächst nicht dargestellt werden, um die Übersichtlichkeit zu wahren; sie können aber jederzeit vom Prüferingenieur nachgefordert werden.

Die Schnittgrößen sind in übersichtlicher und lesbarer Form an allen Stäben der Binder grafisch darzustellen.

Als Ergebnisausgabe sind für jeden Knoten ein bzw. zwei Seiten in der statischen Berechnung vorzusehen: Auf der 1. (halben) Seite muss der Knoten in seinen Abmessungen proportional dargestellt sein; er sollte nach Möglichkeit maßstäblich und geometrisch vermaßt sein. Die Schnittgrößen und die Größen der Anschlussflächen müssen auch an den Kontaktelementen direkt oder zumindest tabellarisch zuordenbar dargestellt sein. Die angesetzten Drehfedersteifigkeiten der Anschlussflächen sind anzugeben. Im Nachfolgenden müssen alle Nachweise nachvollziehbar dargestellt sein (z.B. auch Umrandungskontrolle).

Der Vorspann zum Protokoll ist um die notwendigen Angaben zur Produktion, Montage und Überwachung zu ergänzen.

Der Prüferingenieur fordert vom Tragwerksplaner die Zusammenstellung aller Ausführungspläne und der in der statischen Berechnung enthaltenen Detailzeichnungen als Montagemappe für den ausführenden Betrieb an. Die Montagehinweise der GIN werden dem Prüfbericht beigelegt oder zur Beachtung empfohlen.

### Stichprobenhafte Baukontrollen

Der Prüferingenieur ist von den ausführenden Firmen jeweils rechtzeitig (mind. 2 AT vorher) vor Beginn einzelner Baumaßnahmen zu informieren, damit Bauüberwachungen möglich sind.

Schwer einsehbare Stellen der Dachkonstruktion (Anschlüsse der Rispenbänder) müssen ganz generell vom ausführenden Unternehmen fotografiert / dokumentiert werden. Sofern zum Zeitpunkt der Bauüberwachung durch den Prüferingenieur diese Stellen nicht mehr einsehbar sind, ist diese Dokumentation dem Prüferingenieur vorzulegen. Sofern die Dokumentation nicht eindeutig ist, ist das Dach wieder zu öffnen.

Es wird dringend empfohlen, die Montage der Ingenieurholzbau-Konstruktion – einschließlich der Lattung – durch entsprechend geschultes Personal durchführen zu lassen.

Kurz vor Inbetriebnahme des Bauvorhabens sollte eine letzte Begehung durchgeführt werden.

Die ausführenden Montagebetriebe der Nagelplattenbauten sollten im Besitz des Wahlgütezeichens der GIN sein.

**Katalog der verbindlichen Konstruktionsdetails**

Bei den nachfolgenden Konstruktionsdetails handelt es sich um beispielhafte Darstellungen von Knotenpunkten. Diese sind für jeden Einzelfall projektbezogen anzugeben.

Die Anwendung dieser Konstruktionsdetails entbindet nicht von der Erstellung der erforderlichen statischen Nachweise.

Die genannten Querschnittswerte und Verbindungsmittelangaben sind beispielhaft. Die in den Zeichnungen enthaltenen Herstellerbezeichnungen bei Winkeln/Dübel/etc. (Nachweise erforderlich) können häufig gleichwertig ersetzt werden.

Die Konstruktionsdetails mit den Nummerierungen J, M und Y dürfen nicht ohne weiteres untereinander vermischt werden.

Ausbaulasten (Lüftungsrohre etc.) dürfen nicht an den Diagonalen befestigt werden.

BVPI – Berlin Stand 13.08.2014

**Inhaltsverzeichnis Katalog Konstruktionsdetails:**

GIN-Y Detail Pultdach Y101  
GIN-Y Detail Pultdach Y102  
GIN-Y Detail Pultdach Y103  
GIN-Y Detail Pultdach Y104  
GIN-Y Detail Pultdach Y105  
GIN-Y Detail Pultdach Y106

GIN-Y Detail Satteldach Y001  
GIN-Y Detail Satteldach Y002  
GIN-Y Detail Satteldach Y003  
GIN-Y Detail Satteldach Y004  
GIN-Y Detail Satteldach Y005  
GIN-Y Detail Satteldach Y006  
GIN-Y Detail Satteldach Y007  
GIN-Y Detail Satteldach Y008  
GIN-Y Detail Satteldach Y009  
GIN-Y Detail Satteldach Y010  
GIN-Y Detail Satteldach Y011  
GIN-Y Detail Satteldach Y012  
GIN-Y Detail Satteldach Y013

GIN-M Details

GIN-J Details

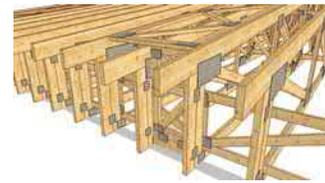
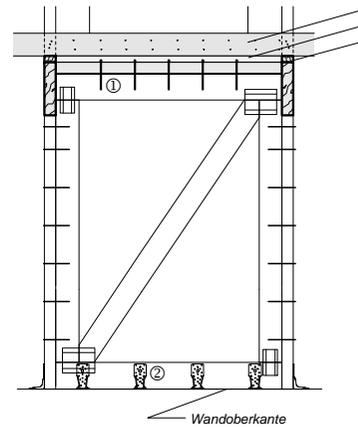
**Hinweis:**

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.  
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

**Beispielhafte Ausführung für die Horizontalaussteifung eines Pultdachbinders im Traufenbereich mit Dachlatten als Obergurtaussteifungselemente**

- ① Anschluß Verband - Windbock erfolgt mit  
\_\_\_ Stk. SN 60x150, vorgebohrt  
in \_\_\_ Reihen mit  $e|| = 100$  mm  
alternativ \_\_\_ Nä42x120 \_\_\_-reihig mit  $e|| = 10$  cm
- Mittels Winkel AKR135  
② Anschluß Windbock - Ringanker erfolgt mit  
\_\_\_ Stk. BMF Winkelverbinder AKR135  
(bei vorhandener Halfenschiene HZA oder für Anschluß direkt an Ringanker)  
- an Holz (langer vertikaler Schenkel) mit BMF-SoNä 4,0x40, voll ausgenagelt  
- an Ringanker (kurzer horizontaler Schenkel) je 1 Schraube M12 oder Ankerbolzen M12  
a) bei verzahnte Halfenschiene vom Typ HZA-41/22 mit zugehöriger Schraube HZS-41/22 oder  
b) bei nicht-vorhandener bzw. unverzahnter Schiene HTA-CE 40/22 Anschluß direkt an den Ringanker mit z.B. Ankerbolzen FAZ II 12/10
- Mittels Winkel AE116  
② Anschluß Windbock - Ringanker: - **Alternativlösung**  
\_\_\_ Stk. Winkelverbinder AE116mm  
(bei vorhandener Halfenschiene HZA oder für Anschluß direkt an Ringanker)  
- an Holz (langer vertikaler Schenkel) je 14SoNä4,0x40  
- an Ringanker (kurzer horizontaler Schenkel) je 2 Schrauben M12 oder 2 Ankerbolzen M12 mit Unterlegscheiben 40x40x10 mit asymmetr. Loch:  
a) bei verzahnte Halfenschiene vom Typ HZA-41/22 mit zugehöriger Schraube HZS-41/22 oder  
b) bei nicht-vorhandener bzw. unverzahnter Schiene HTA-CE 40/22 Anschluß direkt an den Ringanker mit z.B. Ankerbolzen FAZ II 12/10
- ③ Anschluß Windbock an Binder konstruktiv  
-2xBMF-Winkel ABR105 "oben" im Lasteinleitungsbereich  
-voll ausgenagelt mit BMF-SoNä 4,0x40  
-Vertikal mit dem V-Stab der Hauptbinder Nä 42/120:  $e = 20$  cm
- ④ Anschluß Binder - Ringanker (Alle Binder im herkömmlichen Bereich) erfolgt je Traufseite mit  
1xBMF Winkelverbinder AKR135 oder Winkelverbinder AE76  
- an Ringanker mit Ankerbolzen FAZ II 12/10  
oder mit HS-40/22 (für unverzahnte Halfenschiene HTA-CE40/22)  
- an Holz mit BMF-SoNä 4,0x40, voll ausgenagelt

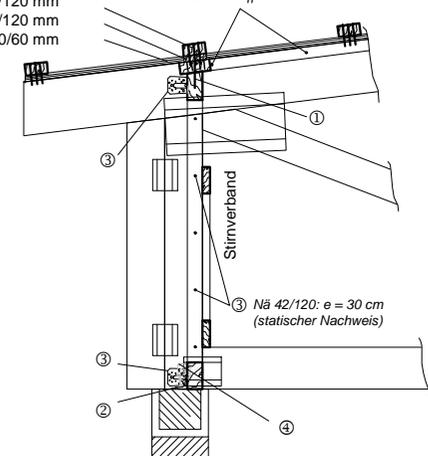
**Vorderansicht (von außen)**



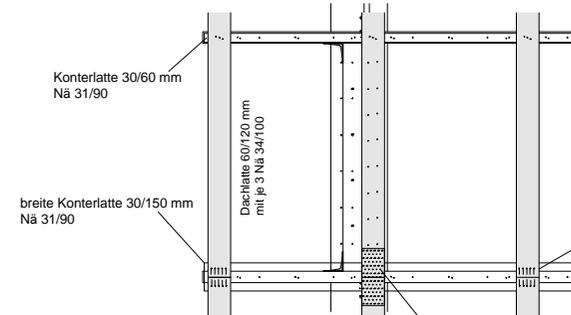
**Seitensicht**

Traubholze: 60/120 mm  
Distanzholz 30/120 mm  
Konterlatte 30/60 mm

Der Verband wird in einem regelmäßigen Abstand vom First zur Traufe am Obergurt der Hauptbinder vernagelt.  
Nä 42/120:  $e|| = 30$  cm



**Draufsicht (ohne Verband)**



Im Stoßbereich der Dachlatte:  
Breite Konterlatte 30/150 !  
Nä 31/90 vernageln,  $e <$  Lattenabstand  
Am Stoß schräg nageln

**Angaben zur Befestigung und Ausführung der Ausgleichsbohle im Bereich der Vertikalböcke im Auflagerbereich:**

Ausgleichsbohle = Dachlatte 60/120 mm entlang der Traufe über dem Verbands V-Stab:

- Binderkreuzungspunkt: je \_\_\_ Nä 38/110 je Kreuzungspunkt und je Einzellatte.
- Verbandsfeld:  
- \_\_\_ Nä 31x90 in \_\_\_ Reihen für Vernagelung des Distanzholzes 30/120 mm auf dem Verbands V-Stab  
- \_\_\_ Nä 34x100;  $e|| = 60$  mm in \_\_\_ Reihen für den Dachlattenstrang am Distanzholz über dem V-Stab des Verbandes.

Es handelt sich bei der Vernagelung des Distanzholzes an den V-Stab des Verbandes und der Vernagelung des Dachlattenstranges auf das Distanzholz um zwei unabhängige Nagelungen.

- Stoß "zug- und druckfest":  
- Ausgleichsbohle am Binder auf breiter Konterlatte mit je 2 Nä 38/100 je Einzellatte.  
- zusätzlich eins. Lochblech 120x300 mm mit 12 SoNä4,0x40 je Dachlattenende unter Berücksichtigung der max. Hirnholzabstände 12 dn.

**Detail für Pultdächer  
Detail: Y-101  
Anschluß Obergurtverband an Vertikalbock  
Befestigung der Ausgleichsbohle**

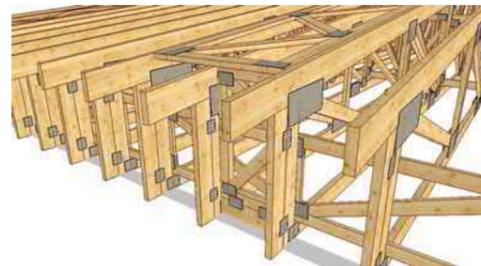
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter		AUFTRAGSNR. Y101	
Mein Ort, den		22.10.2013	
POS. NR.		ZEICHN. NR.	
		ÄND.	

**Hinweis:**

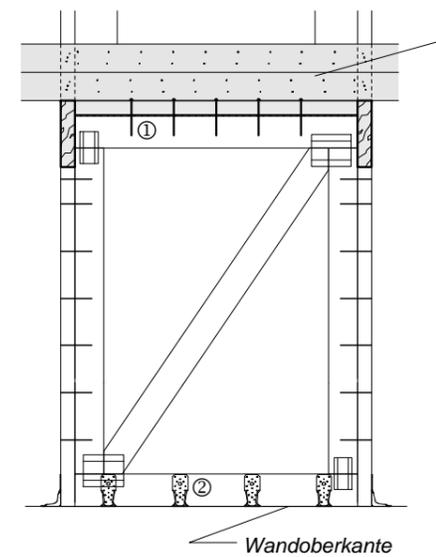
Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.  
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

**Beispielhafte Ausführung zur Horizontalaussteifung eines Pultdachbinders im Traufenbereich mit Dachschalung als Obergurtaussteifungselement**

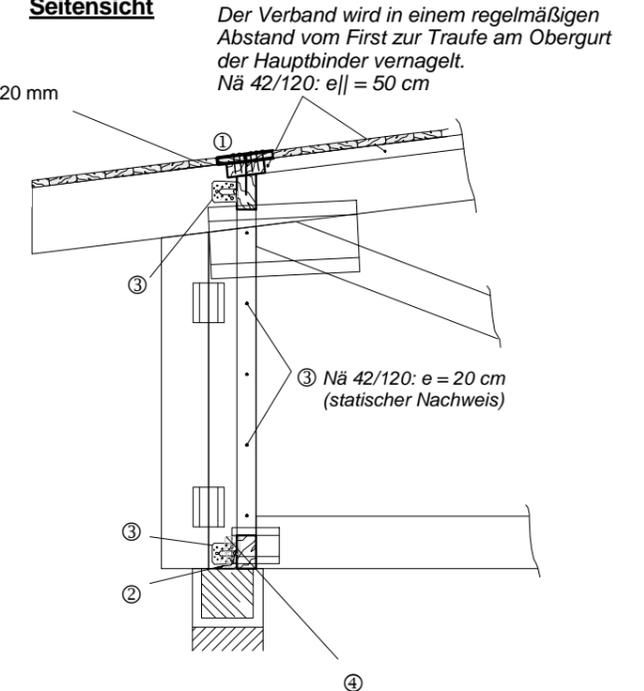
- ① Anschluß Verband - Windbock erfolgt mit  
\_\_\_ Stk. SN 6,0x150, vorgebohrt  
in \_\_\_ Reihen mit  $e|| = 100$  mm  
alternativ \_\_\_ Nä42x120 \_\_\_-reihig mit  $e|| = 10$  cm
- ② Anschluß Windbock - Ringanker erfolgt mit  
\_\_\_ Stk. BMF Winkelverbinder AKR135  
(bei vorhandener Halfenschiene HZA oder für Anschluß direkt an Ringanker)  
- an Holz (langer vertikaler Schenkel) mit BMF-SoNä 4,0x40, voll ausgenagelt  
- an Ringanker (kurzer horizontaler Schenkel) je 1 Schraube M12 oder Ankerbolzen M12  
a) bei verzahnte Halfenschiene vom Typ HZA-41/22  
mit zugehöriger Schraube HZS-41/22 oder  
b) bei nicht-vorhandener bzw. unverzahnter Schiene HTA-CE 40/22 Anschluß  
direkt an den Ringanker mit z.B. Ankerbolzen FAZ II 12/10
- ② Anschluß Windbock - Ringanker: - **Alternativlösung**  
\_\_\_ Stk. Winkelverbinder AE116  
(bei vorhandener Halfenschiene HZA oder für Anschluß direkt an Ringanker)  
- an Holz (langer vertikaler Schenkel) je 14SoNä4,0x40  
- an Ringanker (kurzer horizontaler Schenkel) je 2 Schrauben M12 oder  
2 Ankerbolzen M12 mit Unterlegscheiben 40x40x10 mit asymmetr. Loch:  
a) bei verzahnte Halfenschiene vom Typ HZA-41/22  
mit zugehöriger Schraube HZS-41/22 oder  
b) bei nicht-vorhandener bzw. unverzahnter Schiene HTA-CE 40/22  
Anschluß direkt an den Ringanker mit z.B. Ankerbolzen FAZ II 12/10
- ③ Anschluß Windbock an Binder konstruktiv  
-2xBMF-Winkel ABR 105 "oben" im Lasteinleitungsbereich  
-voll ausgenagelt mit BMF-SoNä 4,0x40  
-Vertikal mit dem V-Stab der Hauptbinder Nä 42/120:  $e = 30$  cm
- ④ Anschluß Binder - Ringanker (Alle Binder im herkömmlichen Bereich)  
erfolgt je Traufseite mit  
\_\_\_ Stk. BMF Winkelverbinder AKR135 oder Winkelverbinder AE76  
- an Ringanker mit Ankerbolzen FAZ II 12/10  
oder mit HS-40/22 (für unverzahnte Halfenschiene HTA-CE 40/22)  
- an Holz mit BMF-SoNä 4,0x40, voll ausgenagelt



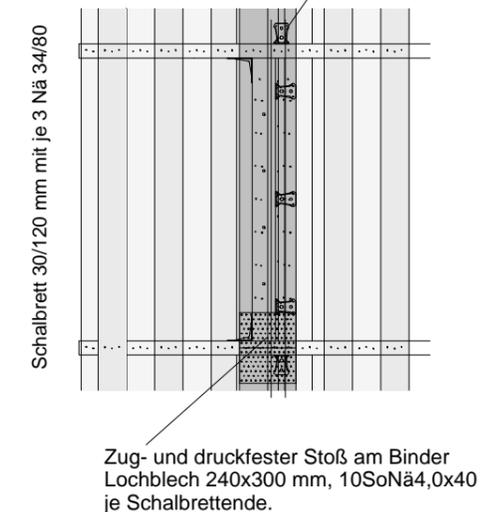
**Vorderansicht (von außen)**



**Seitensicht**



**Draufsicht (ohne Verband)**



**Angaben zur Befestigung und Ausführung der Ausgleichsbohle im Bereich der Vertikalböcke im Auflagerbereich:**

Anschluss von ZWEI Schalbrettern in den Abmessungen 30/120 mm entlang der Traufe über dem Verbands V-Stab:

- Zur Erzielung des inneren Ausgleichs der Seitenlasten sind ZWEI Schalungsbretter der Abmessungen 30/120 mm, die über dem traufseitigen und firstseitigen V-Stab des Verbandes verlaufen zu vernageln.
- Binderkreuzungspunkt: je \_\_\_ Nä34x80 je Kreuzungspunkt und je Einzelbrett.
- Verbandsfeld: \_\_\_ Nä 34x80 in \_\_\_ Reihen;  $e|| = 60$  mm je Brett am V-Stab des Verbandes.
- Stoß "zug- und druckfest":  
- Stoß der zwei "Ausgleichs-" Schalungsbretter am Binder mit je \_\_\_ Nä34x80 je Einzelbrett.  
- zusätzlich über den Bindern mit eins. Lochblech 240x300 mm, \_\_\_ SoNä4,0x40 je Schalbrettende unter Berücksichtigung der max. Hirnholzabstände 12 dn.

Schalbretter im Normalbereich:

- Binderkreuzungspunkt: je \_\_\_ Nä34x80 je Kreuzungspunkt und je Einzelbrett.
- Die Brettstöße im Normalbereich sind um mindestens zwei Binderabstände gegeneinander zu versetzen, und die Stoßbreite darf hierbei nicht mehr als 0,4 m betragen.

		Detail für Pultdächer Detail: Y-102 Traufausbildung mit Obergurtverbandsanschluss Anschluß OG-Verband auf Vertikalbock bei Dachschalung		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y102	POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.
Mein Ort, den	22.10.2013			

**Hinweis:**

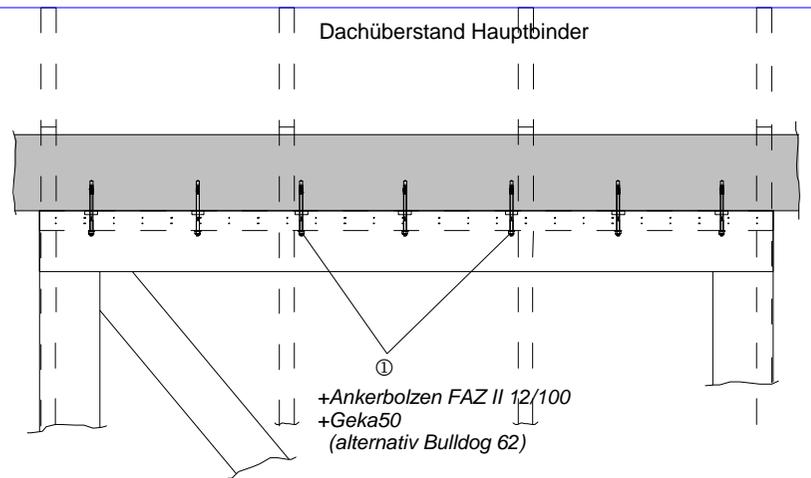
Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.  
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

**Beispielhafte Ausführung zur Horizontalaussteifung eines Pultdachbinders im Traufenbereich mit Dachschalung als Obergurtaussteifungselement**

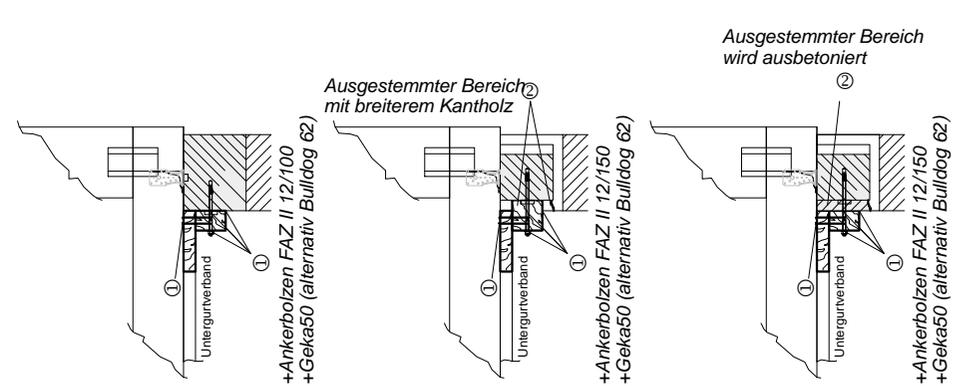
**BEACHTE: Anschluß unmittelbar an Seitenwange der U-Schale NICHT zulässig**

Mindest-Randabstände der Verbindungsmittel  
in mm angeben: a1/a2/a3c/a3t/a4t/a4c

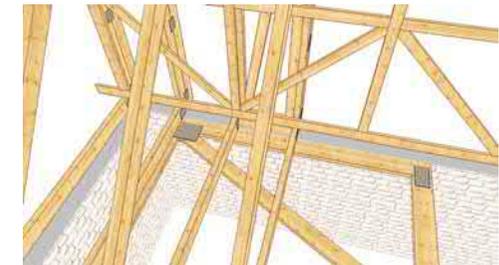
**Draufsicht** Untergurtverbandsanschluss an Längswand



**Seitensicht**



**3D-Ansicht**



- ① Anschluss des Untergurtverbandes an die Längswand mit einem Kantholz 10/12 cm (hochkant, parallel zur Längswand) seitl. unmittelbar an den Ringanker mit \_\_\_ Ankerbolzen FAZ II 12/100 (evtl. FAZ II 12/150) + Geka50 (alternativ Bulldog 62) einseitig. Der Untergurtverband wird auf das Kantholz \_\_\_-reihig mit \_\_\_ Nä 42x120 vernagelt. e|| = 50 mm und e| > 25 mm.
- ② Für den seitlichen Anschluß der Untergurtverbände an die Längswände sind zur Vermeidung von Anschlußausmittigkeiten und ungewollter Biegung in den Ankerbolzen ggf. die U-Schale und deren seitliche Wandung im Bereich des Kantholzes (auf voller Länge) planmäßig auszustemmen. Der ausgestemmte Bereich kann z.B. durch ein entsprechend breiter gewählttes Kantholz ersetzt werden oder ausbetoniert werden. Die Ankerbolzen sind für diesen Fall längenmäßig anzupassen.

Im Falle einer Untergurtverbandsbefestigung auf Stahlträgerprofilen sind entsprechende Laschenanschlüsse anzuschweißen. Ausmitten aus Lasteinleitung sind nachzuweisen.

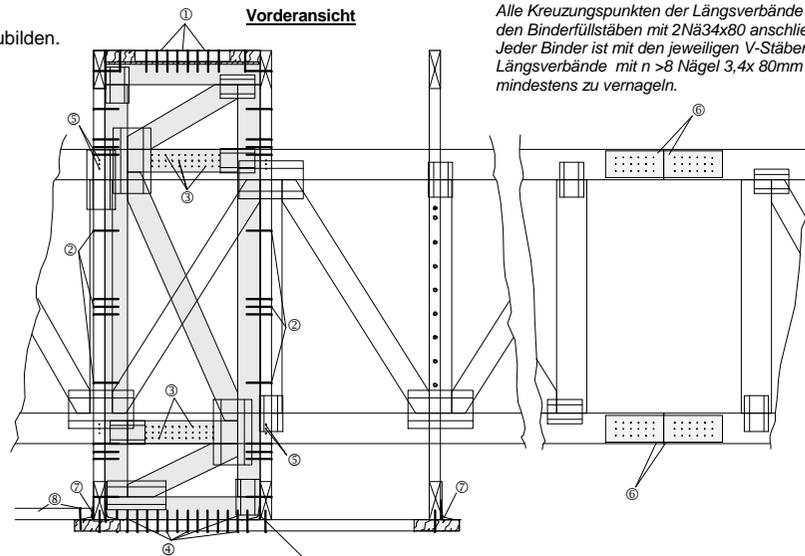
		Detail für Pultdächer Detail: Y-103 Untergurtverbandsanschluss an Längswand		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y103			
Mein Ort, den	22.10.2013	POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.

**Hinweis:**

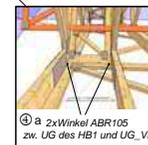
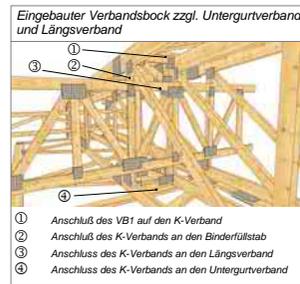
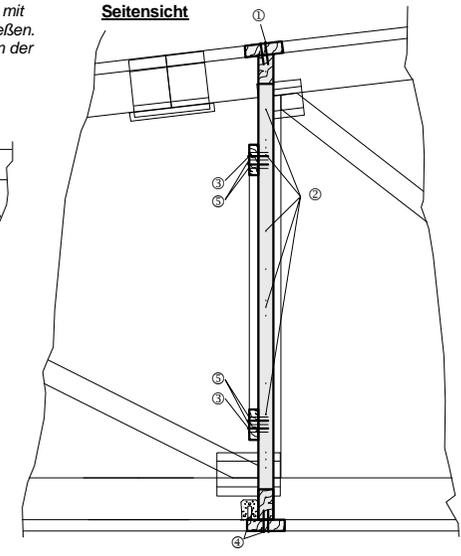
Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.  
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

Dieses Anschlussdetail gilt für alle weiteren analogen Anschlüsse. Hier exemplarischer Anschluss des OG-Verbandes VB1 an den K-VB1 sowie Weiterleitung in den L\_VB1 bis zur Einleitung in den UG-Verband UG\_VB1 mit dessen Anschluss an der Längswand.

- ① Anschluss des Obergurtverbands auf den K-Verband insgesamt \_\_\_ Nä 42x110; in \_\_\_ Reihen  
e|| > 50 mm und e| > 21 mm
- ② Anschluss des K-Verbands an den Binderfüllstab  
Vertikale Vernagelung mit Nä 42x130; 1-reihig; e|| ~ 200 mm gemäß statischem Nachweis
- ③ Anschluss des K-Verbands an den Längsverband für alle sich berührenden horizontalen Gurte insgesamt \_\_\_ Nä 38x100; in 3 Reihen; e|| > 40 mm und e| > 19 mm
- ④ Anschluss des K-Verbands an den Untergurtverband insgesamt \_\_\_ Nä 42x110; in \_\_\_ Reihen  
e|| > 50 mm und e| = 21 mm
- ④a konstruktiv im Lasteinleitungsbereich (KVB <=> UGVB):  
2xWinkel ABR105 zw. UG des HB1 und UG\_VB einseitig
- ⑤ Anschluss des Längs-Verbands an allen Kreuzungspunkten mit den Füllstäben der Hauptbinder 3 Nä34x90, 1-reihig
- ⑥ Koppelung der Längsverbände untereinander an deren OG und UG  
- Alternativ mittels 2 Stck Brettflaschen 32/140 mm, L = 600 mm mit \_\_\_ Nä34x100 (zweischnittig) je Anschlussfläche.  
- 2 Stck Lochblech 2.0 x 100 x 200 mm  
\_\_\_ SoNä 4,0x35 je Anschlussfläche.  
Die an den Giebelbindern ankommenden Längsverbände übertragen ihre vertikalen Auflagerreaktionen über die V-Stäbe an die vertikal beweglichen Giebelbinder. Der Anschluß erfolgt mit min \_\_\_ Nä34x100, \_\_\_-reihig, e|| > 50 mm
- ⑦ Anschluss des Untergurtverbands an den Binderuntergurt seitl. Winkel ABR105; SoNä 4,0x40; e < 2,0 m sowie von unten Nä42x120; 1-reihig; e|| < 200 mm  
HINWEIS: Die Füllstäbe des UGVB sind mit den Untergurten der Hauptbinder in den Kreuzungspunkten mit min. 1Spax 4,0x120 zu verschrauben.
- ⑧ Anschluss des Giebelbinders an den Untergurtverband Verbindungsholz 60x160 mm; e < 1,50 m  
\_\_\_ Nä 42x110; \_\_\_-reihig am Verband und am Giebelbinder seitl. Winkel ABR105; SoNä 4,0x40 (ausgenagelt)

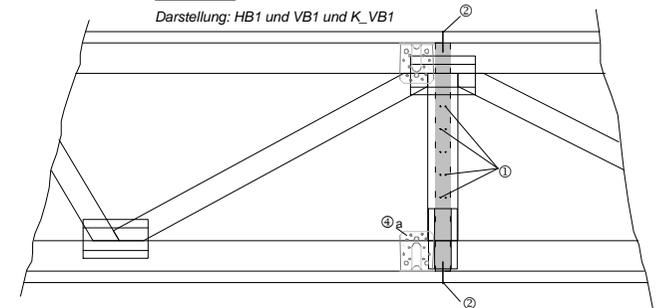


Alle Kreuzungspunkten der Längsverbände mit den Binderfüllstäben mit 2Nä34x80 anschließen. Jeder Binder ist mit den jeweiligen V-Stäben der Längsverbände mit n > 8 Nägel 3,4x 80mm mindestens zu vernageln.



**Draufsicht**

Darstellung: HB1 und VB1 und K\_VB1



Die notwendigen Mindest-Randabstände in Abhängigkeit der Holzstärke sind anzugeben: a1/a2/a3/a3c/a4/a4c:

		<b>QDAS-Anschlußdetail-Pulldach</b> Detail: Y-104 Aussteifungskonzept: VB   KVB   LVB Anschlüsse an den Längsverbänden		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y104			
Mein Ort, den	22.10.2013			

## Hinweis:

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.

Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

### Beispielhafte Ausführung zur Befestigung der Giebelbinder am Untergurt Giebelbinder mit Befestigung am Untergurtverband

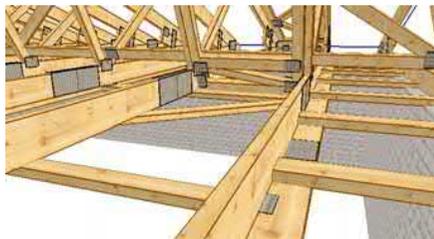
- Giebelpfostenbefestigung am Giebelbinder
- Untergurtverbandsbefestigung am Giebelbinder
- Anschluss Untergurtverband am Binderuntergurt

- ① Anschluss des Giebelpfostens 60/160 am Giebelbinder mit \_\_\_ Spax 5,0x200 am Pfostenfuß und -kopf mit den Gurten von Innen verschraubt.
- ② Anschluss des Untergurtverbands an den Giebelbinder der Glasfassade  
Verbindungsholz 60x160 mm;  $e < 1,50$  m  
\_\_\_ Nä 42x110; 2-reihig am Verband und am Giebelbinder seitl. Winkel ABR105; SoNä 4,0x40 (ausgenagelt)

*Giebelbinder der Massivfassade:*

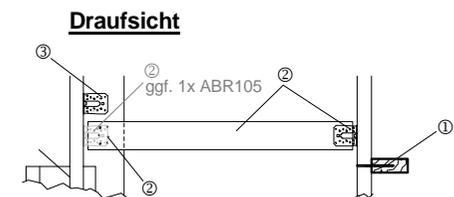
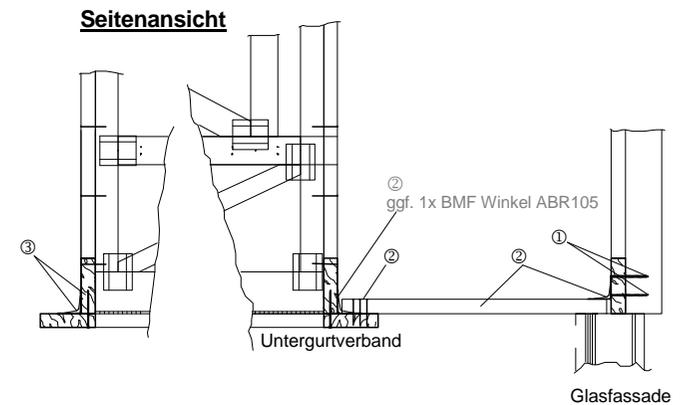
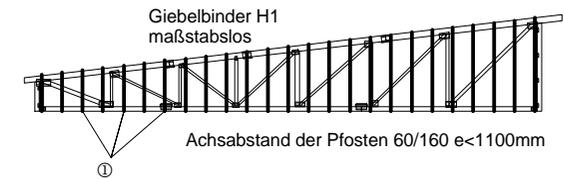
*Der Giebelbinder der Massivfassade wird mittels Langlochwinkel (Langloch vertikal) kontinuierlich auf dem Ringbalken befestigt. Der Giebelbinder muss sich also vertikal bewegen können. Eine starre Lagerung auf dem Stb.-Ringanker ist nicht erlaubt. Alternativ kann der Giebelbinder der Massivfassade auch an den Untergurtverband analog zur Befestigung des Glasfassadengiebels angeschlossen werden.*

- ③ Anschluss des Untergurtverbands an den Binderuntergurt seitl. Winkel ABR 105; SoNä 4,0x40;  $e < 2,0$  m sowie von unten kontinuierlich Nä42x120; 1-reihig;  $e|| < 200$  mm



### Beachte:

**Es ist auf eine ausreichende Biegesteifigkeit der Untergurtverbände zu achten!**



		Detail für Pultdächer Detail: Y-105 Giebelbinder mit Befestigung am Untergurtverband		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y105			
Mein Ort, den	22.10.2013	POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.

### Hinweis:

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.

Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

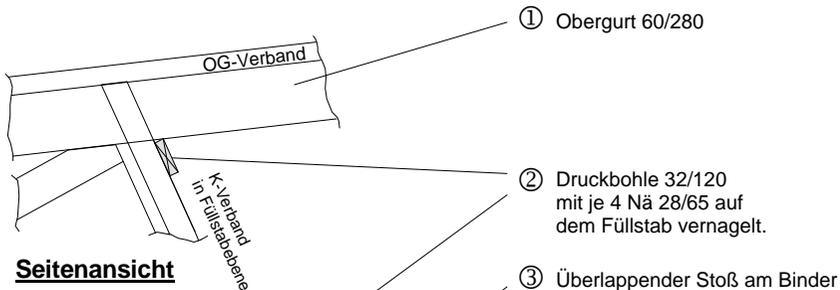
### Bewährte Methode zum lotrechten Aufrichten von Nagelplattenbindern - Montagebeschrieb:

Jeweils 2 Primärbinder sowie 1 Obergurtverband samt K-Böcke in Füllstabebene werden am Boden des Bauwerks schubfest vernagelt und mit dem Kran als komplette Einheit auf dem zu errichtenden Dach in Position gebracht:

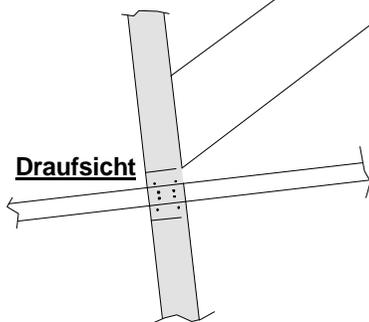
Mittels MAHO-Leiste (Auskervungen im festen Raster der Binderabstände) können die schlanken Binder sehr einfach in Position gebracht werden.

### Anschluß für jeden Binder

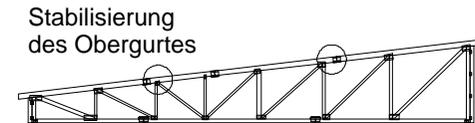
Anschluß des Bohlenstrangs 32/120 mm an der UK der Binderobergurte mit je 4 Nä 28/65.



### Seitenansicht



### Draufsicht



### Hinweis zum Detail:

Diese obige Ausführung ist nur bedingt anwendbar. Besser ist es eine MAHO-Leiste (Holzbrett mit kammförmigen Ausnehmungen in Binderholzstärke) zum genauen Ausrichten der Binder zu verwenden.



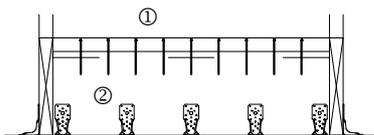
		Detail für Pultdächer Detail: Y-106 Binder-Montagebeschrieb konstruktive Lattenstränge in Obergurtebene		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y106			
Mein Ort, den	22.10.2013	POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.

## Hinweis:

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.

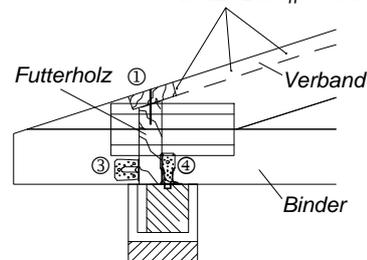
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

### Vorderansicht (von innen)



### Seitensicht

Der Verband wird in einem regelmäßigen Abstand vom First zur Traufe am Obergurt der Hauptbinder vernagelt.  
Nä 42/120: e|| = 30 cm



- ① Anschluß Verband - Futterholz  
mit \_\_\_ SN 6,0x150, vorgebohrt; in \_\_\_ Reihe mit  $e_{||} = 100$  mm  
alternativ: \_\_\_ Nä 42x120; in \_\_\_ Reihe vernagelt;  $e_{||} = 100$  mm

- ② Anschluß Futterholz - Ringanker  
\_\_\_ Stck. BMF Winkelverbinder AKR135  
(bei vorhandener Halfenschiene HZA oder für Anschluß direkt an Ringanker)  
- an Holz (langer vertikaler Schenkel) mit BMF-SoNä 4,0x40, voll ausgenagelt  
- an Ringanker (kurzer horiz. Schenkel) je 1 Schraube M12 oder Ankerbolzen M12  
a) bei verzahnte Halfenschiene vom Typ HZA-41/22 mit zugehöriger Schraube HZS-41/22 oder  
b) bei nicht-vorhandener bzw. unverzählter Schiene HTA-40/22 Anschluß direkt an den Ringanker mit z.B. Ankerbolzen FAZ II 12/10

Mittels AKR-Winkel 135



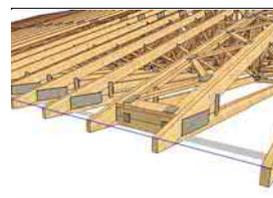
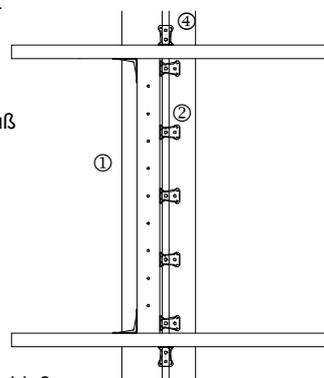
- ② Anschluß Futterholz - Ringanker **Alternativlösung**  
\_\_\_ Stck. Winkelverbinder AE116  
(bei vorhandener Halfenschiene HZA oder für Anschluß direkt an Ringanker)  
- an Holz (langer vertikaler Schenkel) je 14SoNä4,0x40  
- an Ringanker (kurzer horizontaler Schenkel) je 2 Schrauben M12 oder 2 Ankerbolzen M12 mit Unterlegscheiben 40x40x10 mit asymmetr. Loch:  
a) bei verzahnte Halfenschiene vom Typ HZA-41/22 mit zugehöriger Schraube HZS-41/22 oder  
b) bei nicht-vorhandener bzw. unverzählter Schiene HTA-CE 40/22 Anschluß direkt an den Ringanker mit z.B. Ankerbolzen FAZ II 12/10

Mittels Winkel AE116



- ③ Anschluß Futterholz an Binder konstruktiv  
-2xBMF-Winkel 105R  
-voll ausgenagelt mit BMF-SoNä 4,0x40
- ④ Anschluß Binder - Ringanker (Alle Binder im herkömmlichen Bereich) erfolgt je Traufseite mit  
1xBMF Winkelverbinder AKR135 oder Winkelverbinder AE76  
- an Ringanker mit Ankerbolzen FAZ II 12/10 oder mit HS-40/22 (für unverzählte Halfenschiene HTA-CE 40/22)  
- an Holz mit BMF-SoNä 4,0x40, voll ausgenagelt

### Draufsicht (ohne Verband)



Detail für Satteldächer  
Detail: Y-001  
Anschluss Obergurtverband-Traufe

AUFST. D. ZEICHN.  
Bearbeiter

AUFTRAGSNR.  
Y001

Mein Ort, den

17.09.2013

POS. NR.

ZEICHN. NR.

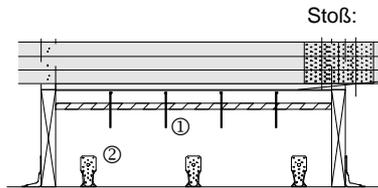
ÄND.

## Hinweis:

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.

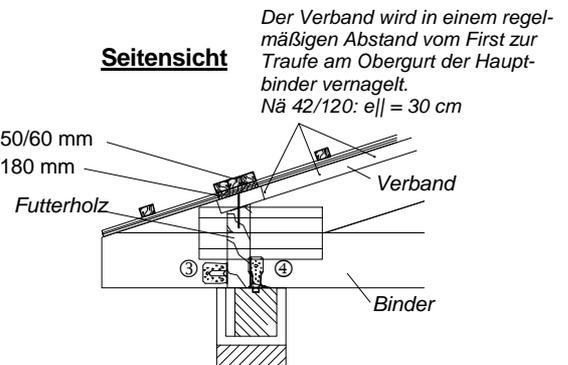
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

### Vorderansicht (von außen)



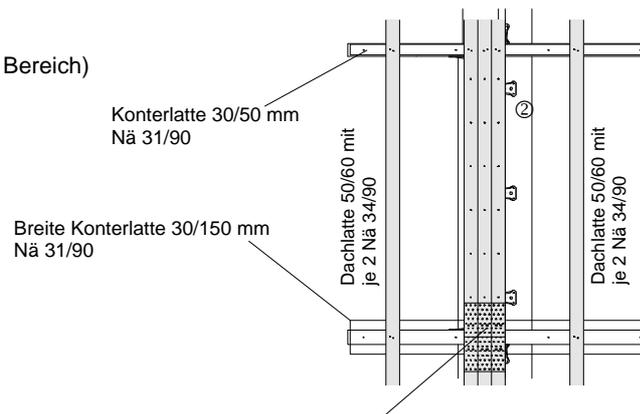
3-fache Dachlatte 50/60 mm  
Distanzholz 30/180 mm

### Seitensicht



- ① Anschluß Verband - Futterholz
- ② Anschluß Futterholz - Ringanker
- ③ Anschluß Futterholz an Binder konstruktiv
- ④ Anschluß Binder - Ringanker  
(betreffend alle Binder im herkömmlichen Bereich)

### Draufsicht (ohne Verband)



### Beschreibung der Ergänzungsmaßnahme "3-fache Dachlatte" für den Dachdecker

Befestigung einer 3-fachen Dachlatte 50/60 mm entlang der Traufe über dem Verbands V-Stab:

- Binderkreuzungspunkt: je 2 Nä 38/100 je Kreuzungspunkt und Einzellatte.

- Verbandsfeld:

- \_\_\_ Nä 31x90 für Vernagelung des Distanzholzes 30/180 mm auf dem Verbands V-Stab
- \_\_\_ Nä 38x100, einreihig; e|| = 60 mm je Einzellatte des Dachlattenstranges am Distanzholz über dem V-Stab des Verbandes.

Es handelt sich bei der Vernagelung des Distanzholzes an den V-Stab des Verbandes und der Vernagelung des 3-teiligen Dachlattenstranges auf das Distanzholz um zwei unabhängige Nagelungen.

- Stoß "zug- und druckfest":

- am Binder auf breiter Konterlatte mit je 2 Nä 38/100 je Einzellatte.
- zusätzlich eins. Lochblech 180x300 mm mit \_\_\_ SoNä 4,0x40 je Dachlattenende unter Berücksichtigung der max. Hirnholzabstände 15 dn.

Detail für Satteldächer  
Detail: Y-002  
Zusatzangaben für Dachdecker

AUFST. D. ZEICHN.  
Bearbeiter

AUFTRAGSNR.  
Y002

Mein Ort, den

17.09.2013

POS. NR.

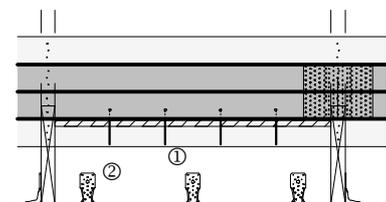
ZEICHN. NR.

ÄND.

### Hinweis:

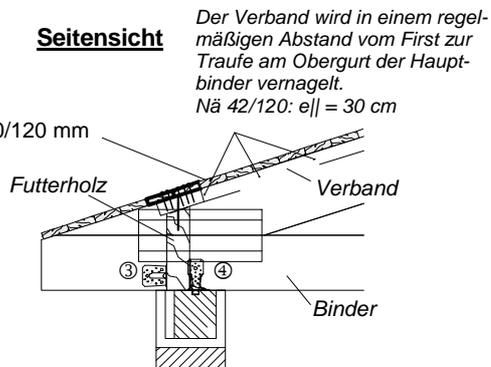
Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.  
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

### Vorderansicht (von außen)



Dachschalung 30/120 mm

### Seitensicht



Der Verband wird in einem regelmäßigen Abstand vom First zur Traufe am Obergurt der Hauptbinder vernagelt.  
Nä 42/120: e|| = 30 cm

Futterholz

Binder

### **Beschreibung der Ergänzungsmaßnahme "Sonderversnagelung der Schalung" für den Dachdecker**

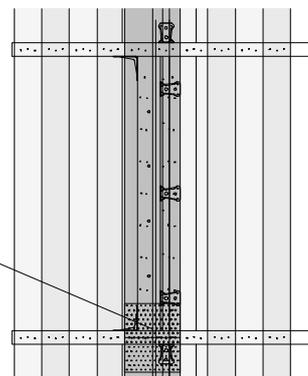
- Binderkreuzungspunkt:  
Die Schalbretter in den Abmessungen 30/120 mm sind sowohl außerhalb als auch im Verbandsbereich mit den jeweils kreuzenden Bauteilen (Binder- bzw. Verbandsgurte) mit min. 3 Nä34x80 zu vernageln.
- Verbandsfeld:  
Zur Erzielung des Ausgleichs der Seitenlasten sind zwei Schalungsbretter der Abmessungen 30/120 mm, die über dem traufseitigen V-Stab des Verbandes verlaufen, am V-Stab des Verbandes wie folgt zu vernageln. Je Brett 18Nä 34/80; einreihig; e|| = 60 mm.
- Stoß "zug- und druckfest":
  - Zugehöriger Stoß der zwei Schalungsbretter stets über den Bindern mit eins. Lochblech 240x300 mm, SoNä 4,0x40 je Schalbrettende unter Berücksichtigung der max. Hirnholzabstände 15 dn.
  - Die Brettstöße im Normalbereich sind um mindestens zwei Binderabstände gegeneinander zu versetzen, und die Stoßbreite darf nicht mehr als 0,4 m betragen.

HINWEIS: Bei der Vernagelung sind ebenfalls auf die Randabstände des Verbandes V-Stabs zu achten.

### Draufsicht (ohne Verband)

Zug- und druckfester Stoß am Binder  
Lochblech 240x300 mm, 10SoNä4,0x40  
je Schalbrettende.

Randabstände a1, a2, a3t, a3c, a4t und a4c  
nach EC5 beachten



Schalbrett 30/120 mm mit je 3 Nä 34/90

Details für Satteldächer  
Detail: Y-003  
Ausführung bei Dachschalung

AUFST. D. ZEICHN.  
Bearbeiter

AUFTRAGSNR.  
Y003

Mein Ort, den

17.09.2013

POS. NR.

ZEICHN. NR.

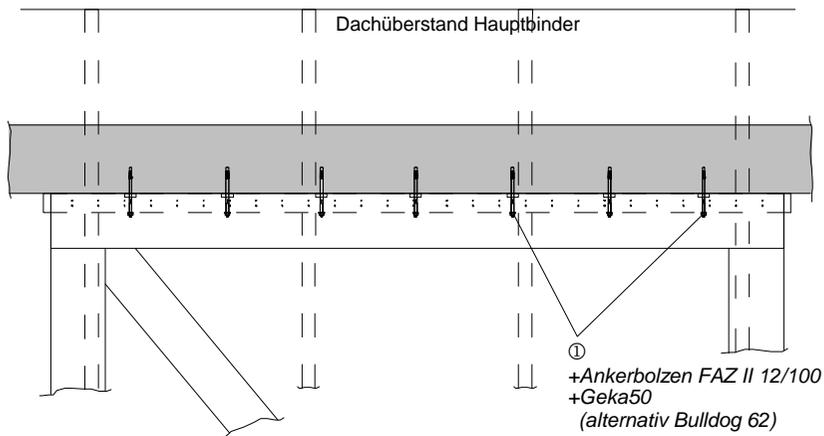
ÄND.

## Hinweis:

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.

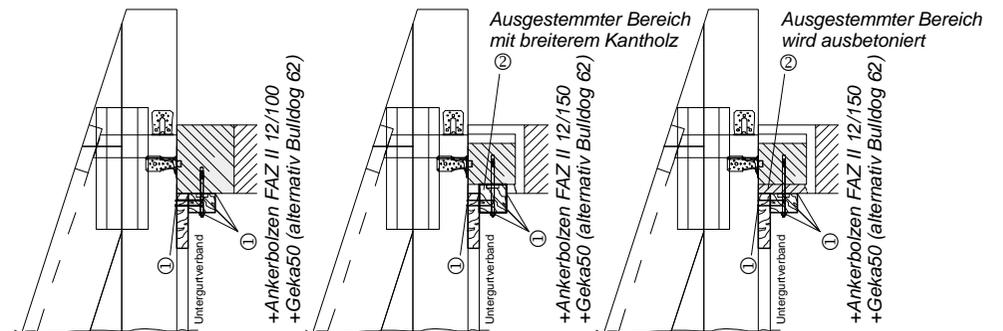
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

## Draufsicht Untergurtverbandsanschluss an Längswand

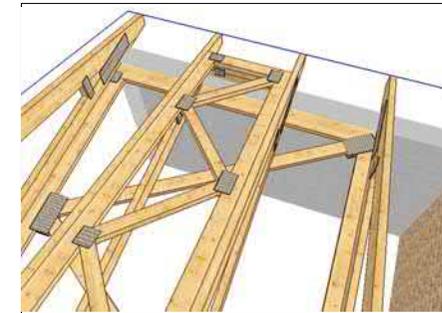


## BEACHTEN: Anschluß unmittelbar an Seitenwange der U-Schale NICHT zulässig

## Seitensicht



## 3D-Ansicht



- ① Beispielhafte Ausführung:  
Anschluss des Untergurtverbandes an die Längswand mit einem Kantholz 10/12 cm (hochkant, parallel zur Längswand) seitl. unmittelbar an den Ringanker mit \_\_\_ Ankerbolzen FAZ II 12/100 (evtl. FAZ II 12/150) + Geka50 (alternativ Bulldog 62) einseitig. Der Untergurtverband wird auf das Kantholz zweireihig mit \_\_\_ Nä 42x120 vernagelt. e|| = 50 mm und e| > 25 mm.
- ② Für den seitlichen Anschluß der Untergurtverbände an die Längswände sind zur Vermeidung von Anschlußausmittigkeiten und ungewollter Biegung in den Ankerbolzen ggf. die U-Schale und deren seitliche Wandung im Bereich des Kantholzes (auf voller Länge) planmäßig auszustemmen. Der ausgestemmte Bereich kann z.B. durch ein entsprechend breiter gewähltes Kantholz ersetzt werden oder ausbetoniert werden. Die Ankerbolzen sind für diesen Fall längenmäßig anzupassen.

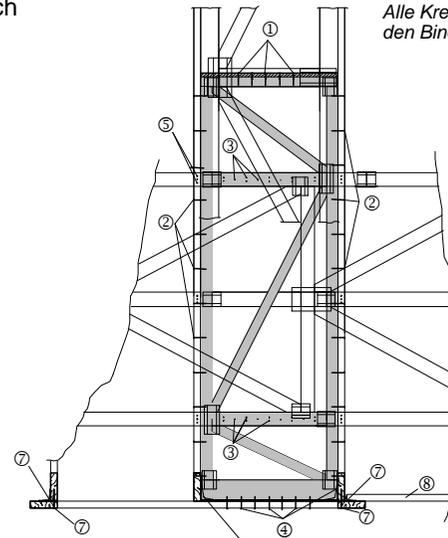
		Detail für Satteldächer Detail: Y-004 Untergurtverbandsanschluss an Längswand		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y004			
Mein Ort, den	17.09.2013	POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.

## Hinweis:

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.  
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

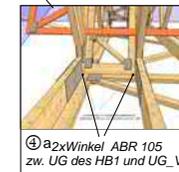
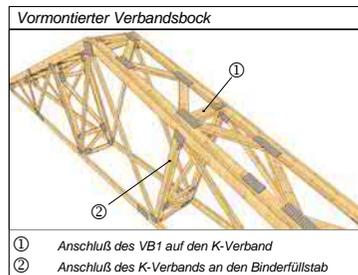
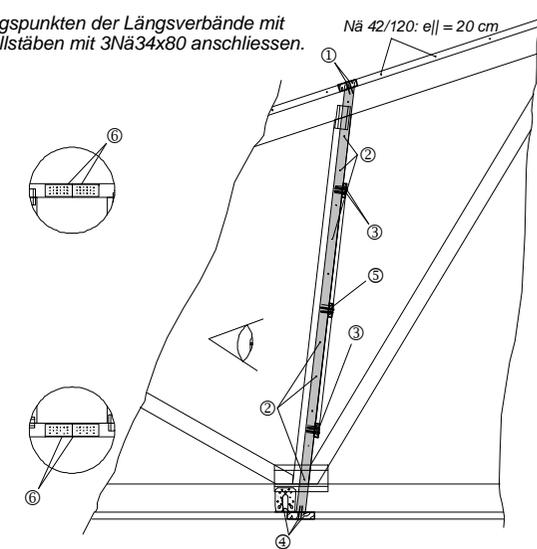
- ① Anschluß des Obergurtverbandes auf den K-Verband:  
\_\_\_ Nä 42x110; in 2 Reihen vernagelt  
 $e|| > 50$  mm und  $e\perp > 21$  mm
- ② Anschluß des K-Verbands an den Binderfüllstab  
Vertikale Vernagelung mit Nä 42x130; 1-reihig;  $e|| \sim 300$  mm
- ③ Anschluss des K-Verbands an den Längsverband  
für alle sich berührenden horizontalen Gurte  
\_\_\_ Nä 38x100; in 3 Reihen;  $e|| > 40$  mm und  $e\perp > 19$  mm
- ④ Anschluss des K-Verbands an den Untergurtverband  
\_\_\_ Nä 42x110; in 2 Reihen vernagelt;  
 $e|| > 50$  mm und  $e\perp = 21$  mm
- ④a konstruktiv im Lasteinleitungsbereich (KVB  $\Leftrightarrow$  UGVB):  
2xWinkelverbinder ABR 105 zw. UG des HB1 und UG\_VB einseitig
- ⑤ Anschluss des Längsverbandes an allen Kreuzungspunkten  
mit den Füllstäben der Hauptbinder 3 Nä34x90, 1-reihig
- ⑥ Koppelung der Längsverbände untereinander an  
deren OG und UG  
- Alternativ mittels 2 Stck Brettlaschen 32/140 mm,  
L = 600 mm mit 16 Nä34x100 (zweischneittig) je Anschlußfläche.  
- 2 Stck Lochblech 2.0 x 100 x 200 mm  
\_\_\_ SoNä 4,0x35 je Anschlußfläche.  
Die an den Giebelbindern ankommenden Längsverbände über-  
tragen ihre vertikalen Auflagerreaktionen über die V-Stäbe an  
die vertikal beweglichen Giebelbinder. Der Anschluß erfolgt  
mit min 8 Nä34x100, 1-reihig,  $e|| > 50$  mm
- ⑦ Anschluss des Untergurtverbandes an den Binderuntergurt  
des HB1 seil. Winkel ABR105; SoNä 4,0x40;  $e < 2,0$  m  
sowie von unten Nä42x120; 1-reihig;  $e|| < 300$  mm  
HINWEIS: Die Füllstäbe des UGVB sind mit den Unter-  
gurten der Hauptbinder in den Kreuzungspunkten mit  
min. 1Spax 4,0x120 zu verschrauben.
- ⑧ Anschluss des Giebelbinders an den Untergurtverband  
Verbindungsholz 60x160 mm;  $e < 1,50$  m  
\_\_\_ Nä 42x110; in 2 Reihen am Verband und am  
Giebelbinder seil. Winkel ABR105;  
SoNä 4,0x40 (voll ausgenagelt)

## Vorderansicht (von außen)



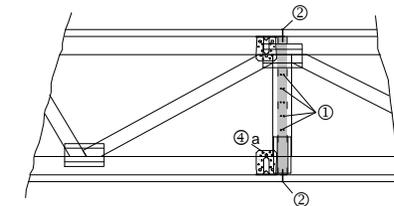
Alle Kreuzungspunkte der Längsverbände mit  
den Binderfüllstäben mit 3Nä34x80 anschliessen.

## Seitensicht



## Draufsicht

Darstellung: HB1 und VB1 und K\_VB1



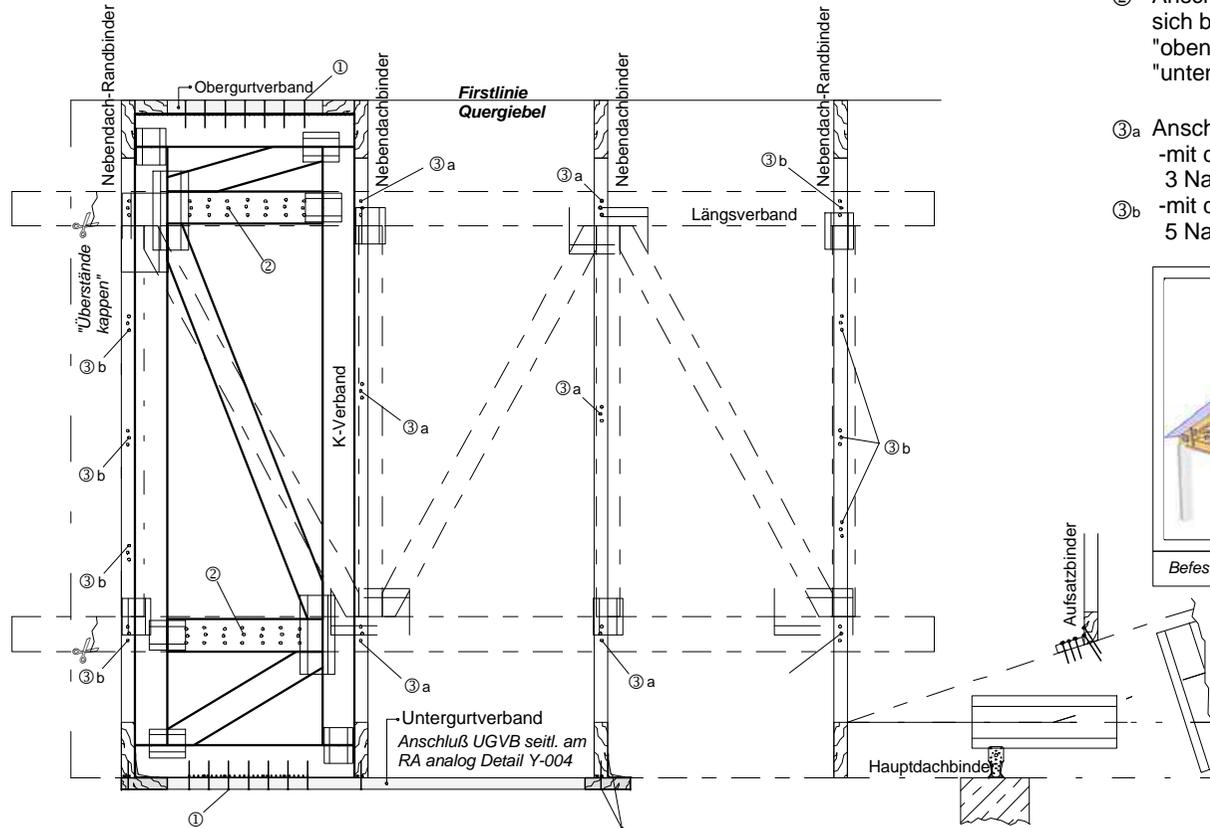
Muster einer beispielhaften Ausführung:

Hier exemplarischer Anschluß des OG-Verbandes VB1 an den K-VB1 sowie Weiterleitung in den L\_VB1 bis zur Einleitung in den UG-Verband UG\_VB1 mit dessen Anschluß an der Längswand.

		<b>QDAS-Anschlußdetail</b> Detail: Y-005 Anschluss der Verbände untereinander		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter		AUFTRAGSNR. Y005		
Mein Ort, den		17.09.2013		POS. NR.
		ZEICHN. NR.		ÄND.

**Hinweis:**

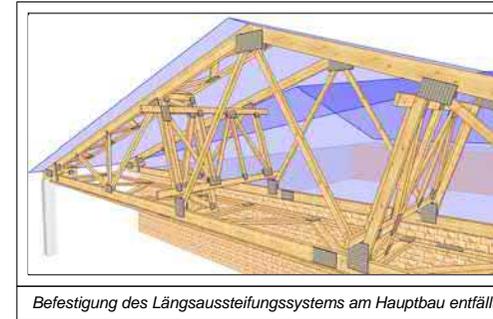
Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.  
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.



Anschluss des Untergurtverbands an den Binderuntergurt des Nebendachbinders seitl. Winkelverbinder ABR 105; CNA- SoNä 4,0x40; e < 2,0 m sowie von unten N42x120; 1-reihig; e|| < 500 mm

**Beispiel für eine fachgerechte Ausführung:**

- ① Anschluß Obergurtverband auf den K-Verband:  
Anschluß Untergurtverband an den K-Verband (analog):  
\_\_\_ N4 42x120; in \_\_\_ Reihen vernagelt; e|| > 50 mm; e| > 21 mm
- ② Anschluß K-Verband an den Längsverband für die sich berührenden horizontalen Gurte:  
"oben": \_\_\_ N4 38x100; in \_\_\_ Reihen vernagelt; e|| > 40 mm; e| > 19 mm  
"unten": \_\_\_ N4 38x100; in \_\_\_ Reihen vernagelt; e|| > 40 mm; e| > 19 mm
- ③a Anschluß Längsverband an allen Kreuzungspunkten  
-mit den Füllstäben der inneren Nebendachbinder:  
3 Nagelgruppen á 3 N4 38x100
- ③b -mit den Füllstäben der beiden Randbinder des Nebendaches:  
5 Nagelgruppen á 3 N4 38x100



Befestigung des Längsaussteifungssystems am Hauptbau entfällt

Aussteifung des Quergiebels mittels Obergurtverband | K-Verband | Längsverband | Untergurtverband. Eine Befestigung des Längsaussteifungssystems am Hauptbau entfällt.

QDAS-Anschlußdetails  
Detail: Y-006  
Aussteifung des Quergiebels  
Längsverbände LV in Füllstabebene

AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter		AUFTRAGS NR. Y006	
Mein Ort, den		17.09.2013	
POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.	

## Hinweis:

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.

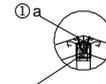
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

### Beispielhafte Anschlüsse zur Verbindung:

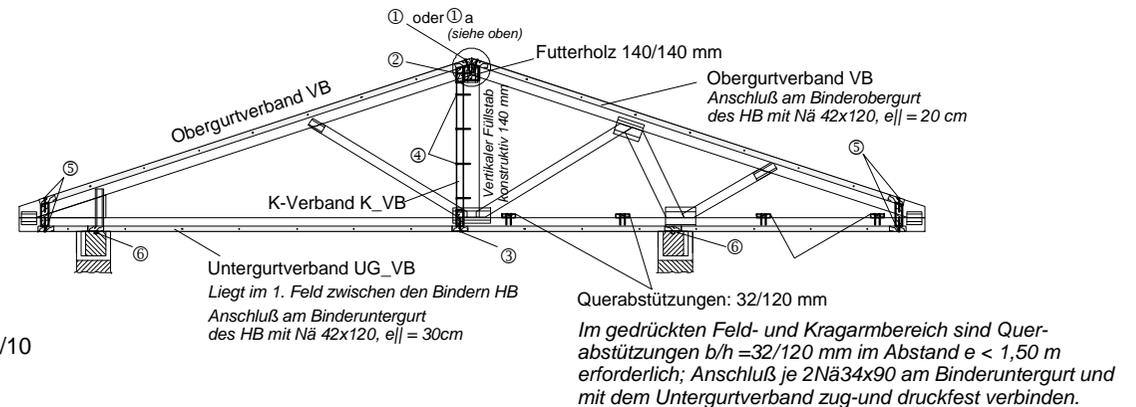
- ① Anschluss des Obergurtverbands am First an Futterholz 140/140 mm mit \_\_\_ Nä 42x120 je Verbands V-Stab
- ①<sub>a</sub> Anschluss des Obergurtverbands zentrisch unter dem First direkt am K-Bock (min  $b = 120$  mm) mit \_\_\_ Nä 42x120 je Verbands V-Stab
- ② Anschluß des K-Verbands am First an Futterholz 140/140 mm mit \_\_\_ Nä 42x120
- ③ Anschluß des K-Verbands am Untergurtverband mit \_\_\_ Nä 42x120
- ④ Anschluß des K-Verbands am Binderfüllstab des HB5 mit \_\_\_ Nä 42x120
- ⑤ Anschluß des Obergurtverbandes (unteres Ende) am Untergurtverband mittels Futterholz (z.B. 60/200 mm) mit je \_\_\_ Nä 42x120
- ⑥ Anschluß des Untergurtverbandes am Ringanker je 2 Schrauben M12 oder 2 Ankerbolzen M12 mit Bulldog,  $d = 48$  mm am inneren V-Stab:
  - a) bei verzahnte Halfenschiene vom Typ HZA-41/22 mit zugehöriger Schraube HZS-41/22 oder
  - b) bei nicht-vorhandener bzw. unverzahnter Schiene HTA-CE 40/22 Anschluß direkt an den Ringanker mit z.B. Ankerbolzen FAZ II 12/10

*Ein Längsverband ist erforderlich, wenn das am Untergurt des K-Bock entstehende Kräftepaar nicht von den Hauptbindern aufgenommen bzw. angeschlossen werden kann.*

### Anschluss des Obergurtverbands zentrisch unter dem First direkt am K-Bock



- K-Bock (min  $b = 120$  mm)
- Vertikaler Füllstab konstruktiv 120 mm



		QDAS-Anschlußdetails Detail: Y-007 Obergurtverbandsanschluss-Anlieferungsbereich		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y007			
Mein Ort, den	17.09.2013	POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.

## Hinweis:

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.

Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

## Beispielhafte Ausführung zur Befestigung der Giebelbinder am Untergurt Giebelbinder mit Befestigung am Untergurtverband

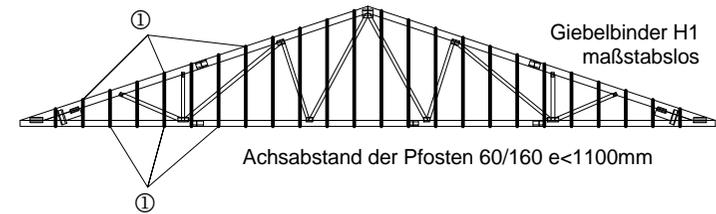
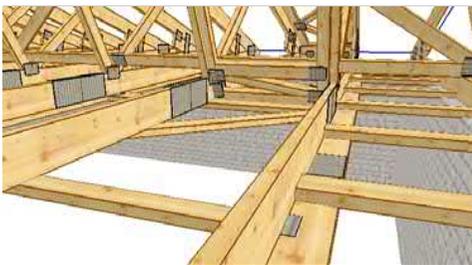
- Giebelpfostenbefestigung am Giebelbinder
- Untergurtverbandsbefestigung am Giebelbinder
- Anschluss Untergurtverband am Binderuntergurt

- ① Anschluss des Giebelpfostens 60/160 am Giebelbinder mit \_\_\_ Spax 5,0x200 am Pfostenfuß und -kopf mit den Gurten von Innen verschraubt.
- ② Anschluss des Untergurtverbands an den Giebelbinder der Glasfassade Verbindungsholz 60x160 mm;  $e < 1,50$  m \_\_\_ Nä 42x110; 2-reihig am Verband und am Giebelbinder seitel. Winkel ABR105; SoNä 4,0x40 (ausgenagelt)

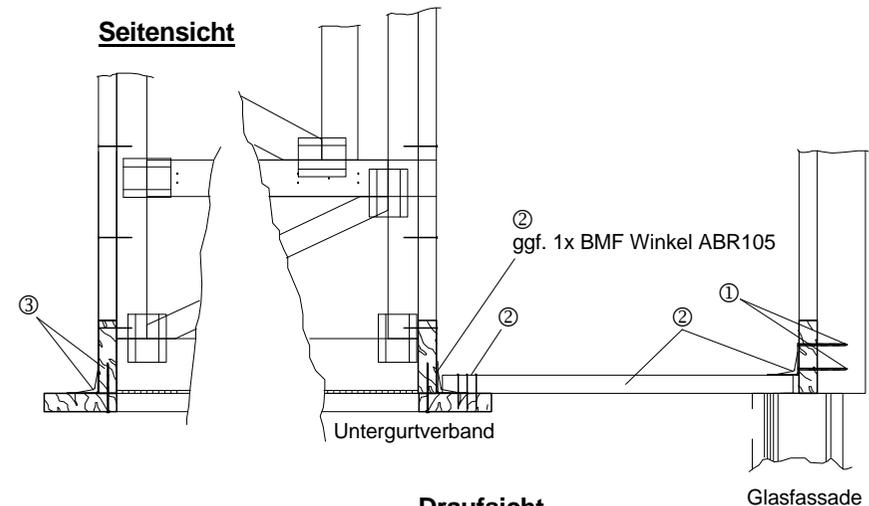
*Giebelbinder der Massivfassade:*

*Der Giebelbinder der Massivfassade wird mittels Langlochwinkel (Langloch vertikal) kontinuierlich auf dem Ringbalken befestigt. Der Giebelbinder muss sich also vertikal bewegen können. Eine starre Lagerung auf dem Stb.-Ringanker ist nicht erlaubt. Alternativ kann der Giebelbinder der Massivfassade auch an den Untergurtverband analog zur Befestigung des Glasfassadengiebels angeschlossen werden.*

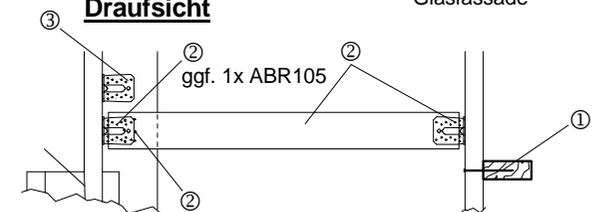
- ③ Anschluss des Untergurtverbands an den Binderuntergurt seitel. Winkel ABR105; SoNä 4,0x40;  $e < 2,0$  m sowie von unten kontinuierlich Nä42x120; 1-reihig;  $e_{||} < 200$  mm



### Seitensicht



### Draufsicht



## Beachte:

**Es ist auf eine ausreichende Biegesteifigkeit der Untergurtverbände zu achten!**

		Details für Satteldächer Detail: Y-008 Giebelbinder mit Befestigung am Untergurtverband		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y008			
Mein Ort, den	17.09.2013	POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.

### Hinweis:

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.

Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

Beispielhafte Ausführung und Hinweise zur Obergurtaussteifung im Aufsatzbinderbereich:

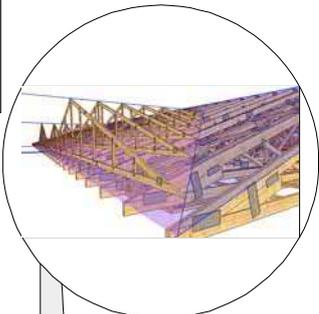
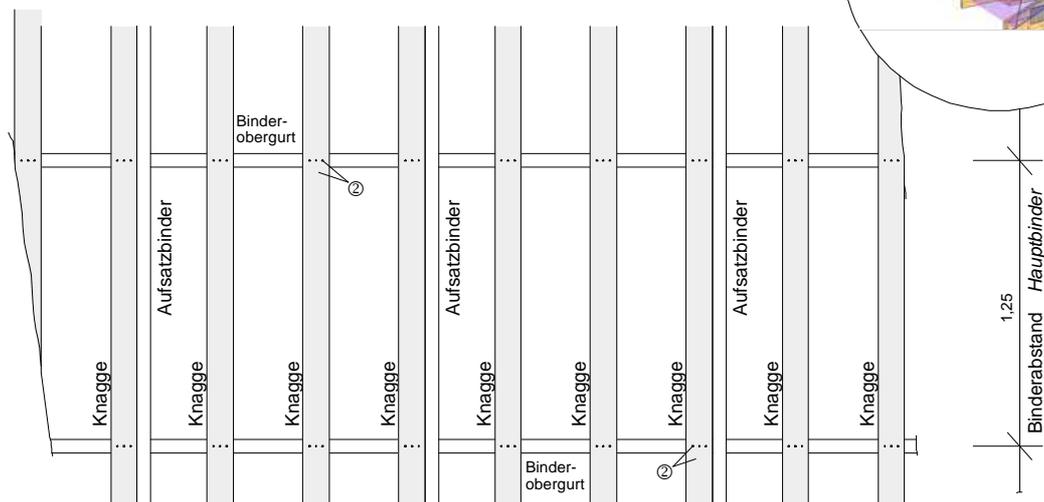
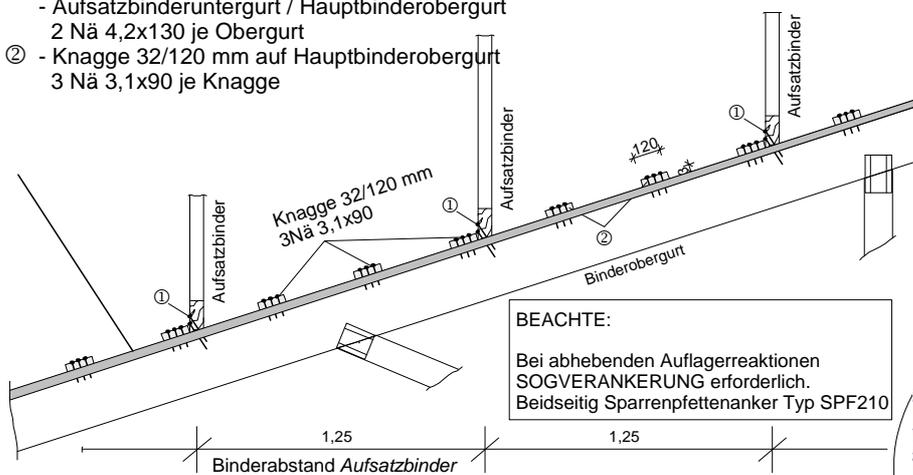
Ausführung im Kehlbereich mit durchgehender Traglattung des Hauptdaches oder zug- und druckfeste Kehlbohlenausführung im Verschneidungsbereich. Dazu ist zu Kontrollzwecken eine zusätzliche Einstiegsmöglichkeit vom Hauptdach in den Kehlbereich vorzusehen. In der Statik ist dafür ein vergrößerter Lattenabstand zu berücksichtigen. Alternativ dürfen auch die Aufsatzbinder zur Querabstützung herangezogen werden, damit können die unmittelbar anliegenden Latten am Aufsatzbinder eingespart werden.

Konterlattung b/d nach Statik separat auf dem Binderobergurt abgenagelt.

!!!Randabstände einhalten!!!

#### ① Anschluß der Aufsatzbinder

- Aufsatzbinderuntergurt / Hauptbinderobergurt  
2 Nä 4,2x130 je Obergurt
- ② - Knagge 32/120 mm auf Hauptbinderobergurt  
3 Nä 3,1x90 je Knagge



Details für Satteldächer  
Detail: Y-009  
Anschluß der Aufsatzbinder  
mit Knickstabilisierung der Binderobergurte

AUFST. D. ZEICHN.  
Bearbeiter

AUFTRAGSNR.  
Y009

Mein Ort, den

17.09.2013

POS. NR.

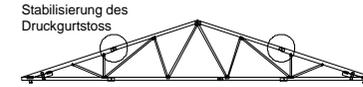
ZEICHN. NR.

ÄND.

**Hinweis:**

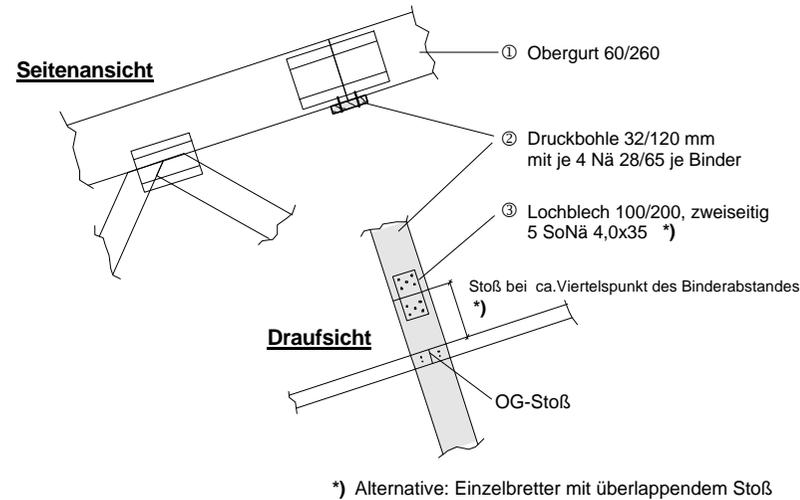
Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.  
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

Beispiel für eine ausreichende Knickstabilisierung im unmittelbaren Stossbereich bei Stossabständen von mehr als 2 x Obergurthöhe:



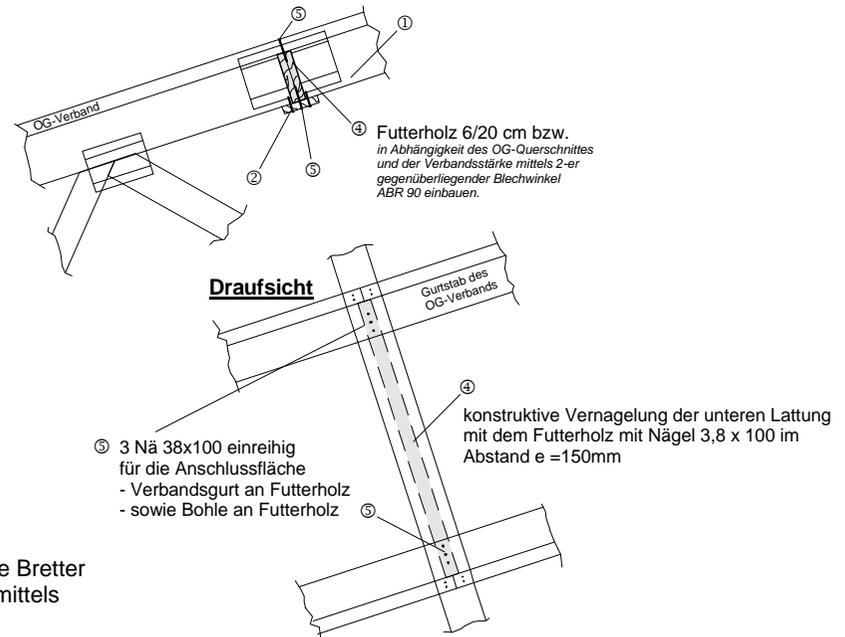
**Anschluß für jeden Binder**

Anschluß des Bohlenstrangs 32/120 mm an der UK der Binderobergurte am Stoß mit je 4 Nä 28/65



**Anschluß in jedem Verbandsfeld**

Anschluß des Bohlenstrangs am Verband durch ein Futterholz 6/20 cm und je Anschlussfläche 3 Nä 38x100



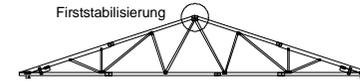
**Hinweis zum Detail:**

Der Bohlenstrang kann aus Einzelbrettern 32/120 mm mit einer Länge bis zu 5m bestehen. Die Bretter sind dann jeweils am Binder gestoßen. Der Bohlenstrang ist bei höheren Beanspruchungen mittels Blockholz mit dem Obergurtverband konstruktiv zu vernageln. Bei der Vernagelung sind die Mindest-Randabstände a1/a2/a3t/a3c/a4t/a4c einzuhalten.

		Details für Satteldächer Detail: Y-010 Bohlenstrang zur Halterung des Druckgurtstoßes (konstruktiv)		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y010			
Mein Ort, den	17.09.2013	POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.

**Hinweis:**

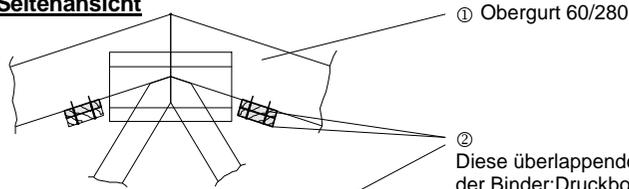
Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.  
Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.



**Anschluß für jeden Binder**

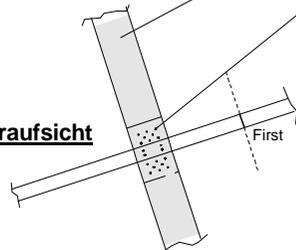
Anschluß des Bohlenstrangs 35/160 mm an der Unterkante der Binderobergurte mit z.B. je 4 Nä 31/70 (genaue Nagelanzahl nach statischer Berechnung). Überlappung nur temporär zu Montagezwecken erlaubt. Im Endzustand ist der Bohlenstrang zum Zwecke des inneren Ausgleichs der auftretenden Seitenlasten einteilig mit ggf. notwendigen Stößen auszuführen. Die Lage dieses Stosses sollte ca. im 1/4-Punkt des Binderabstandes liegen.

**Seitenansicht**



② Diese überlappenden Lattungen dienen nur zum Richten der Binder: Druckbohle 35/160 mit je 4 Nä 31/70. Im Endzustand ist die Lattung zum inneren Ausgleich einteilig nach Statik zu bemessen und auszuführen.

**Draufsicht**

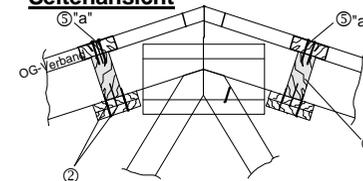


**Beispielhafte Ausführung zur Knickstabilisierung der gedrückten Obergurte im Firstbereich:**

**Anschluß in jedem Verbandsfeld**

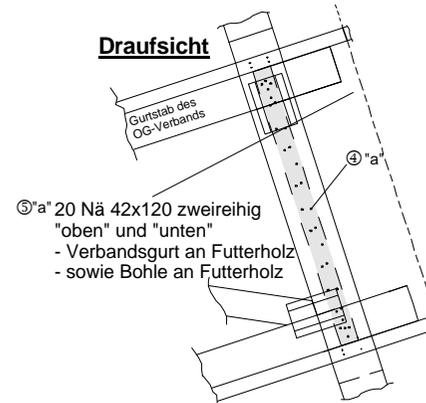
Anschluß: Statt Winkel ABR90 alternativ zurückgesetzter innerer V-Stab am oberen Verbandsende. Anschluß des Bohlenstrangs "direkt" am Verband am zurückgesetzten inneren V-Stab im Verband durch ein Futterholz 8/20 cm (Querschnittshöhe muss ggf. angepasst werden) mit zweireihig 20 Nä 42x120 entlang des V-Stabes.

**Seitenansicht**



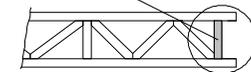
④ "a" Futterholz 8/20 cm bzw. in Abhängigkeit des OG-Querschnittes und der Verbandsstärke

**Draufsicht**



③ "a" 20 Nä 42x120 zweireihig "oben" und "unten"  
- Verbandsgurt an Futterholz  
- sowie Bohle an Futterholz

**VORAUSSETZUNG:**  
Zurückgesetzte Vertikale am oberen Verbandsende



		Details für Satteldächer Detail: Y-011 Bohlenstrang zur Stabilisierung im Firstbereich Anordnung beidseits des Firstes		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y011	POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.
Mein Ort, den	17.09.2013			

### Hinweis:

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.

Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

### **Bohlenstrang zur Stabilisierung eines langen Traufkeils, Beispielhafte Ausführung:**



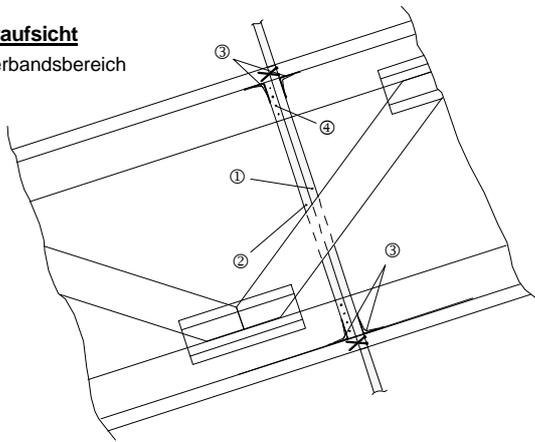
### Anschluß für jeden Binder

Anschluß des Bohlenstrangs 32/120 mm an der Stirnseite des Traufkeils mit je 2 Nä 31/90.

- ① Läuferbohle 32/120 mm mit je 2 Nä 31/90 an jedem Keil (schräg unter 45 Grad zur Faser eingeschlagen)  
*Stoß mittels einseitiger Holzlasche 32/120 mm 10Nä31x90 je Anschlußfläche*
- ② Futterholz 2x 40/160 als VDB
- ③ BMF Winkelverbinder ABR 90 mit 6 CNA-SoNä 4,0x35mm
- ④ Verbands-Obergurte mit Futterholz mit je 4 Nä 34/100 an beiden Kreuzungspunkten

### Draufsicht

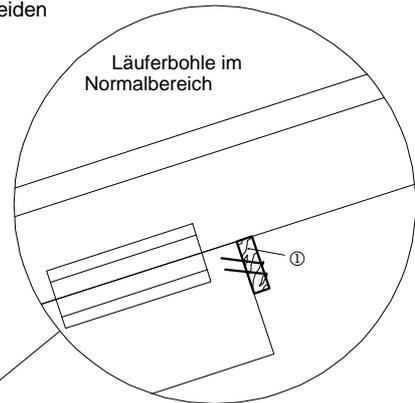
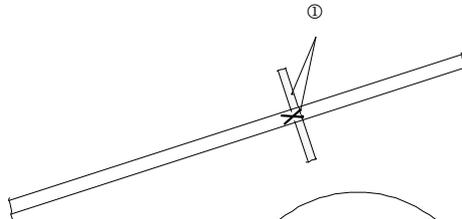
Verbandsbereich



Verbands-Obergurte mit Futterholz mit je 4 Nä 34/100 an beiden Kreuzungspunkten

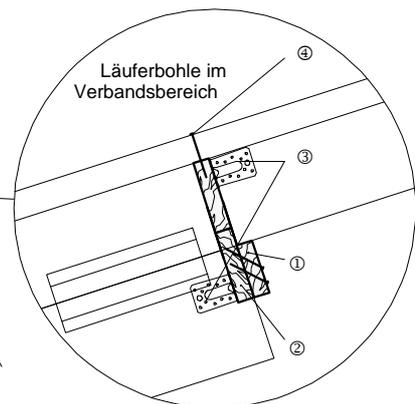
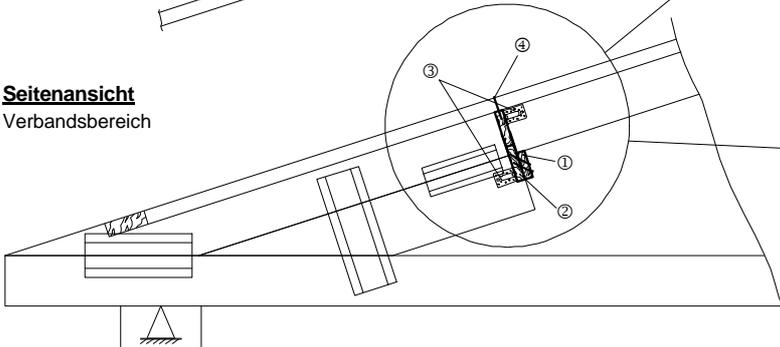
### Draufsicht

Normalbereich



### Seitenansicht

Verbandsbereich



Details für Satteldächer

Detail: Y-012:

Traufknoten mit Keilverstärkungen im Auflagerbereich  
Querabstützungen am Keilstab

AUFST. D. ZEICHN.  
Bearbeiter

AUFTRAGSNR.  
Y012

Mein Ort, den

17.09.2013

POS. NR.

ZEICHN. NR.

ÄND.

**Hinweis:**

Alle Anschlüsse sind auf Grundlage einer statischen Berechnung auszubilden.

Die angegebenen Verbindungsmittel sind beispielhaft und können durch gleichwertige Produkte anderer Hersteller ersetzt werden.

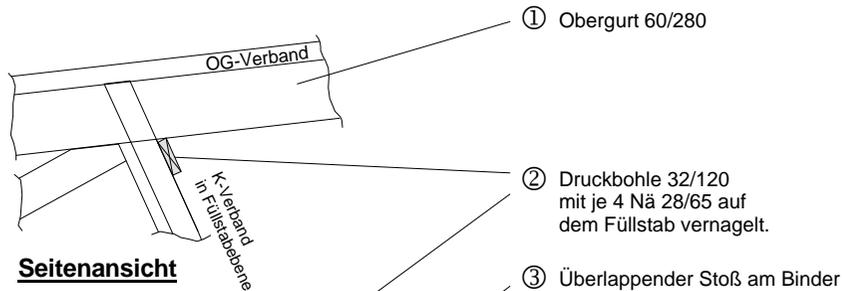
**Bewährte Methode zum lotrechten Aufrichten von Nagelplattenbindern - Montagebeschrieb:**

Jeweils 2 Primärbinder sowie 1 Obergurtverband samt K-Böcke in Füllstabebene werden am Boden des Bauwerks schubfest vernagelt und mit dem Kran als komplette Einheit auf dem zu errichtenden Dach in Position gebracht:

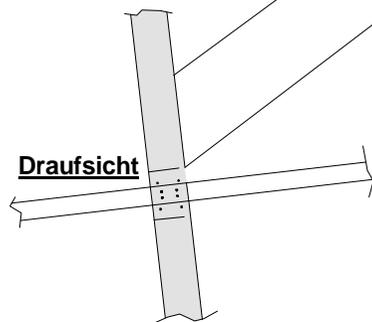
Mittels MAHO-Leiste (Auskervungen im festen Raster der Binderabstände) können die schlanken Binder sehr einfach in Position gebracht werden.

**Anschluß für jeden Binder**

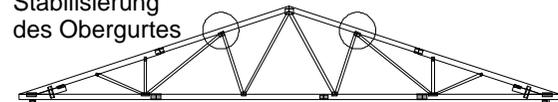
Anschluß des Bohlenstrangs 32/120 mm an der UK der Binderobergurte mit je 4 Nä 28/65.



**Seitenansicht**



Stabilisierung des Obergurtes



**Hinweis zum Detail:**

Diese obige Ausführung ist nur bedingt anwendbar. Besser ist es eine MAHO-Leiste (Holzbrett mit kammförmigen Ausnehmungen in Binderholzstärke) zum genauen Ausrichten der Binder zu verwenden.



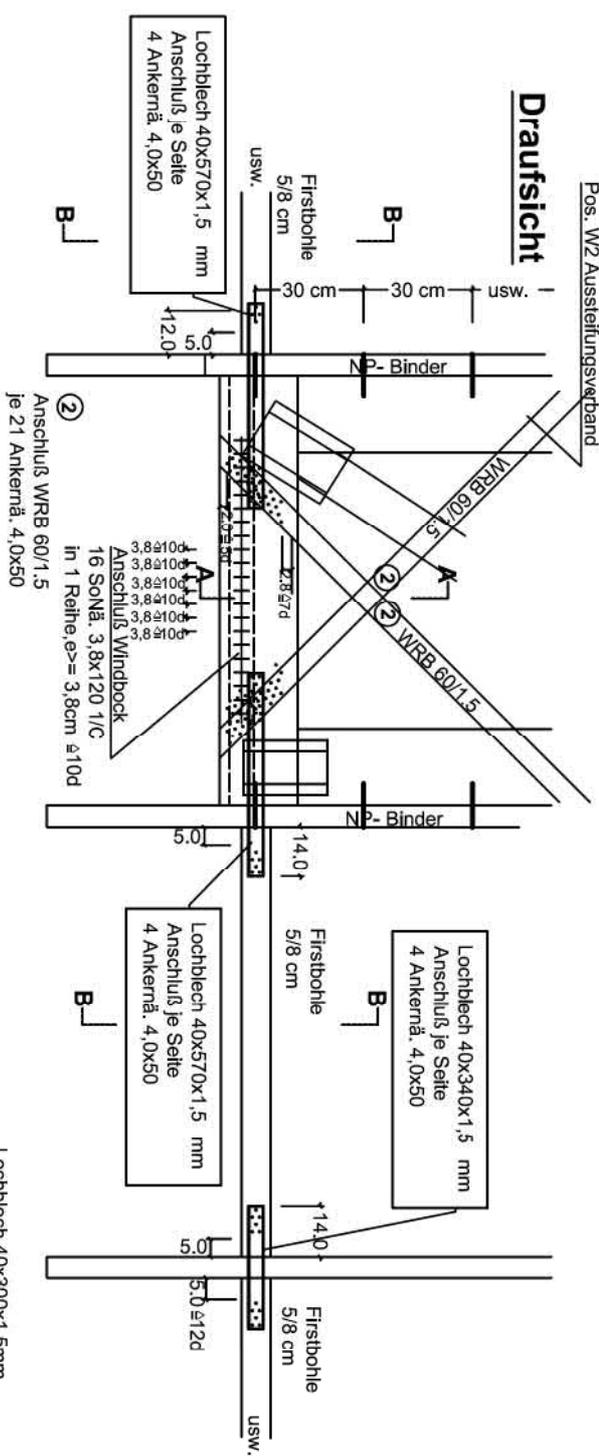
		Detail für Satteldächer Detail: Y-013 Binder-Montagebeschrieb konstruktive Lattenstränge in Obergurtebene		
AUFST. D. ZEICHN. Bearbeiter	AUFTRAGSNR. Y013			
Mein Ort, den	22.10.2013	POS. NR.	ZEICHN. NR.	ÄND.

**Detail M1**  
Beispiel

**Anschluss Windverband an Windbock mit Firstbohle,**  
**Windrispenband 60/1,5 beidseitig**

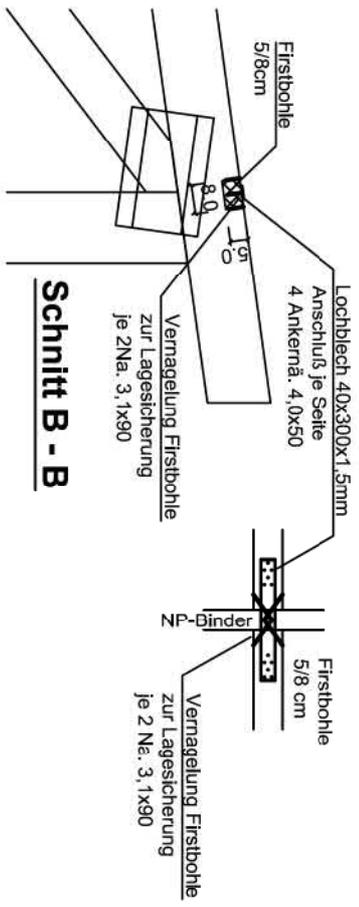
Pos. W2 Aussteifungsverband

**Draufsicht**

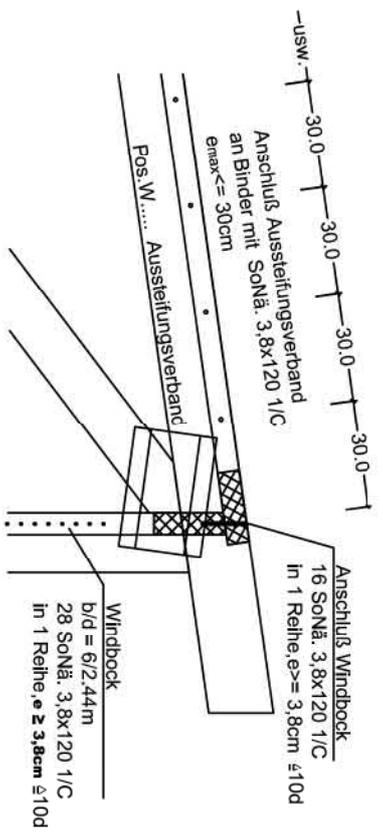


**Legende Einheiten:**  
Holz = cm  
Stahl = mm

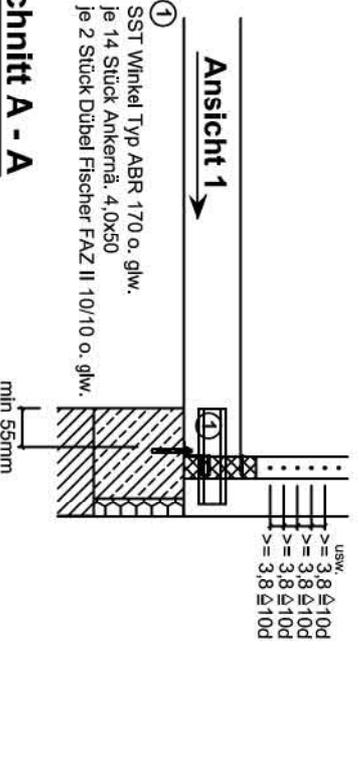
**Sämtliche Angaben zu Querschnitten und Verbindungsmitteln sind statisch nachzuweisen**



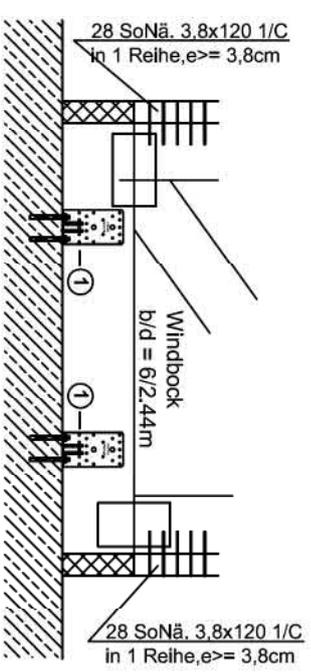
**Schnitt B - B**



**Ansicht 1**



**Schnitt A - A**



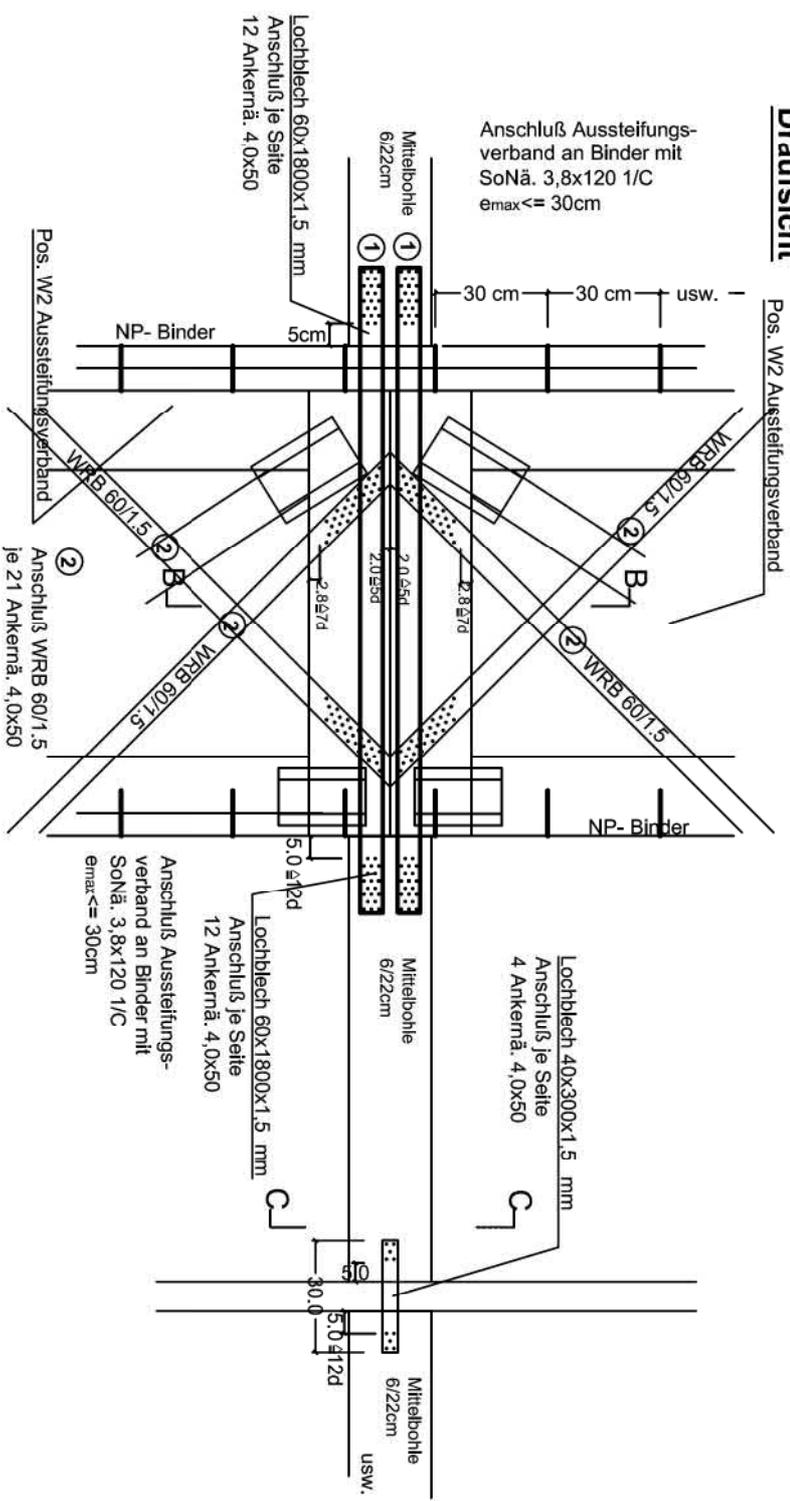
**Ansicht 1**

① SST Winkel Typ ABR 170 o. glw.  
je 14 Stück Ankerstä. 4,0x50  
je 2 Stück Dübel Fischer FAZ II 10/10 o. glw.

min 55mm

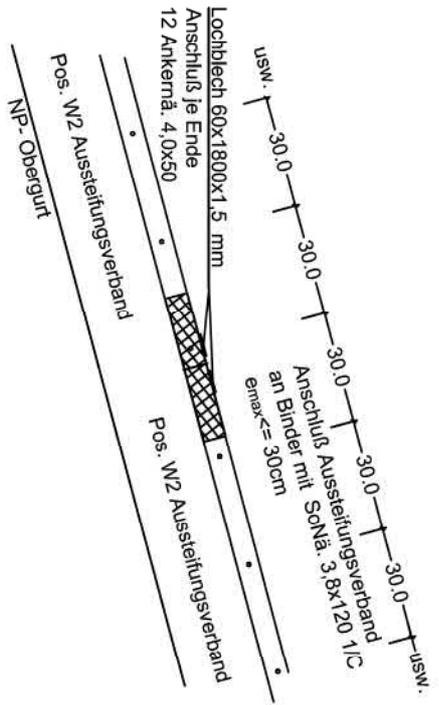
## Anschluß Windrispenband 60/1,5 an Mittelaufleger Aussteifungsverband

### Draufsicht

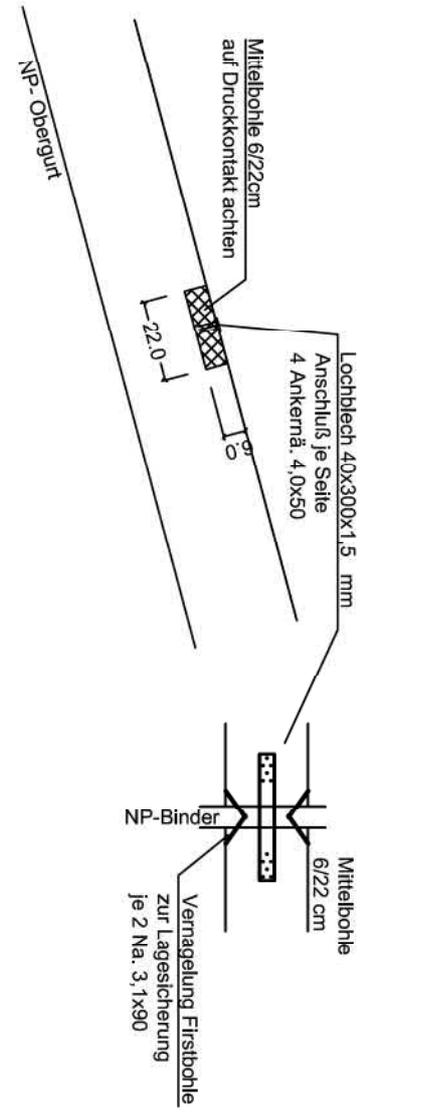


Legende Einheiten:  
Holz = cm  
Stahl = mm

Sämtliche Angaben zu Querschnitten und Verbindungsmitteln sind statisch nachzuweisen



### Schnitt B - B

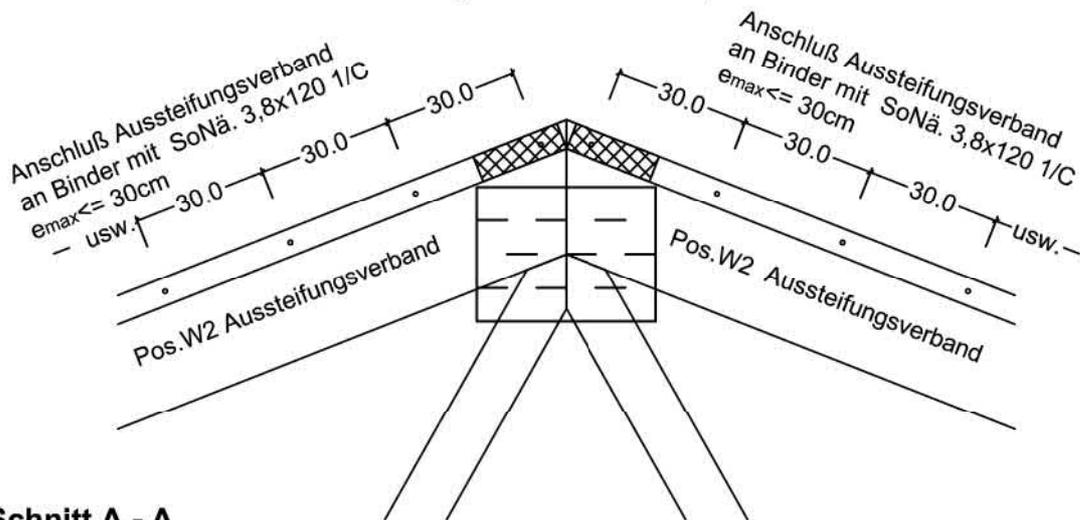
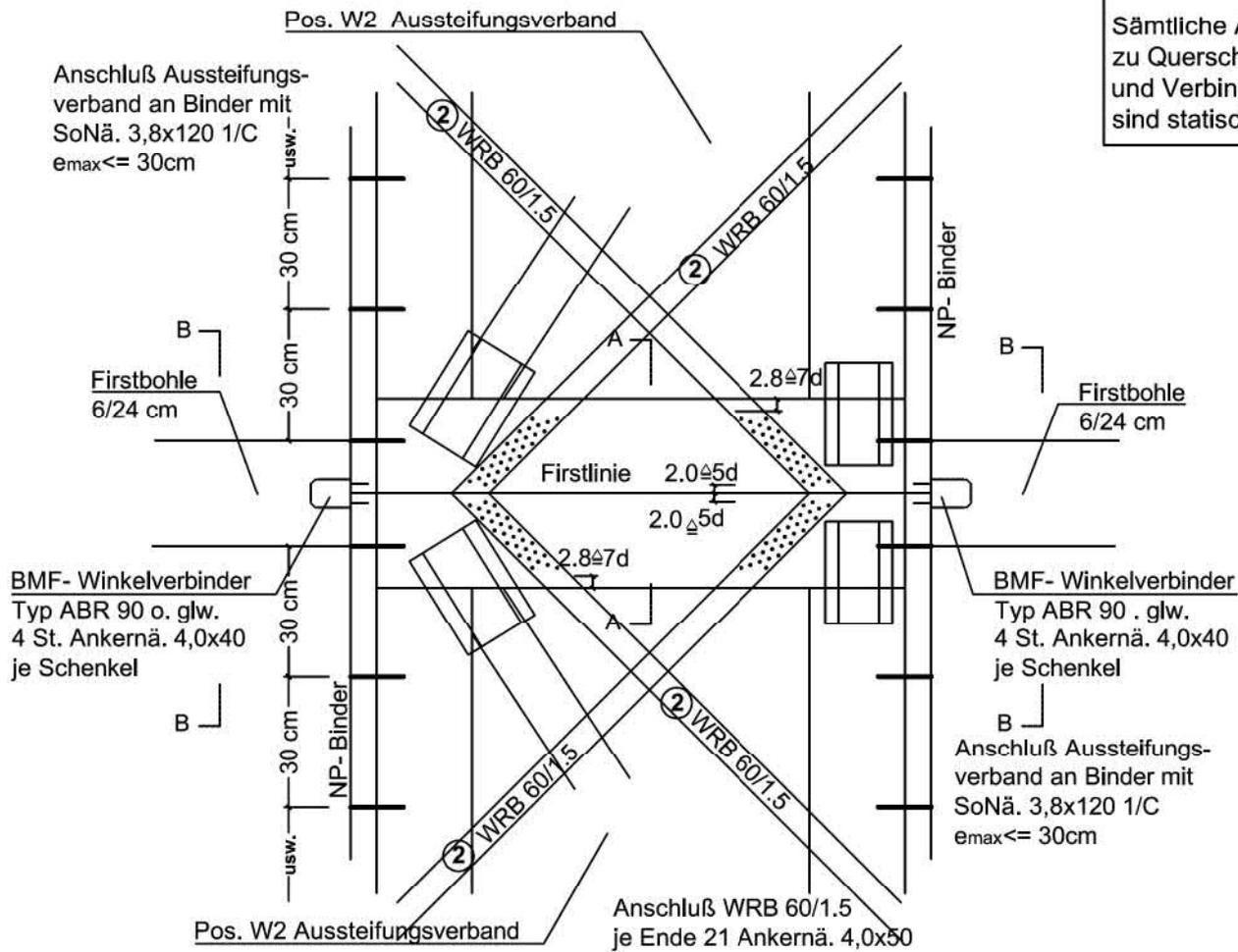


### Schnitt C - C

# Anschluß Windrispenband 60/1,5 an Aussteifungsverband im First mit Firstbohlens

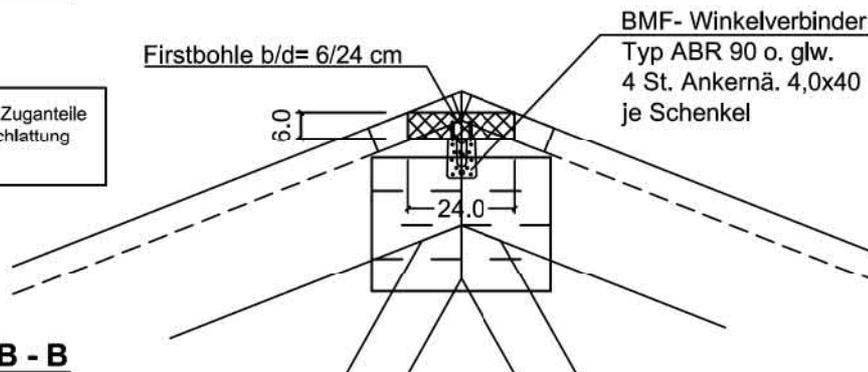
Legende Einheiten:  
Holz = cm  
Stahl = mm

Sämtliche Angaben zu Querschnitten und Verbindungsmitteln sind statisch nachzuweisen



**Schnitt A - A**

Die erforderliche Zugantelle sind über die Dachlattung abzutragen



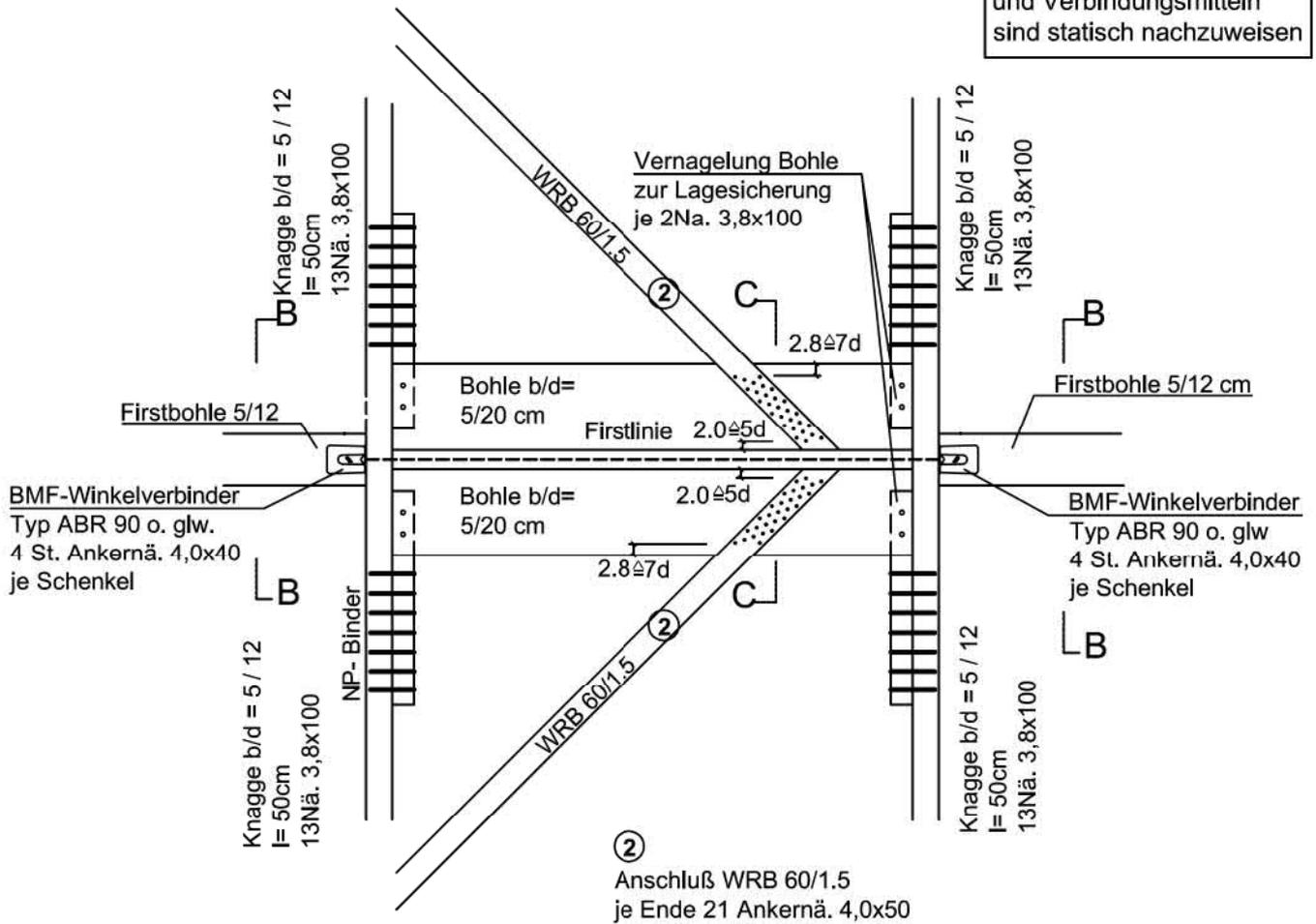
**Schnitt B - B**



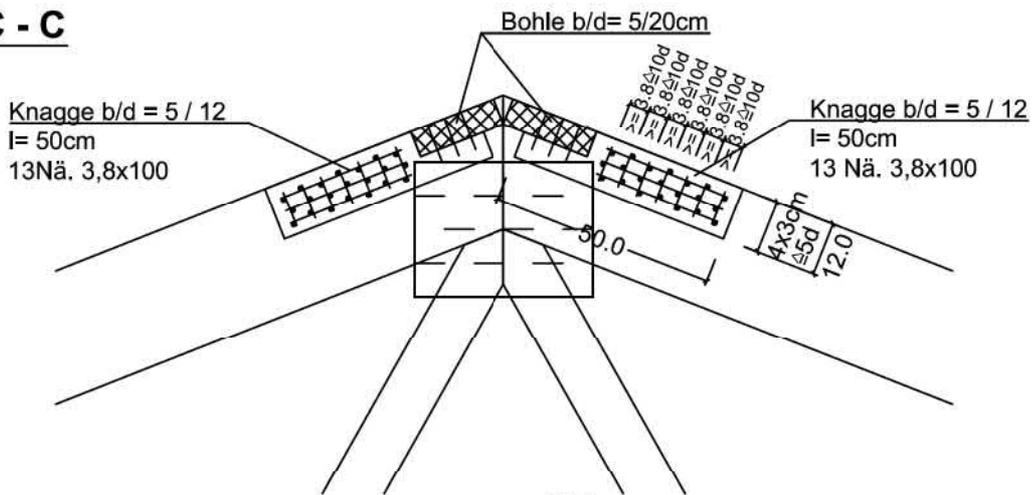
# Anschluß Windrispenband 60/1,5 an Aussteifungsverband im First mit Firstbohle

Legende Einheiten:  
Holz = cm  
Stahl = mm

Sämtliche Angaben  
zu Querschnitten  
und Verbindungsmitteln  
sind statisch nachzuweisen

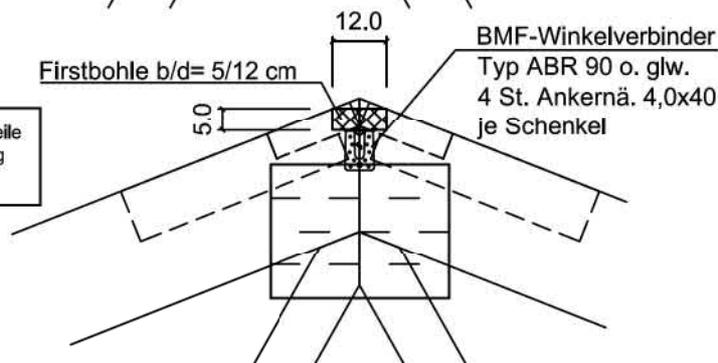


## Schnitt C - C

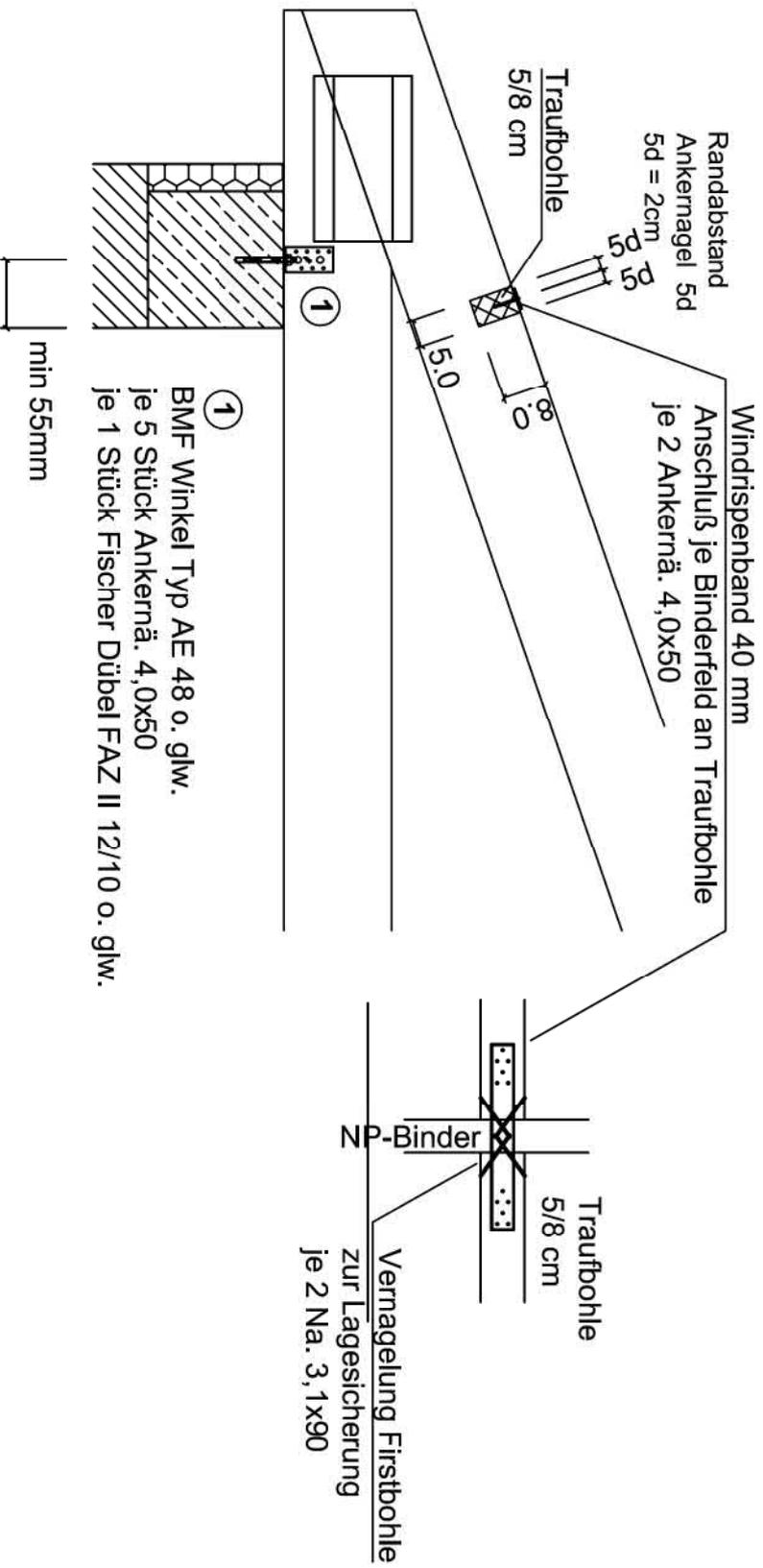


## Schnitt B - B

Die erforderliche Zuganteile sind über die Dachlattung abzutragen



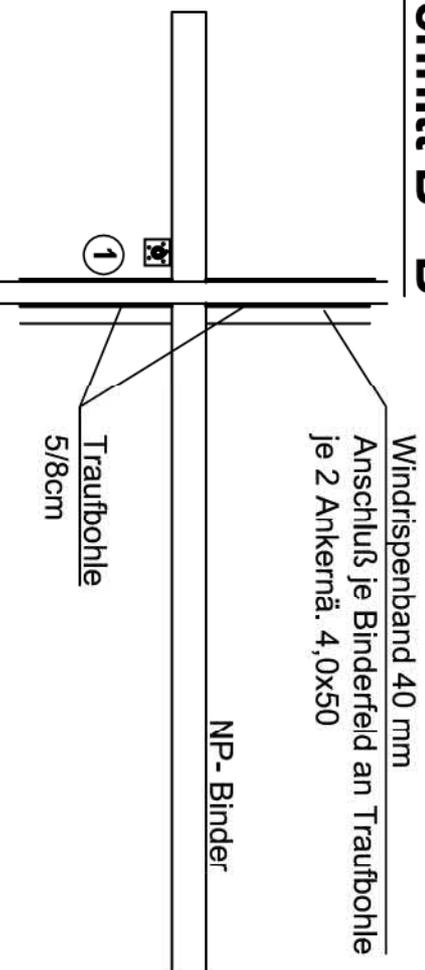
### Binderbefestigung



Legende Einheiten:  
Holz = cm  
Stahl = mm

Sämtliche Angaben  
zu Querschnitten  
und Verbindungsmitteln  
sind statisch nachzuweisen

### Schnitt B - B

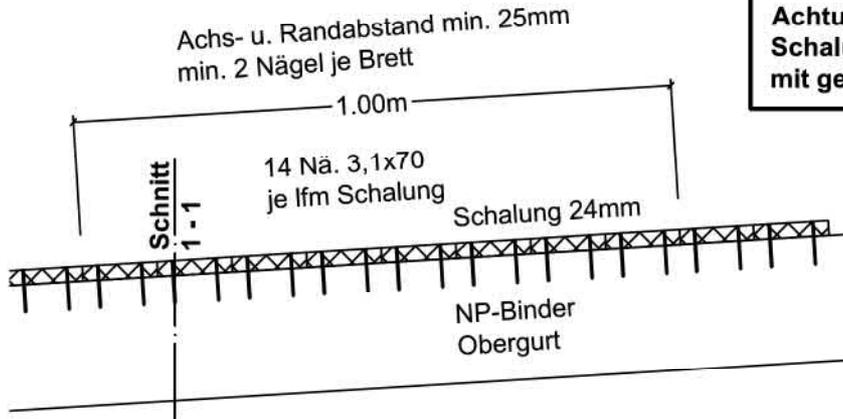


# Dachschalung

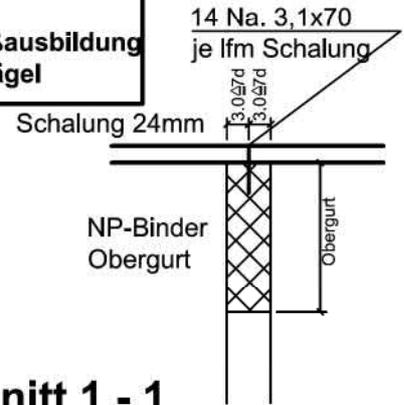
nach Gutachten 877 GIN Dachschalungsverbindung  
von 27.12.2011

## Seitenansicht

Anschluß Schalung ohne Stoß



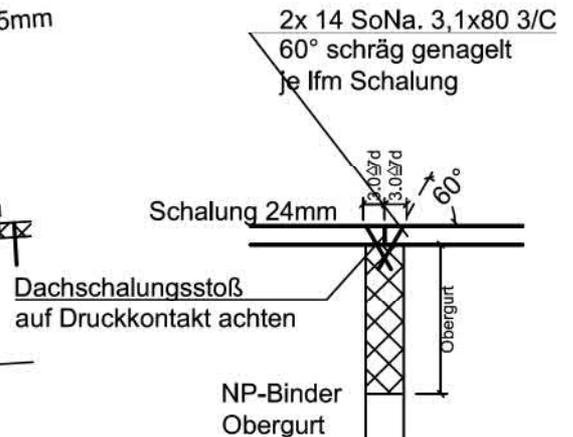
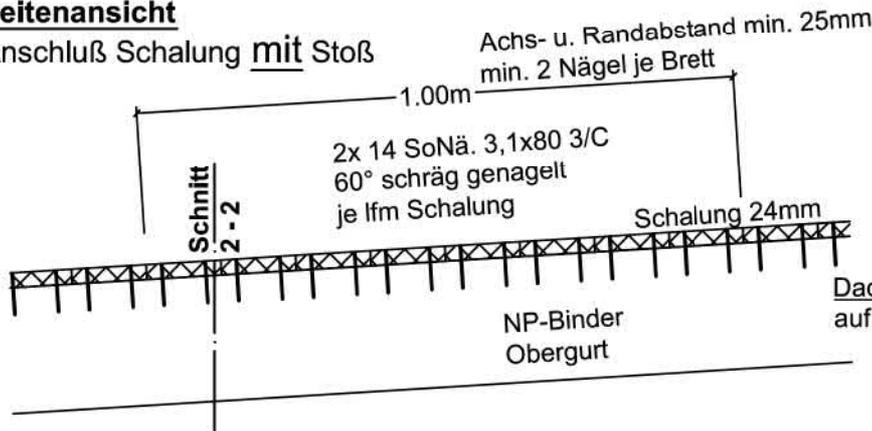
**Achtung:**  
Schalungsstoßausbildung  
mit gerillten Nägel



**Schnitt 1 - 1**

## Seitenansicht

Anschluß Schalung mit Stoß

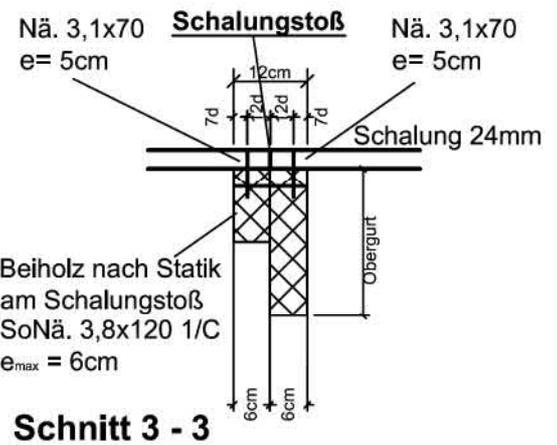
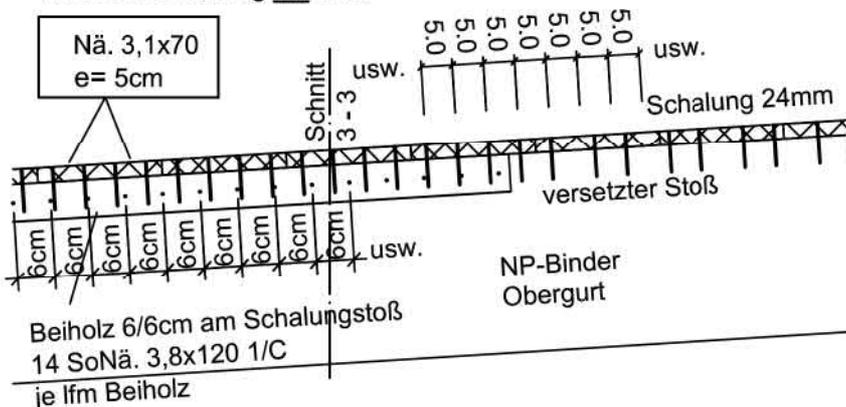


**Schnitt 2 - 2**

## Alternativ mit Beiholz ( optional mit versetztem Stoß)

### Seitenansicht

Anschluß Schalung mit Stoß



**Schnitt 3 - 3**

**Die Schalung muss immer mindestens als 2-Feldträger ausgeführt werden.**

Legende Einheiten:

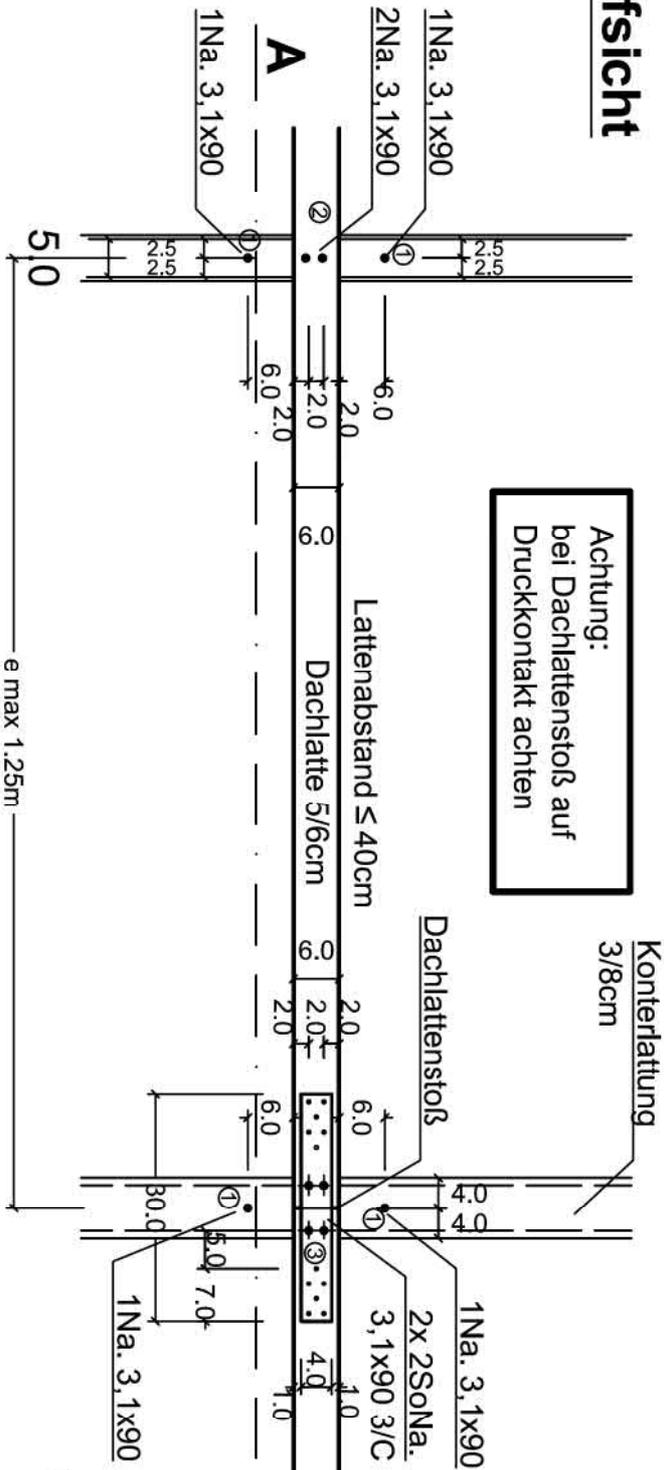
Holz = cm

Stahl = mm

Sämtliche Angaben zu Querschnitten und Verbindungsmitteln sind statisch nachzuweisen

## Dachlattenanschluss

**Achtung:**  
bei Dachlattenstoß auf  
Druckkontakt achten

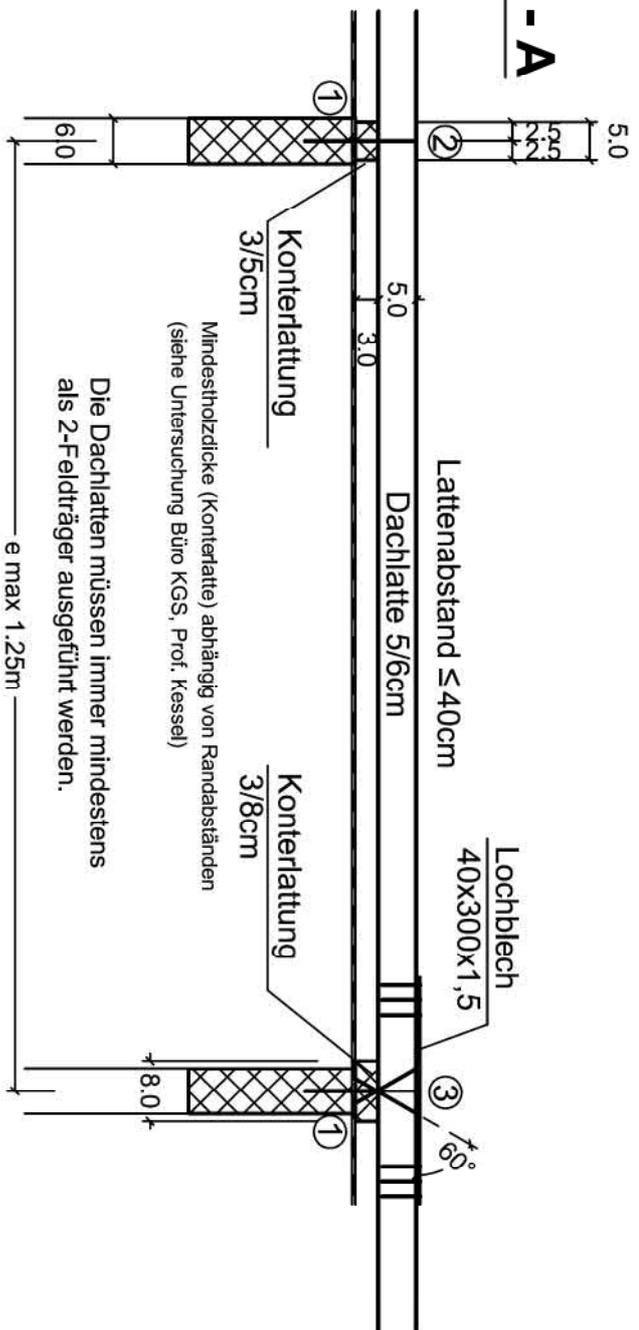


**Legende Einheiten:**  
Holz = cm  
Stahl = mm

Sämtliche Angaben  
zu Querschnitten  
und Verbindungsmitteln  
sind statisch nachzuweisen

**Achtung:**  
Lattenstoßausbildung  
mit gerillten Nägel  
und Konterlattung 3/8cm

## Schnitt A - A



① Anschluß Konterlattung  
je Kreuzungspunkt  
2Na. 3,1x90

② Anschluß Dachlattung  
je Kreuzungspunkt  
2Na. 3,1x90

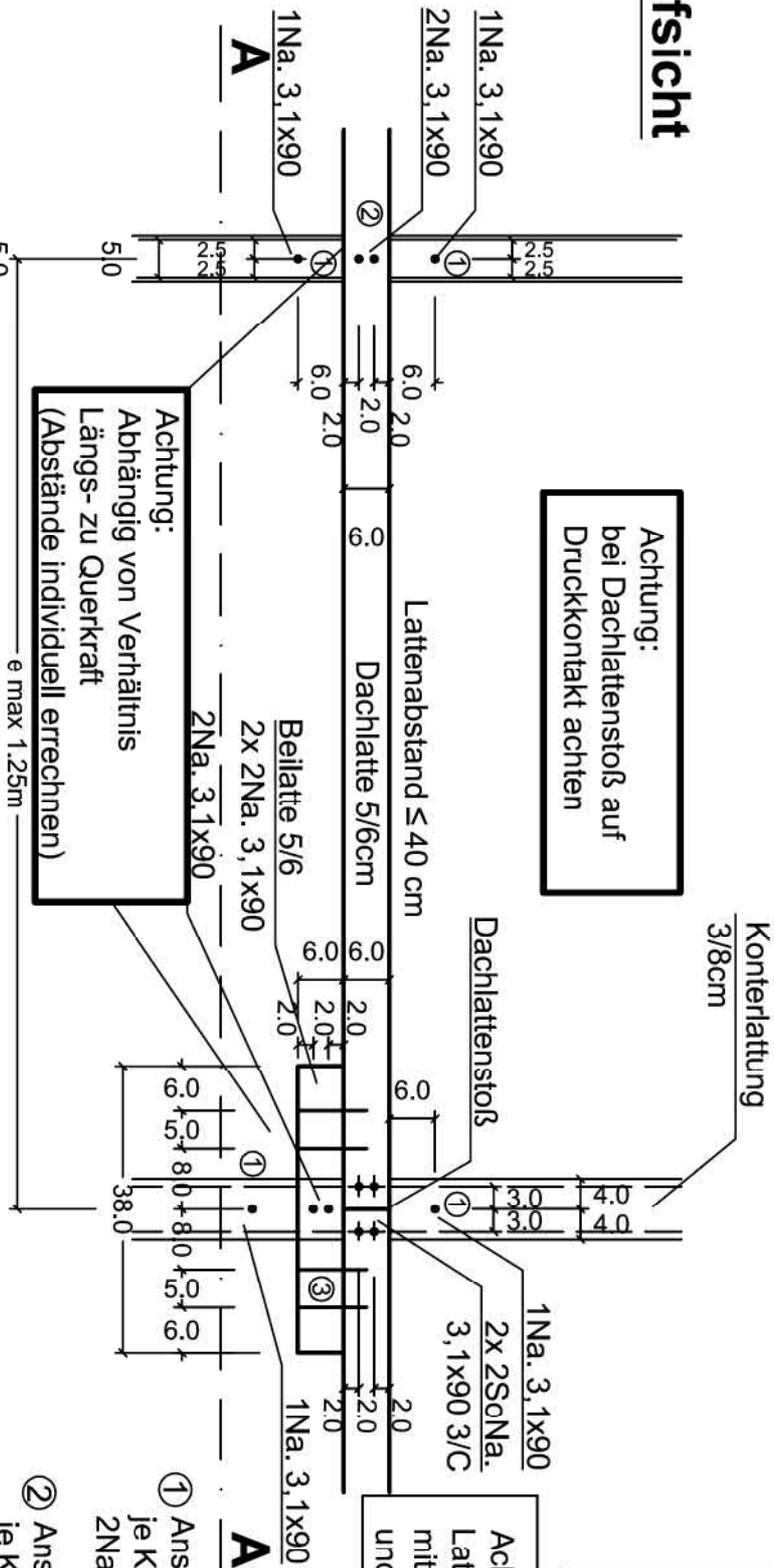
③ Anschluß Dachlattenstoß  
je Kreuzungspunkt  
2x 2 SoNa. 3,1x90 3/C  
60° schräg genagelt  
+ Lochblech 40x300x1,5  
je Seite 5 Ankerma. 4,0x50

Die Dachlatten müssen immer mindestens  
als 2-Feldträger ausgeführt werden.

Mindestholzdicke (Konterlatte) abhängig von Randabständen  
(siehe Untersuchung Büro KGS, Prof. Kessel)

## Dachlattenanschluss

**Achtung:**  
bei Dachlattenstoß auf  
Druckkontakt achten



Legende Einheiten:  
Holz = cm  
Stahl = mm

Sämtliche Angaben  
zu Querschnitten  
und Verbindungsmitteln  
sind statisch nachzuweisen

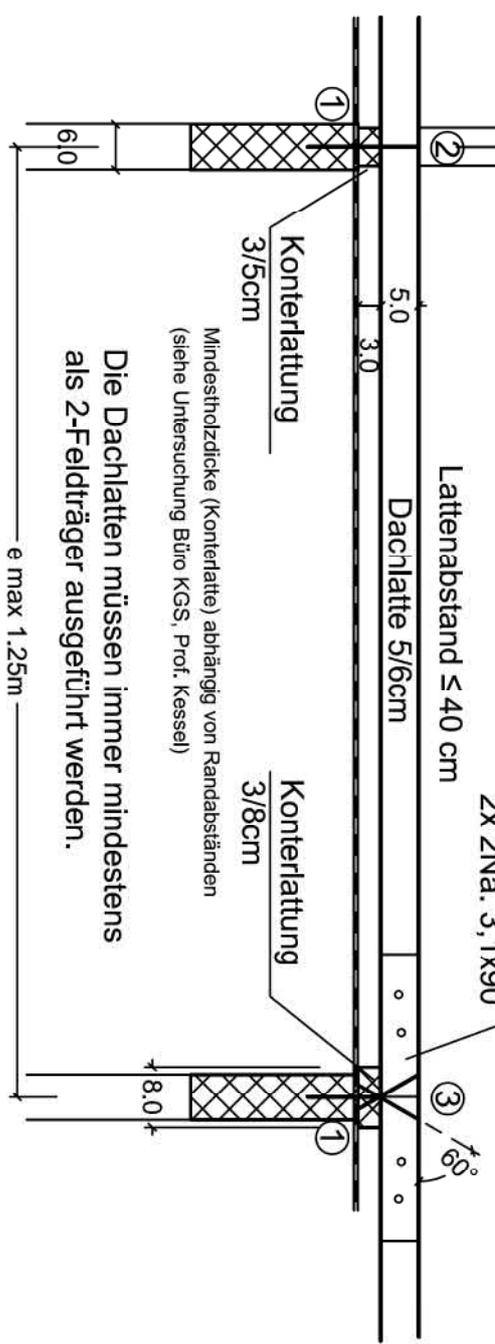
**Achtung:**  
Lattenstoßausbildung  
mit gerillten Nägel  
und Konterlattung 3/8cm

- ① Anschluß Konterlattung  
je Kreuzungspunkt  
2Na. 3,1x90

- ② Anschluß Dachlattung  
je Kreuzungspunkt  
2Na. 3,1x90

- ③ Anschluß Dachlattenstoß  
je Kreuzungspunkt  
2x 2SoNa. 3,1x90 3/C  
60° schräg genägelt  
+Beilatte 5/6cm, l=38cm  
2 x2 Na. 3,1x90 + 2Na.3,1x90

## Schnitt A - A



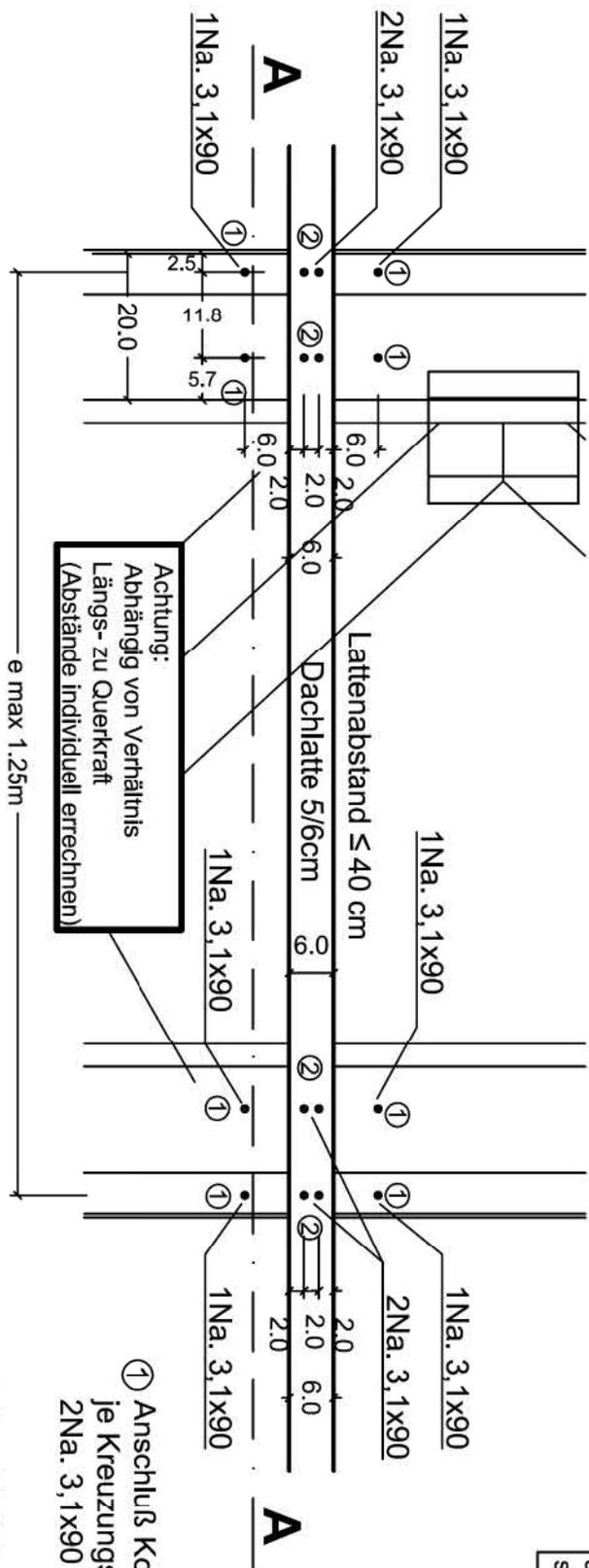
Die Dachlatten müssen immer mindestens  
als 2-Feldträger ausgeführt werden.

Mindestholzdicke (Konterlatte) abhängig von Randabständen  
(siehe Untersuchung Büro KGS, Prof. Kessel)

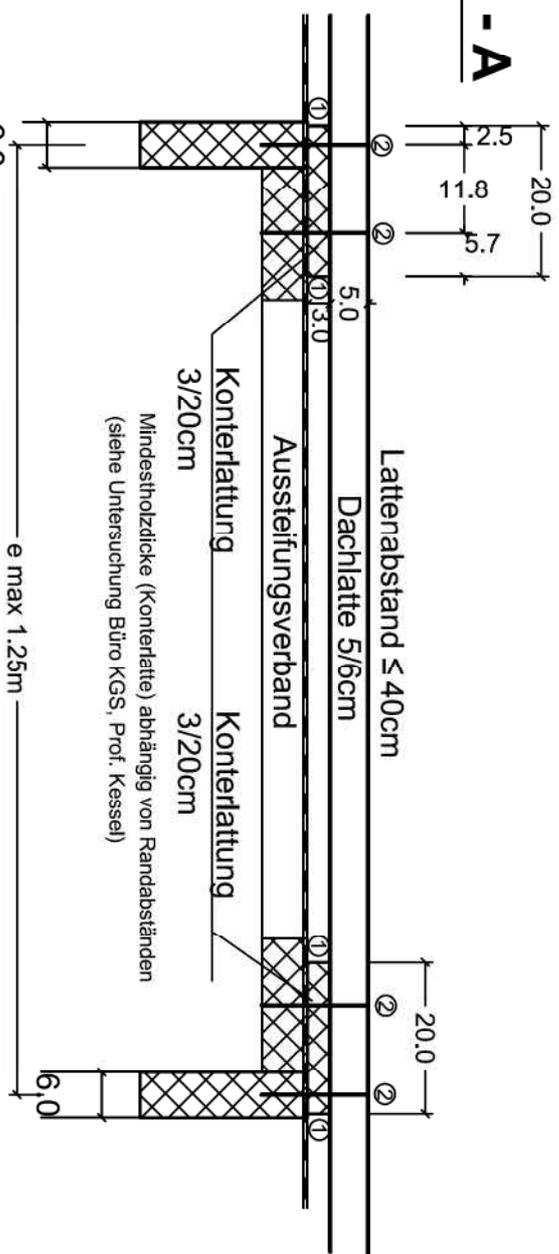
## Dachlattenanschluss am Aussteifungsverband

Legende Einheiten:  
Holz = cm  
Stahl = mm

Sämtliche Angaben  
zu Querschnitten  
und Verbindungsmitteln  
sind statisch nachzuweisen



## Schnitt A - A

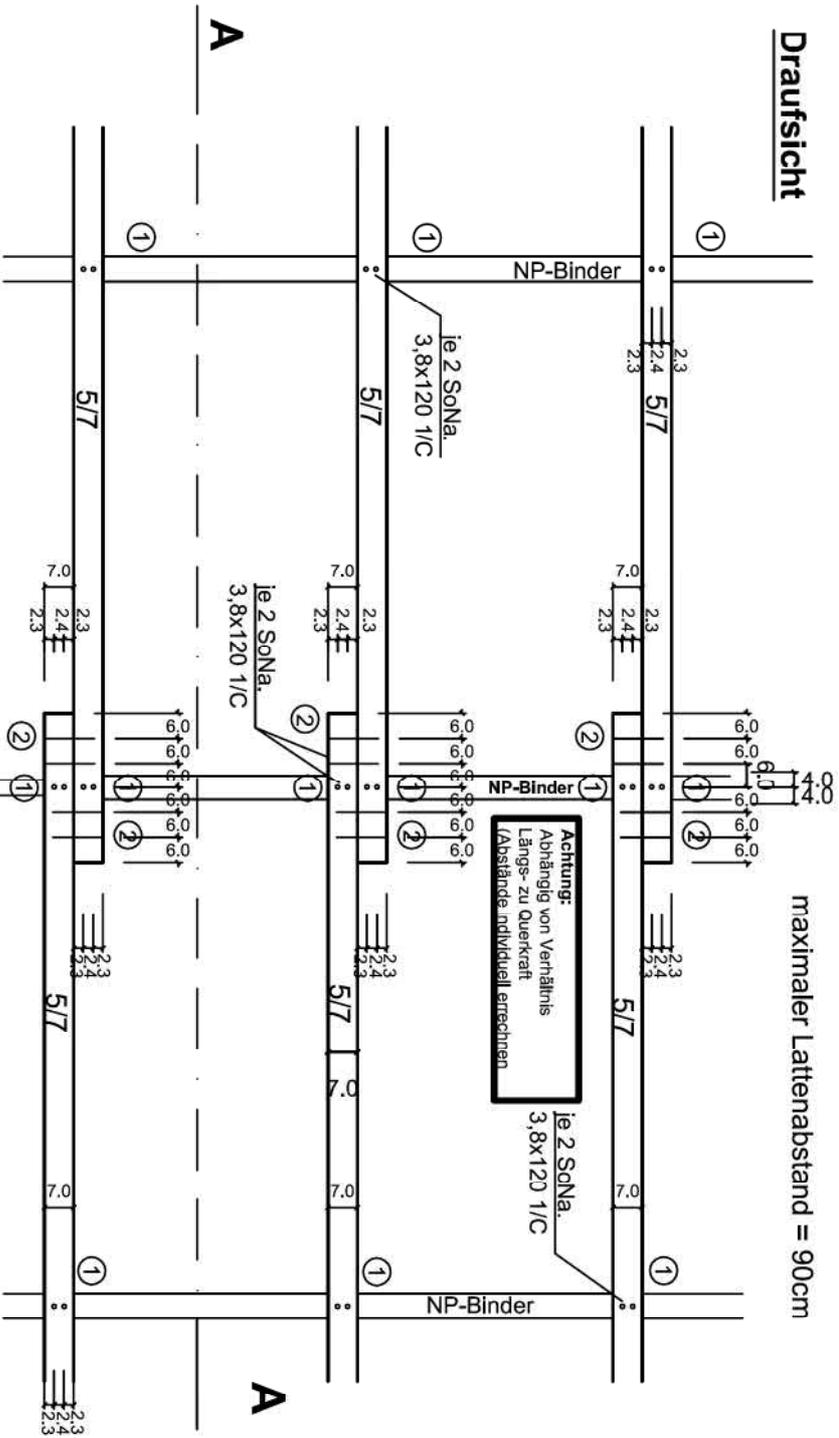


- ① Anschluß Konterlattung  
je Kreuzungspunkt  
2Na. 3,1x90
- ② Anschluß Dachlattung 5/6cm  
je Kreuzungspunkt  
2Na. 3,1x90

Mindestholzdicke (Konterlatte) abhängig von Randabständen  
(siehe Untersuchung Büro KGS, Prof. Kessel)

## Dachlattenanschluss Trapezblecheindeckung

### Draufsicht



maximaler Lattenabstand = 90cm

**Achtung:**  
Abhängig von Verhältnis  
Längs- zu Querkraft  
(Abstände individuell errechnen)

**Achtung:**  
Zusätzliche Maßnahmen zur Berücksichtigung von Windsogspitzen an First, Ortgang und Traufe sind **bauseits** zu planen und auszuführen.

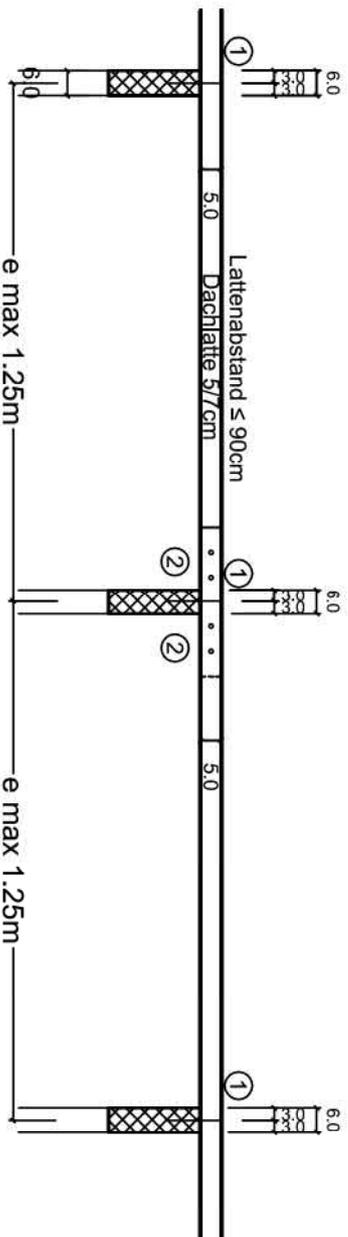
Legende Einheiten:  
Holz = cm  
Stahl = mm  
  
Sämtliche Angaben zu Querschnitten und Verbindungsmitteln sind statisch nachzuweisen

① Anschluss Dachlattung je Kreuzungspunkt 2SoNa. 3,8x120 1/C

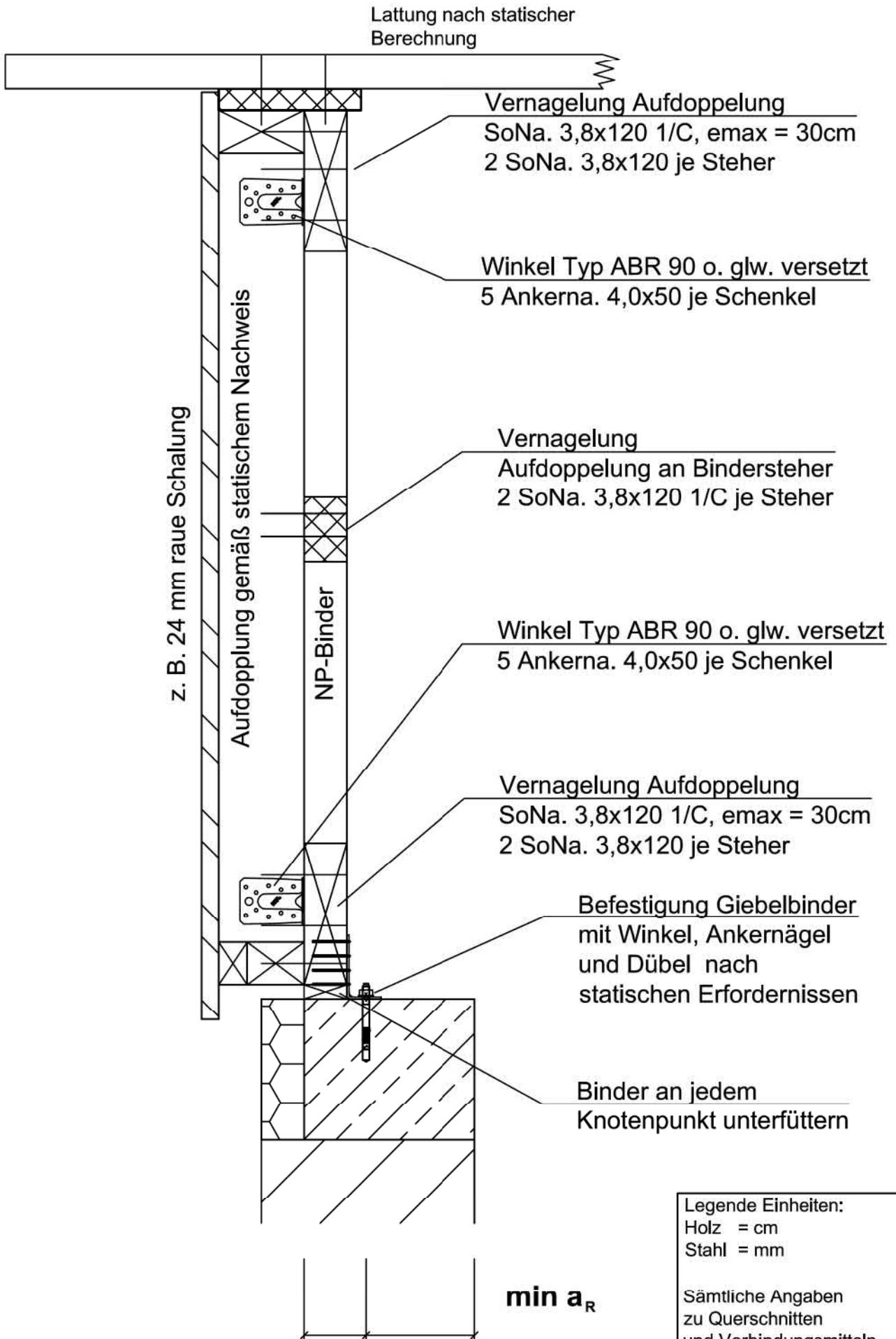
② Anschluss Dachlattung am Lattenstoß Überlappung mit 2x 2SoNa. 3,8x120 1/C

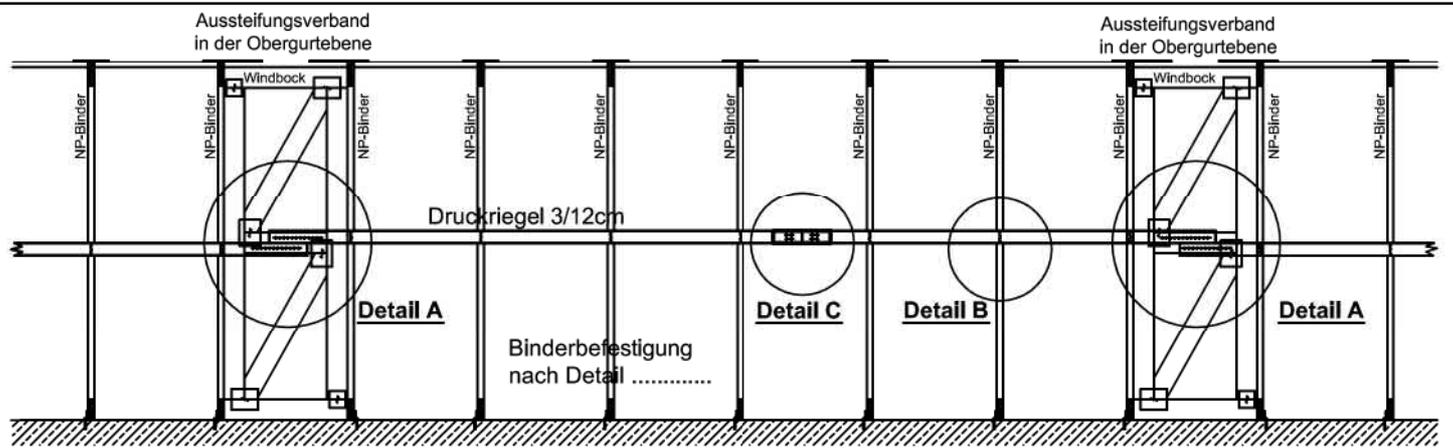
Mindeststolzdicke abhängig von Randabständen (siehe Untersuchung Büro KGS, Prof. Kessel)

### Schnitt A - A



## Giebelaufdopplung

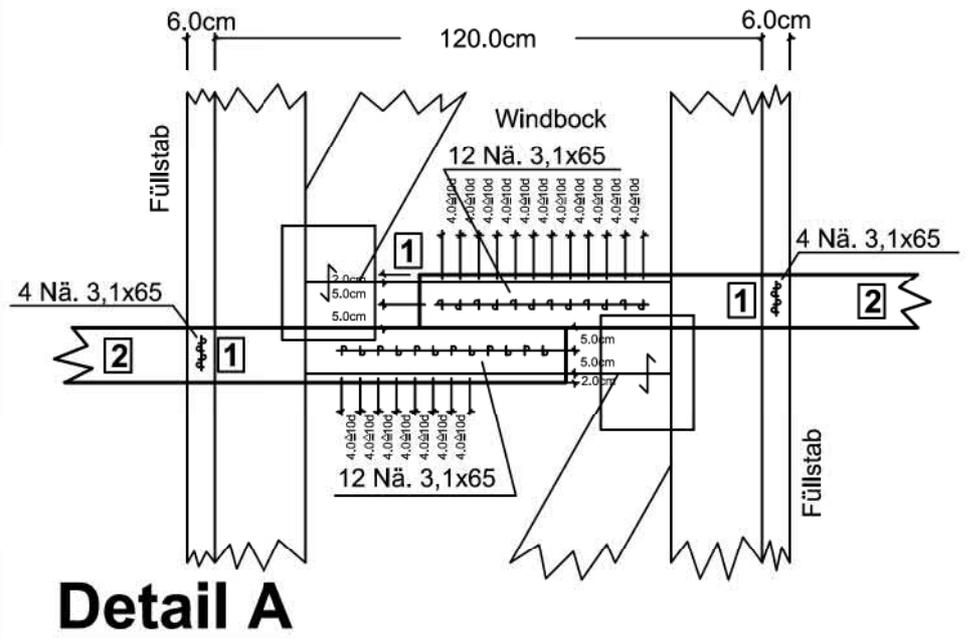
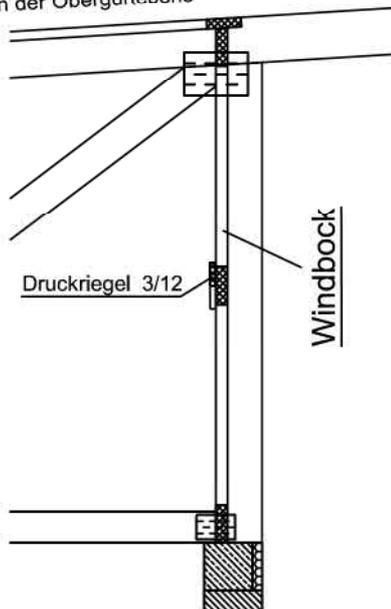




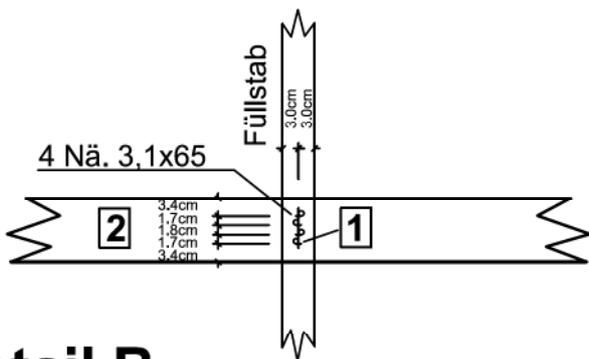
## Nagelplattenbinder

### Schnitt

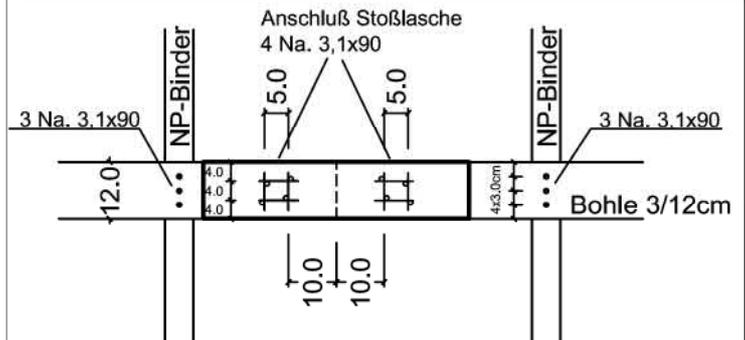
Aussteifungsverband  
in der Obergurtebene



## Detail A



## Detail B



## Detail C

- Nagel-Befestigung Läufer am Binder

d = Nageldurchmesser

Mindestabstände siehe DIN EN 1995-1-1

Abschnitt 12.5.2, Tabelle 10, Absatz 13

### Bezeichnung

1 Drahtstifte 3,1 x 65 DIN EN 10230-1

2 Bretter 3/ 12 cm, NH C24 (Läufer)

Detail M13  
Beispiel

## Anschluß Druckriegel

Legende Einheiten:

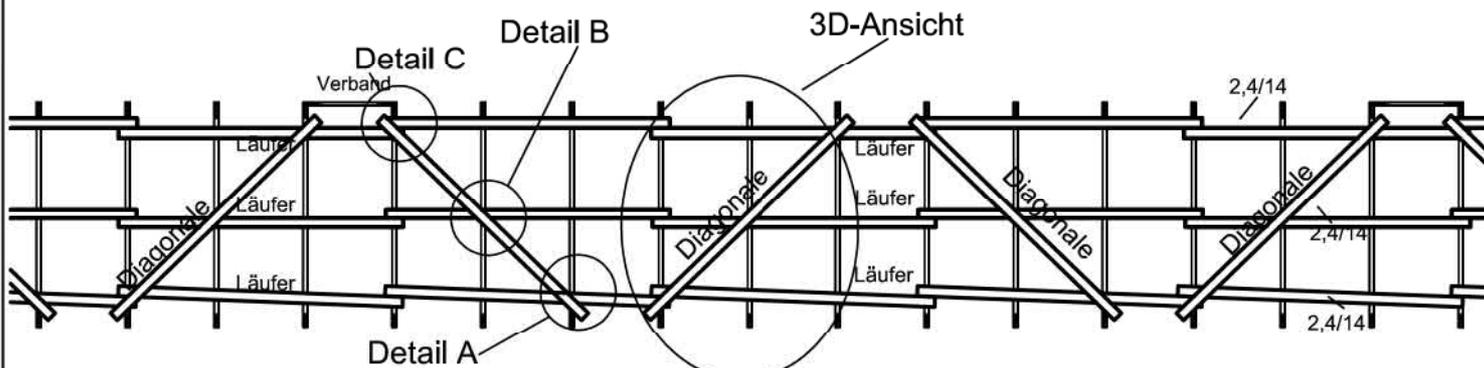
Holz = cm

Stahl = mm

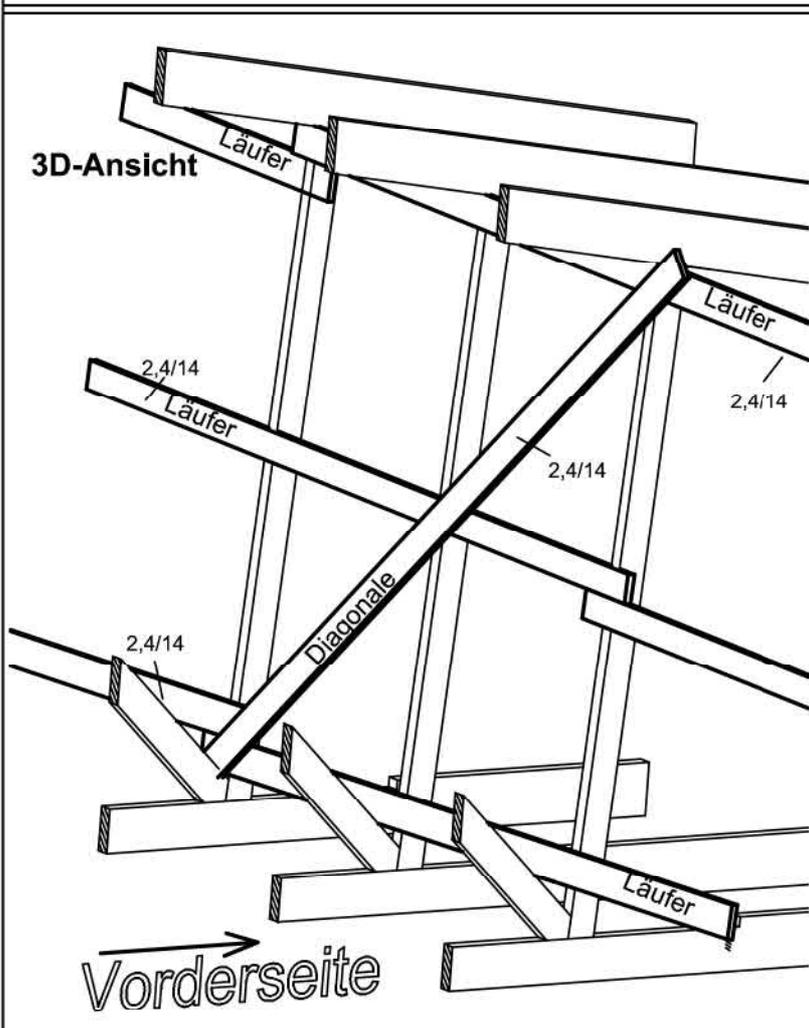
Sämtliche Angaben  
zu Querschnitten  
und Verbindungsmitteln  
sind statisch nachzuweisen



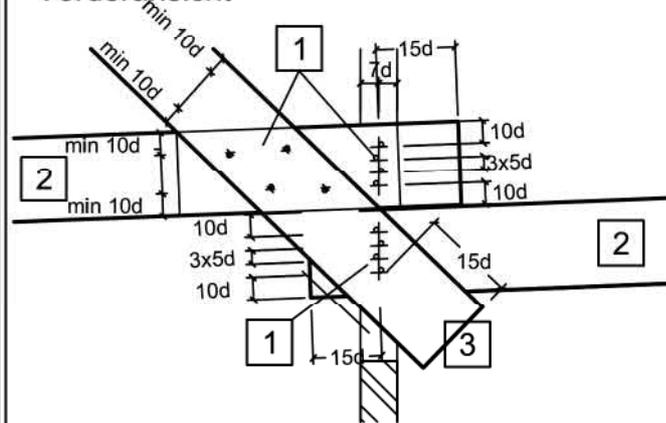
## Konstruktive Längsaussteifung



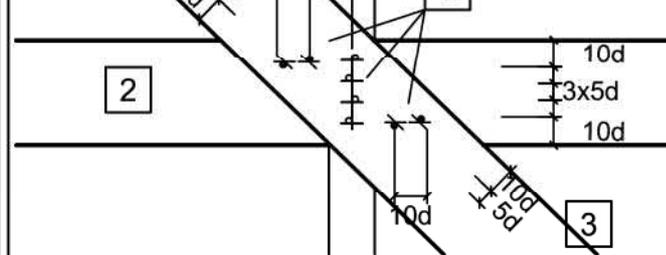
Es muss jeder Binder an einer Diagonalen angeschlossen werden



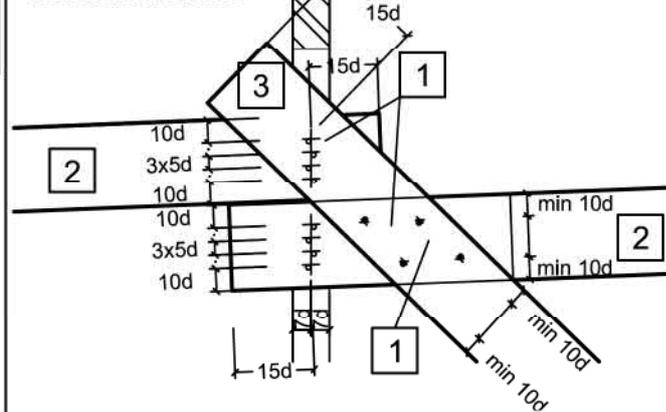
### Detail A Vorderansicht



### Detail B Vorderansicht



### Detail C Vorderansicht



- Nagel-Befestigung Läufer am Binder
- Nagel-Befestigung Diagonale am Läufer

d = Nageldurchmesser  
Mindestabstände siehe DIN -EN 1995-1-1  
Abschnitt 12.5.2, Tabelle 10, Absatz 13

#### Bezeichnung

- 1 Drahtstifte 3,1 x 65 DIN EN 10230-1
- 2 Bretter 2,4 / 14 cm, NH C24 (Läufer)
- 3 Bretter 2,4 / 14 cm, NH C24 (Diagonale)

Legende Einheiten:  
Holz = cm  
Stahl = mm

Sämtliche Angaben  
zu Querschnitten  
und Verbindungsmitteln  
sind statisch nachzuweisen

## Detail J1: Giebelausbildung

### Prinzipskizze

Dachpfetten C24, b/h = 6,0 x 6,0

Befestigung: 2 x Rillennägel 3,1 x 98 in Läufer u. in jeden Binder

Pfosten an OG:

SST Winkelverbinder AB 90 o. glw.

beidseitig  
+CNA 4x40mm o. glw.

Läufer 6,0 / 16,0 wie Pfosten  
jedoch liegend parallel zum  
Binderobergurt

Pfosten: max e = 1,25 m

(senkrecht) C24, b/h = 6,0 / 16,0

Lattung: max e = 1,15 m

(waagerecht) C24, b/h = 6,0 / 6,0

\*\*Stöße versetzt anordnen\*\*

Befestigung Latte/Pfosten:

1 x Holzschraube 7,0 x 130

Binderabstand

e = 1,00 m

Verkleidung [Blech o. ä.]

Längsverband 4/10

Pfosten an UG:

SST Winkelverbinder AB 90 o. glw.

beidseitig  
+CNA 4x40mm o. glw.

Verankerung der Giebel-  
konstruktion:

im Abstand von = 2,00 m

Stahlwinkel: 150 x 75 x 9 mm

l = 75 mm

Ankerbolzen: Fischer FAZ10/10 o. glw. mittig in  
den kurzen Schenkel und  
in den Stb.-Ringanker

Stb.-Giebelrähm

min Randabstand für FAZII 10/10 o. glw.:  $a_{\min} = 45$  mm

Bohrung:  $d_2 = 11$  mm

max. Binderhöhe: h = 1,78 m

#### Version starr:

Spalt an jedem Füllstabknoten mit  
Futterhölzern kraftschlüssig schließen  
Bohrung  $d_1$ : 11 mm  
Bolzen M10 mit  
U-Scheibe  $d=75$ mm,  $t=5$ mm

#### Version vertikal verschieblich:

Bohrung  $d_{1L}$ : 50 mm vertikales Langloch  
 $d_1$ : 11 mm  
Bolzen M 10 mit  
U-Scheibe  $d=75$ mm,  $t=5$ mm

#### Hinweise:

Die schwache Achse der Pfosten muss durch die Unterkonstruktion [Lattung bzw. Schalung] gegen Knicken gesichert werden!

Die Pfosten werden jeweils am Ober- u. Untergurt der Nagelplattenbinder befestigt.

Der Anschluß erfolgt mit beidseitig montierten Winkelverbinder

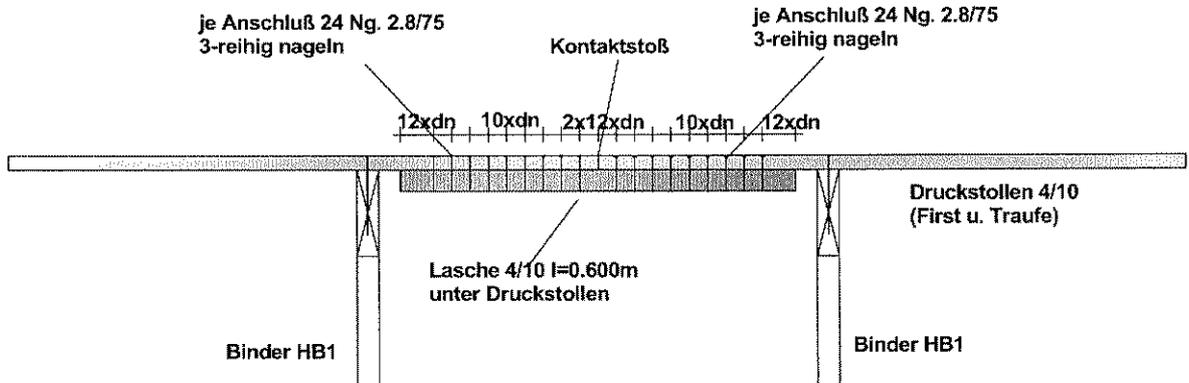
Die Anzahl der Nägel wird üblicherweise abgestuft von:

## Detail J2: Druckstollen First u. Traufe

Durch die Anordnung eines zusätzlichen Druckstollens im Traufbereich müssen nur die äusseren Lasten (Windlasten / Lasten aus Schiefstellung) in die Unterkonstruktion abgeleitet werden.

Achtung beachten:

- 1.) Die Stöße sind druck- u. zugfest auszuführen
- 2.) Auf zul. Nagelabstände achten
- 3.) Druckstollen mit je 3 Ng 2.8/75 an Binderobergurt anschließen



Nachweis Druckstollen (First u. Traufe):

Die Druckstollen werden für die max. Last im First bemessen. Beide Druckstollen werden gleich bemessen. Die Nachweise Druckstollen, sowie Anschluss Druckstollen an Windverbände sind auf den vorherigen Seiten geführt worden.

Nachweis Druckstollenstoß:

-max. Anschlußkraft:  $F_d = 0.5 \times 9.78 \text{ KN} \times 1.5 = 7.34 \text{ KN}$

gew.: 24 Ng 2.8/75 (3-reihig nageln)

vorh.  $F_d = 7.34 \text{ KN} < \text{zul. } R_d = 24 \times 0.539 \times 0.90 / 1.1 = 10,58 \text{ KN}$

Nachweis Anschluss Windverband an Windbock:

-max. Anschlusskraft:  $F_d = 16.95 \text{ KN}$  (nur Wind auf Giebel sowie Schiefstellung)

gew.: 20 Ng 42/110

vorh.  $F_d = 16,95 < \text{zul. } R_d = 20 \times 1.085 \times 0.9 / 1.1 = 17.75 \text{ KN}$

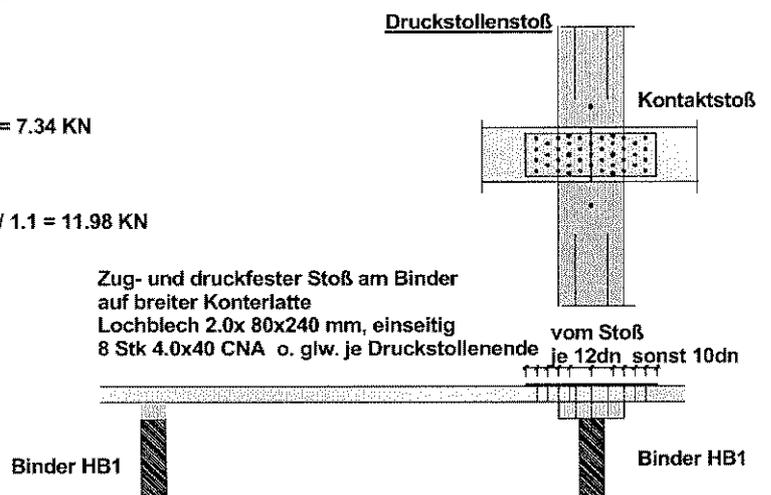
ALTERNATIV: Stoß mit Lochlech

Nachweis Druckstollenstoß:

-max. Anschlußkraft:  $F_d = 0.5 \times 9.78 \text{ KN} \times 1.5 = 7.34 \text{ KN}$

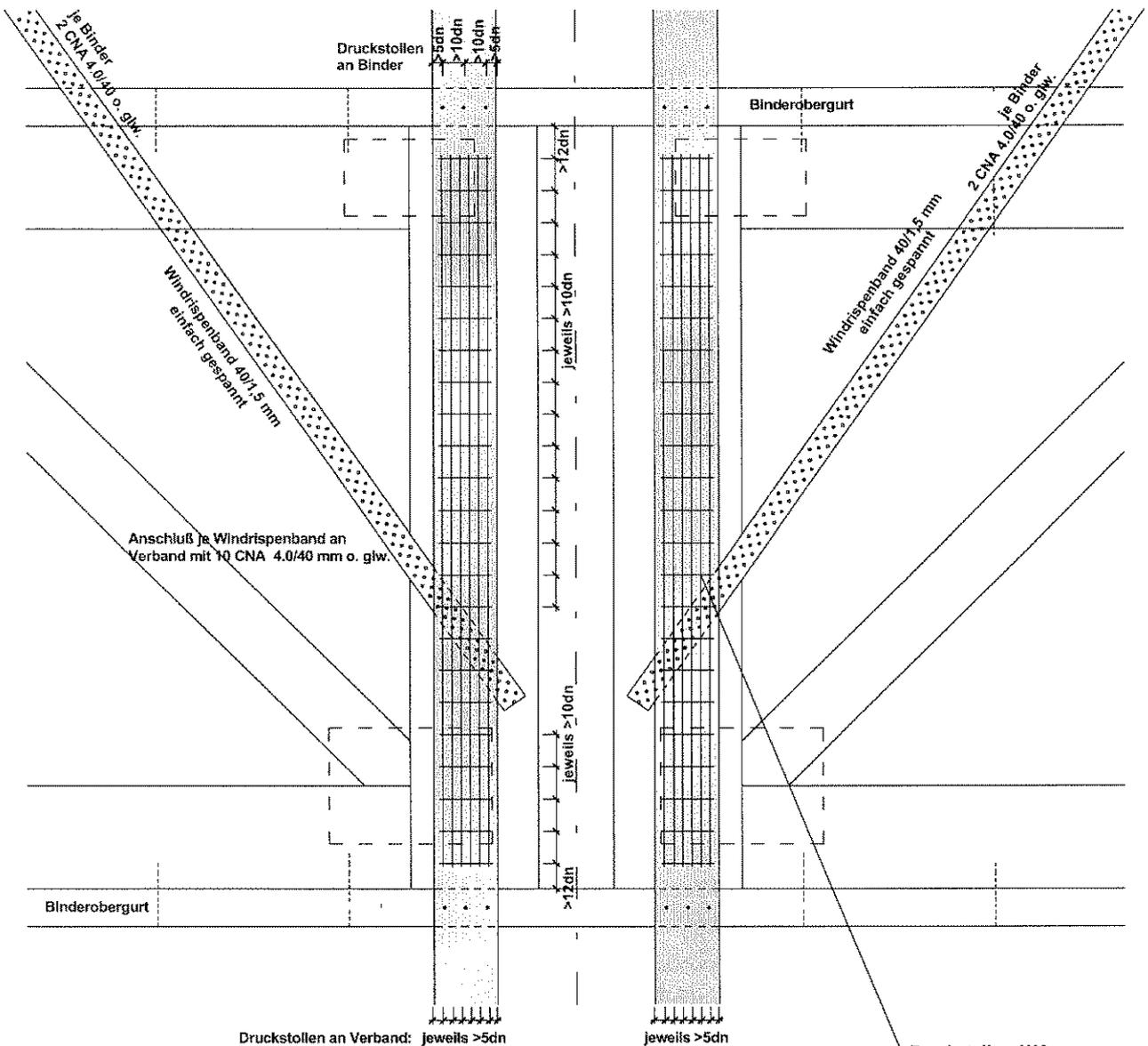
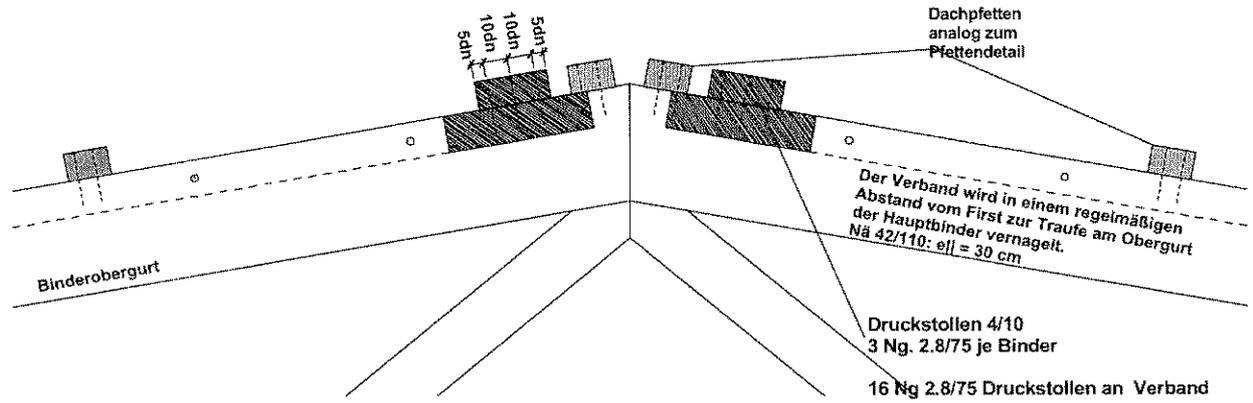
gew.: CNA 4.0x40mm o. glw.

vorh.  $F_d = 7.34 \text{ KN} < \text{zul. } R_d = 8 \times 1.83 \times 0.90 / 1.1 = 11.98 \text{ KN}$



vergl. auch Pfettendetails

# Beispiel Detail J3: Anschluß Druckstollen u. Rispenband im First (Konstruktion ohne Konterlatte Anschl. direkt an Binder bzw. Verband)



Hinweis:  
- Bei der Montage des Druckstollens 10dn entspr. 4.0 cm Abstand vom Rispenband und Nagelplatte halten  
- Druckstollenstöße druck- und zugfest ausführen siehe Detail

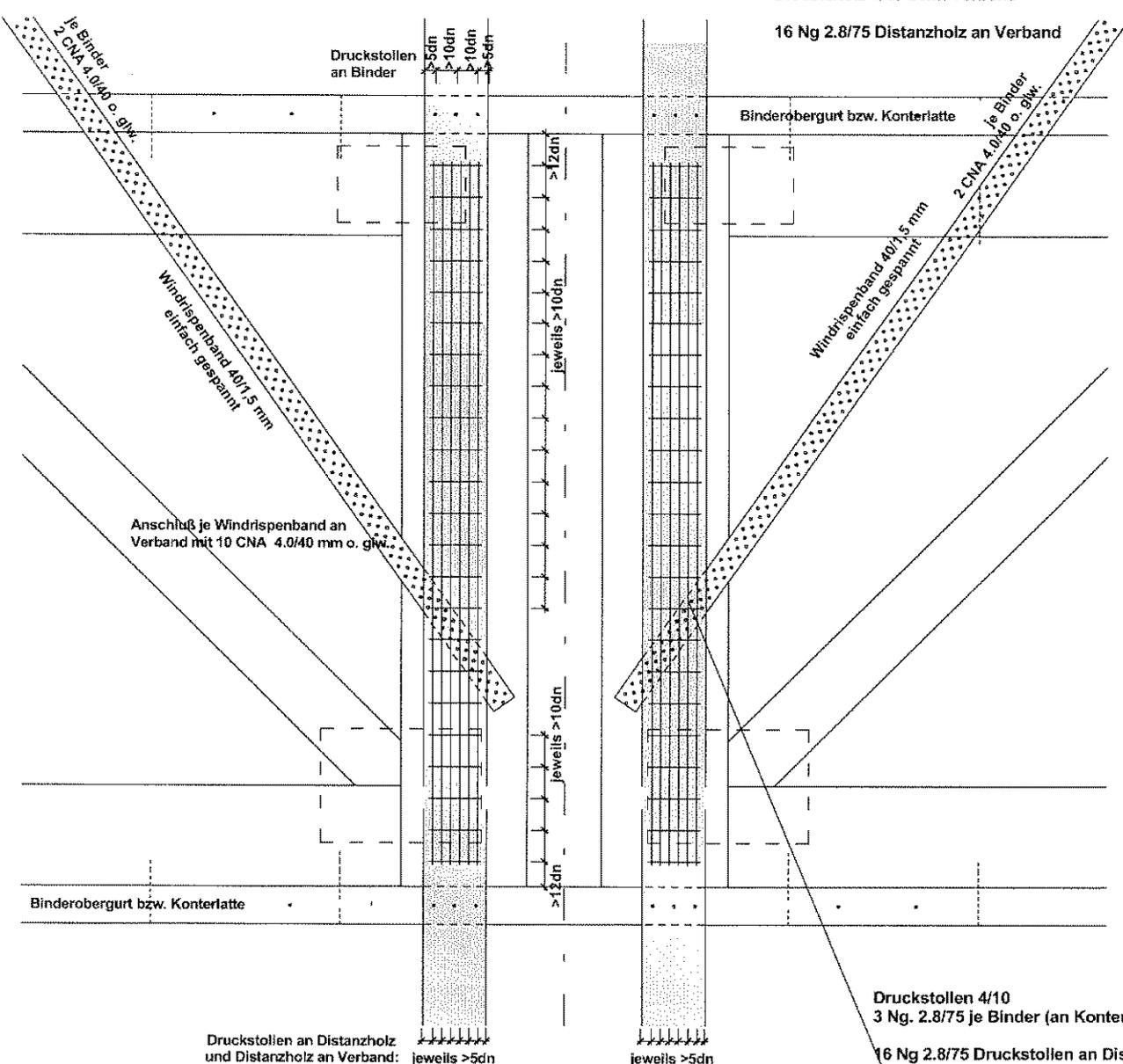
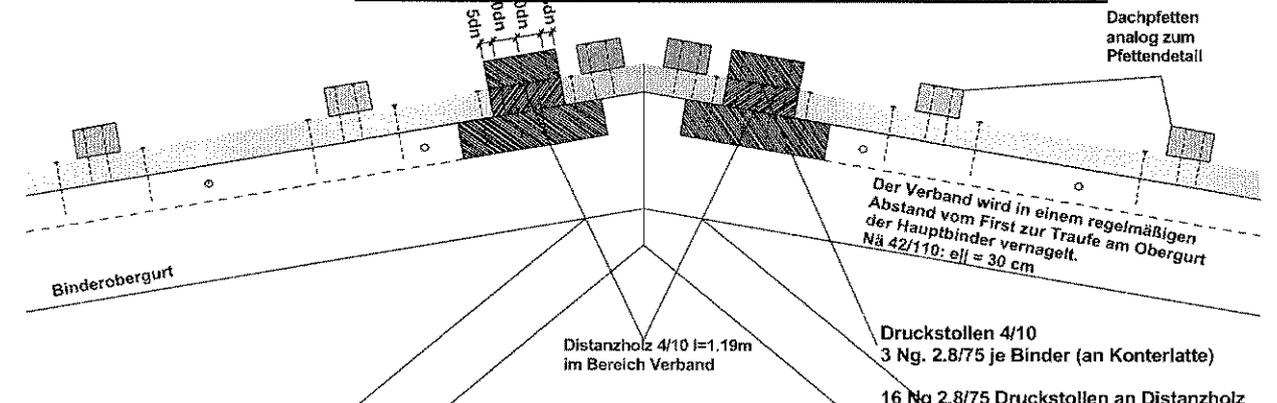
Druckstollen 4/10  
3 Ng. 2.8/75 je Binder

16 Ng 2.8/75 Druckstollen an Verband

Anschluß je Windrispenband an Verband mit 10 CNA 4.0/40 mm o. glw.

# Beispiel

## Detail J4: Anschluß Druckstollen u. Rispenband im First (Konstruktion mit Unterspannbahn u. Konterlatte)



Hinweis:  
 - Bei der Montage des Distanzholzes 10dn entspr. 4.0 cm Abstand vom Rispenband und Nageplatte halten  
 - Druckstollenstöße druck- und zugfest ausführen siehe Detail

Druckstollen 4/10  
3 Ng. 2.8/75 je Binder (an Konterlatte)

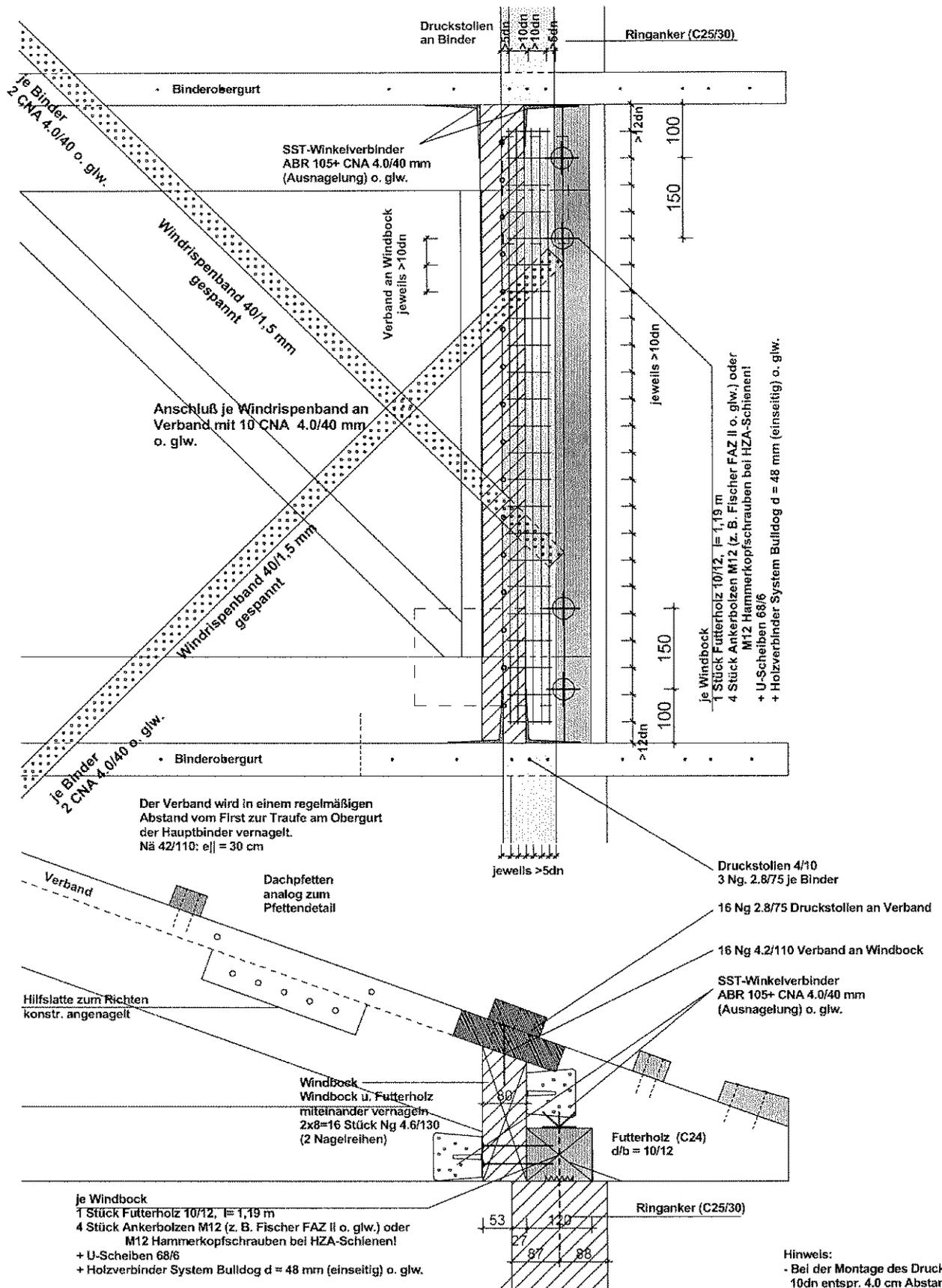
16 Ng 2.8/75 Druckstollen an Distanzholz

Distanzholz 4/10 beim Verband

16 Ng 2.8/75 Distanzholz an Verband

Anschluß je Windrispenband an Verband mit 10 CNA 4.0/40 mm o. glw.

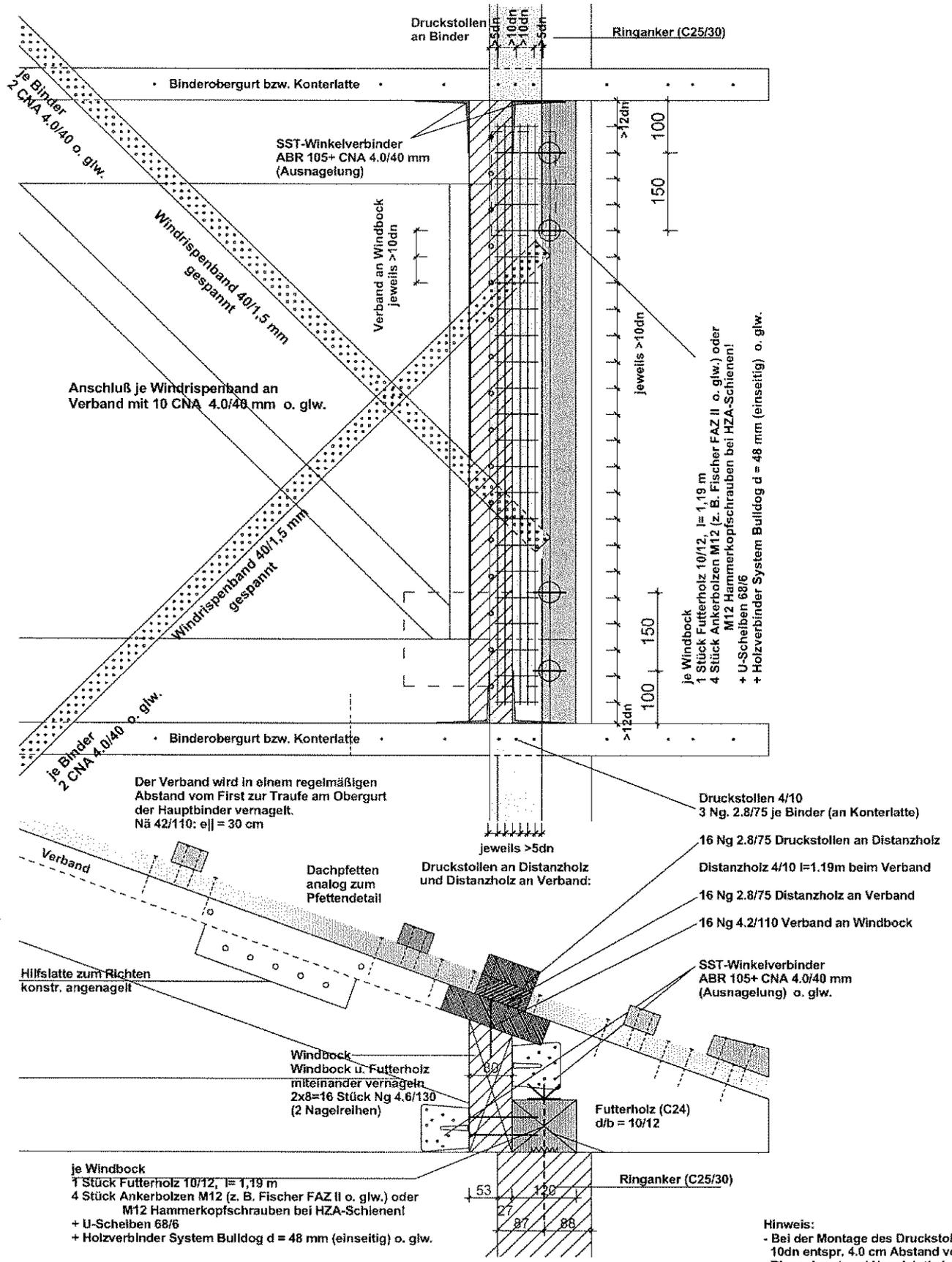
# Beispiel Detail J5: Ableitung der Kräfte aus den Verbänden ins Auflager zu VB1



Hinweis:  
 - Bei der Montage des Druckstollens 10dn entspr. 4.0 cm Abstand vom Rispenband und Nagelplatte halten  
 - Druckstollenstöße druck- und zugfest ausführen siehe Detail

# Beispiel

## Detail J6: Ableitung der Kräfte aus den Verbänden ins Auflager zu VB1 (Konstruktion mit Unterspannbahn u. Konterlatte)



**Hinweis:**

- Bei der Montage des Druckstollens 10dn entspr. 4.0 cm Abstand vom Rispenband und Nagelplatte halten
- Druckstollenstöße druck- und zugfest ausführen siehe Detail

# Beispiel

## Detail J7: Knickverband auf Füllstäbe

gewählt: 4/10 Nadelholz C24

für die oberen und unteren Läuferverbände

gewählt: 4/14 Nadelholz C24

für die Diagonalen und mittleren Läuferverbände

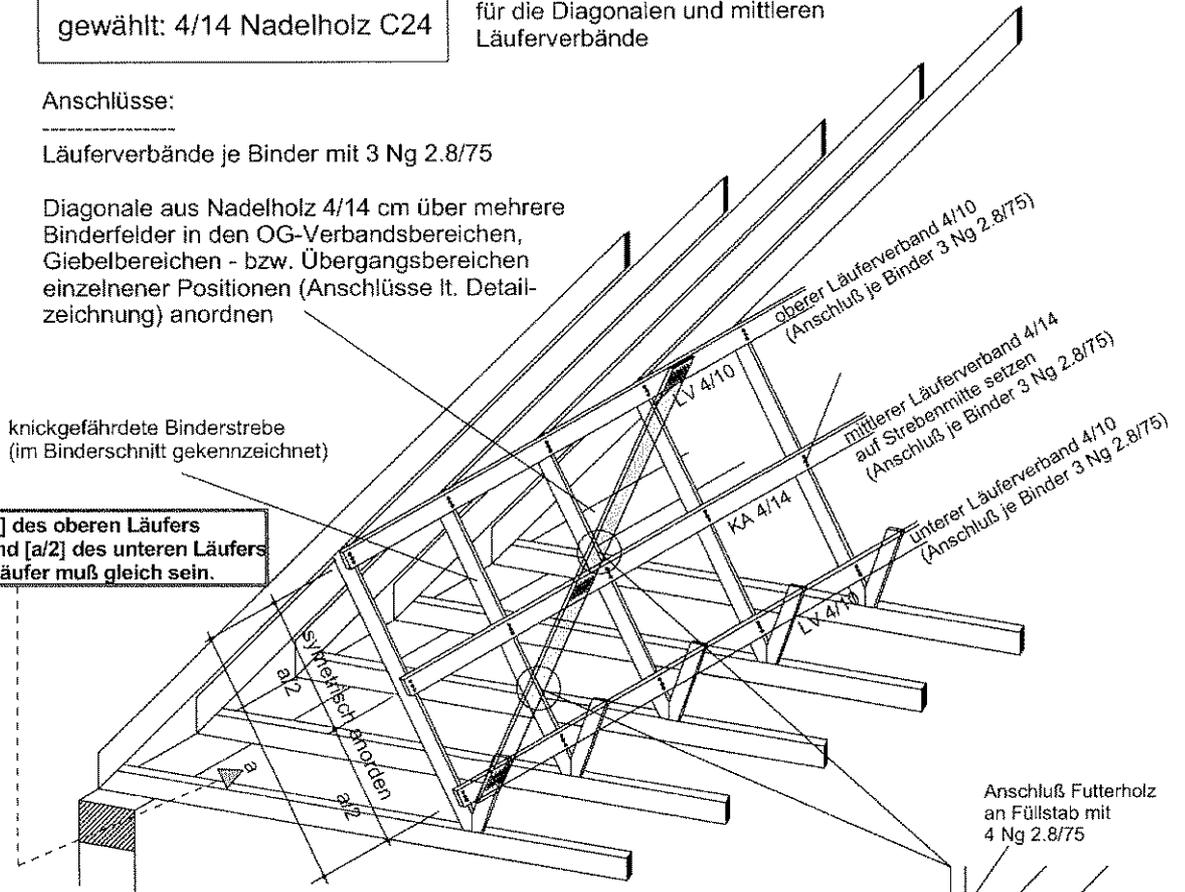
Anschlüsse:

Läuferverbände je Binder mit 3 Ng 2.8/75

Diagonale aus Nadelholz 4/14 cm über mehrere Binderfelder in den OG-Verbandsbereichen, Giebelbereichen - bzw. Übergangsbereichen einzelner Positionen (Anschlüsse lt. Detailzeichnung) anordnen

knickgefährdete Binderstrebe (im Binderschnitt gekennzeichnet)

Der Abstand  $[a/2]$  des oberen Läufers sowie der Abstand  $[a/2]$  des unteren Läufers zum mittleren Läufer muß gleich sein.

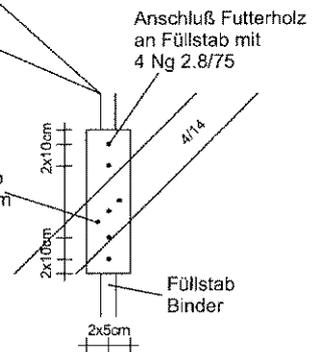


Achtung bei der Montage beachten:

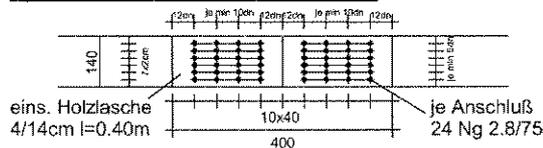
- 1.) Auf zul. Nagelabstände achten !
- 2.) Alle im Binderschnitt gekennzeichneten Füllstäbe müssen wie dargestellt ausgesteift werden
- 3.) Die Holzdiagonale ist wie hier dargestellt über mehrere Binderfelder zu führen  
Neigungswinkel Diagonale  $< 45^\circ$
- 4.) Stöße sind lt. Detailzeichnung auszuführen

Achtung:

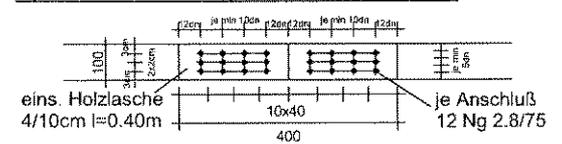
Diagonalen mit jedem Füllstab durch Futterholz 4/10  $l=0.500m$  und 3 Ng 2.8/75 verbinden



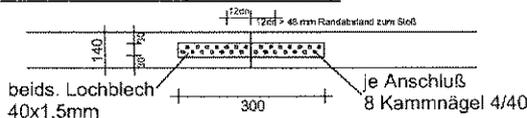
### a.) Stoß mit Holzlasche (mittlerer Läufer):



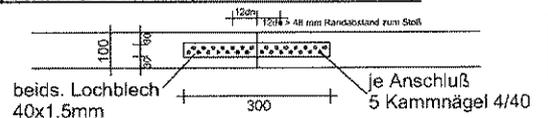
### a.) Stoß mit Holzlasche (oberer u. unterer Läufer):



### b.) Stoß mit Lochblech (mittlerer Läufer):



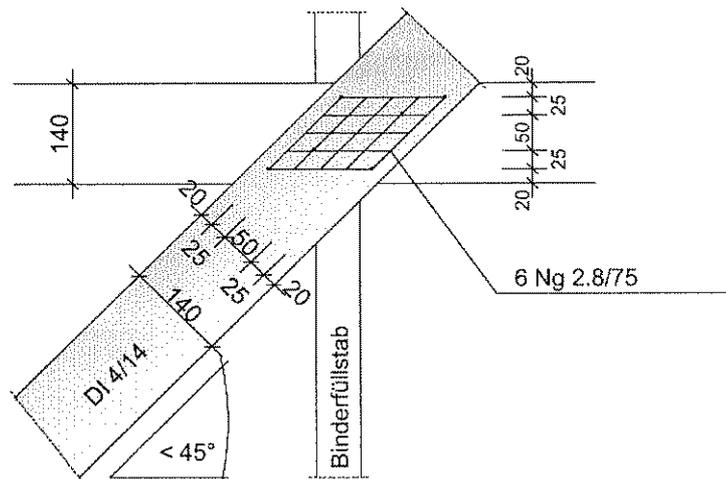
### b.) Stoß mit Lochblech (oberer u. unterer Läufer):



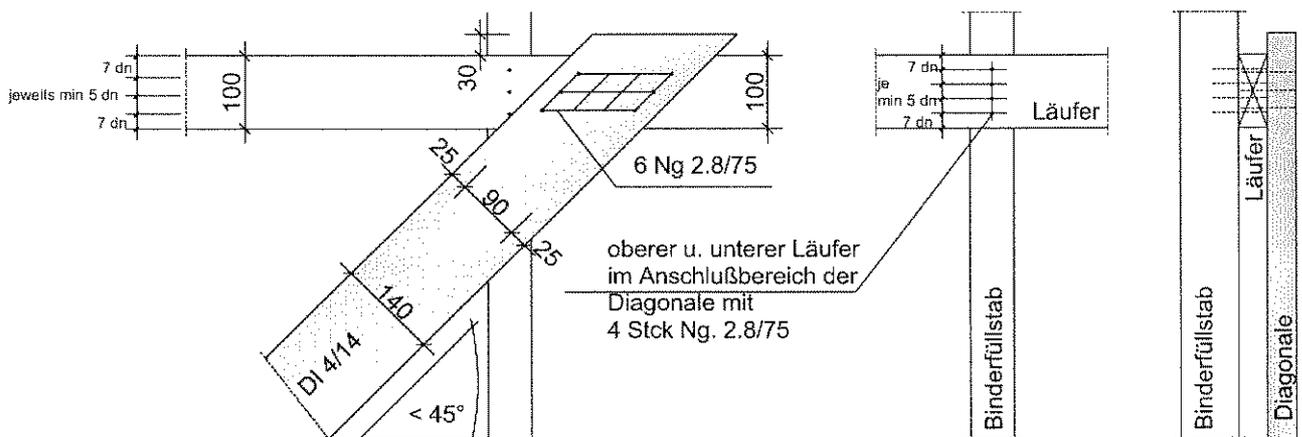
## Detail J8 : Knickverband auf Füllstäbe

gewählt: 4/14 Nadelholz C 24 (mittlerer Läufer)  
 4/10 Nadelholz C 24 (oberer u. unterer Läufer)  
 4/14 Nadelholz C 24 (Diagonale)

Detail : Diagonale 4/14 an mittleren Läuferverband 4/14



Detail : Diagonale 4/14 an oberen u. unteren Läuferverband 4/10



Achtung bei der Montage beachten:

- 1.) Auf zul. Nagelabstände und Materialstärken achten
- 2.) Die Diagonale ist an allen Läufern wie dargestellt anzuschließen
- 3.) Der max. Neigungswinkel der Diagonale 4/14 darf  $45^\circ$  nicht überschreiten  
 Die Diagonalen 4/14 sind grundsätzlich über mehrere Binderfelder zu führen
- 4.) Im Anschlußbereich der Diagonalen an die oberen u. unteren Läufer sind diese mit BMF-Winkel (siehe oben) an den Füllstäben der Binder anzuschließen
- 5.) Die Diagonalen sind in folgenden Bereichen anzuordnen:
  - in allen OG-Verbandsbereichen
  - in allen Giebelbereichen, falls keine Verbände vorgesehen sind
  - in den Übergangsbereichen einzelner Positionen

## Detail J9 : Stabilisierungsverband auf Füllstäbe

gewählt: 4/10 Nadelholz C24

für die oberen und unteren sowie mittleren Läuferverbände

gewählt: 4/14 Nadelholz C24

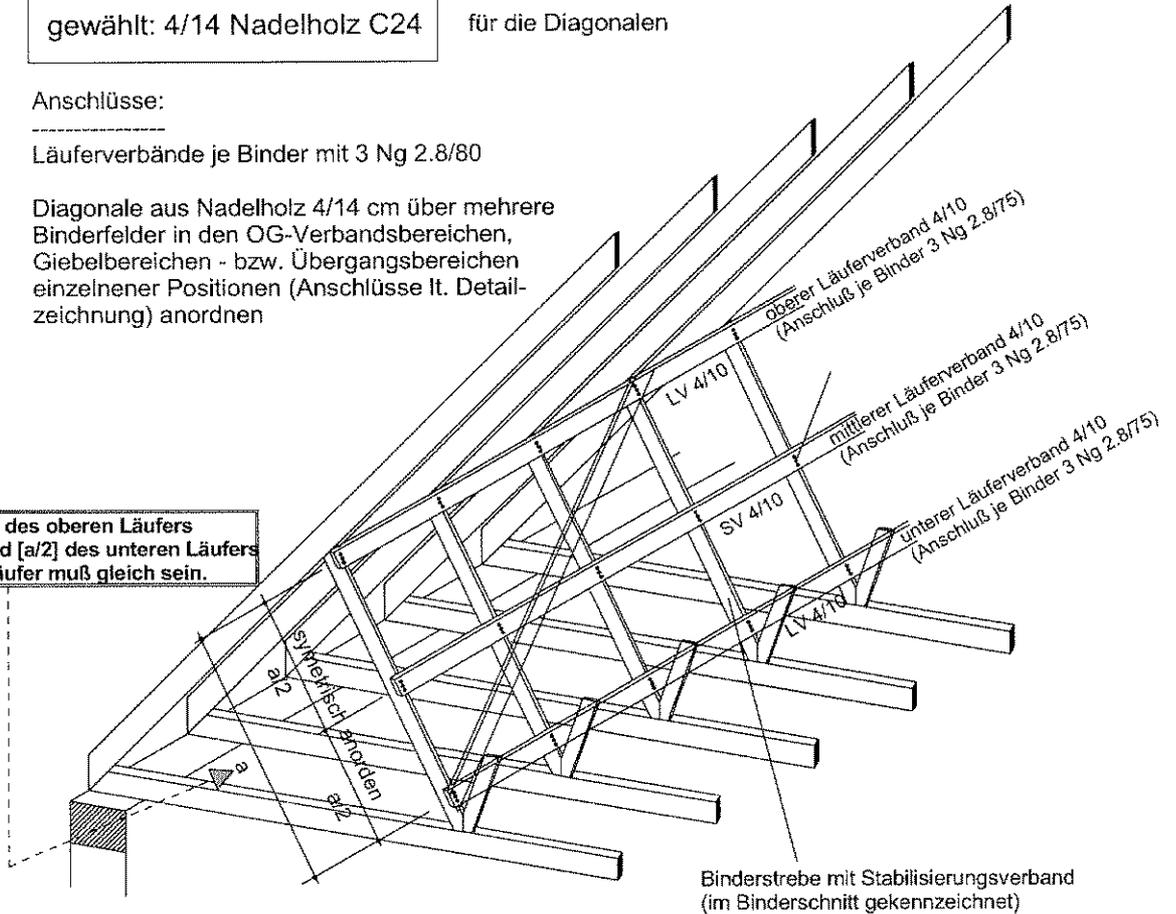
für die Diagonalen

Anschlüsse:

Läuferverbände je Binder mit 3 Ng 2.8/80

Diagonale aus Nadelholz 4/14 cm über mehrere Binderfelder in den OG-Verbandsbereichen, Giebelbereichen - bzw. Übergangsbereichen einzelner Positionen (Anschlüsse lt. Detailzeichnung) anordnen

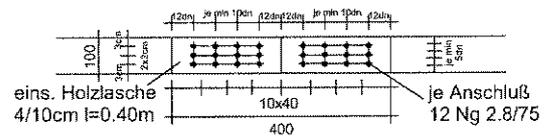
Der Abstand  $[a/2]$  des oberen Läufers sowie der Abstand  $[a/2]$  des unteren Läufers zum mittleren Läufer muß gleich sein.



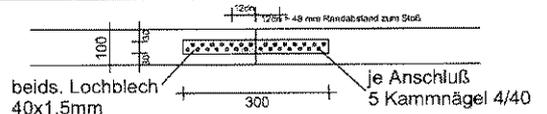
Achtung bei der Montage beachten:

- 1.) Auf zul. Nagelabstände achten !
- 2.) Alle im Binderschnitt gekennzeichneten Füllstäbe müssen wie dargestellt stabilisiert werden
- 3.) Die Holzdiagonale ist wie hier dargestellt über mehrere Binderfelder zuführen  
Neigungswinkel Diagonale  $< 45^\circ$
- 4.) Im Stoßbereich der Läuferverbände eins. Lasche 4/10  $l=0.400m$  mit je 12 Ng 2.8/75 anschließen oder beidseitiges Lochblech 40x1.5mm  $l=0.300m$  mit je 5 Kammnägel 4/40 (gilt für alle Läuferverbände)

### a.) Stoß mit Holzlasche (oberer, mittlerer u. unterer Läufer):

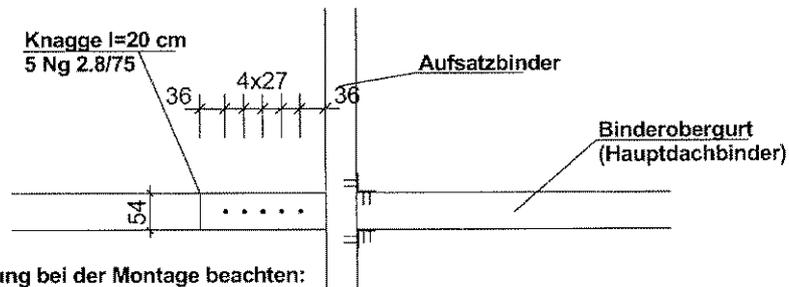
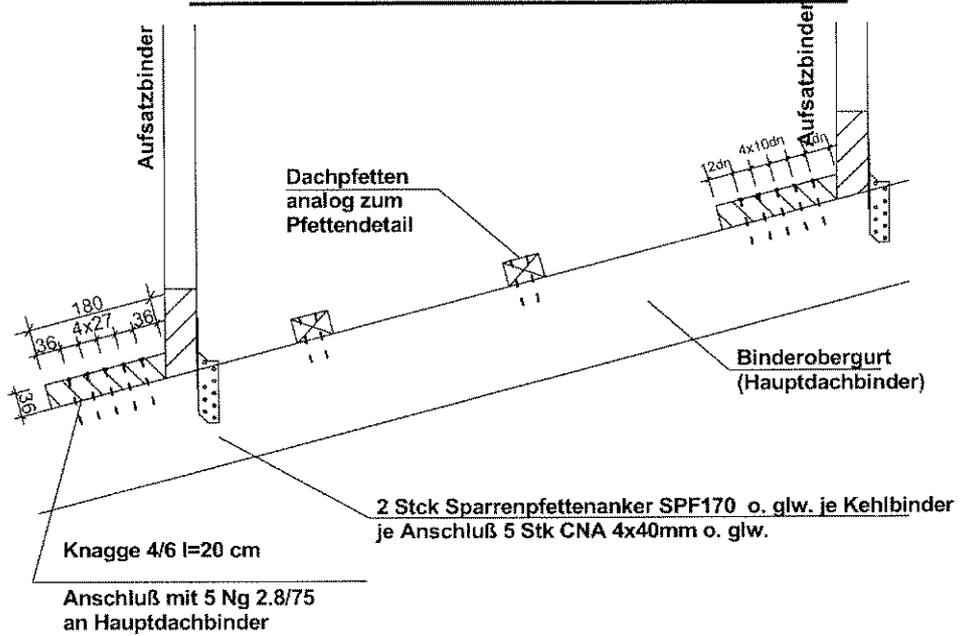


### b.) Stoß mit Lochblech (oberer, mittlerer u. unterer Läufer):





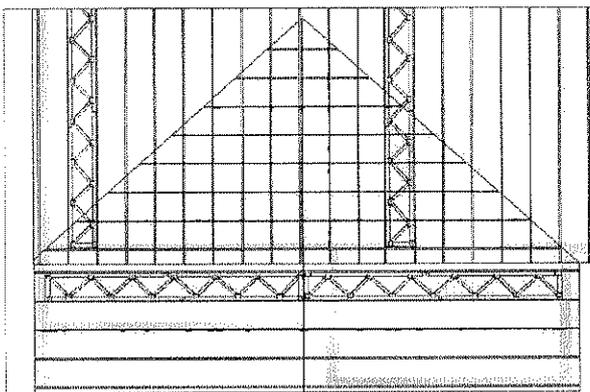
## Detail J11: Bereich Dachkehle



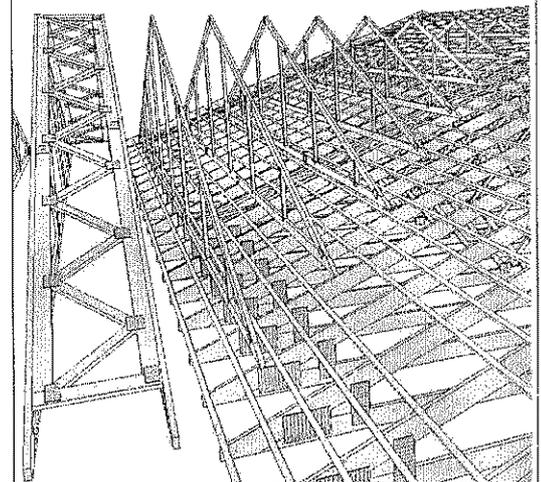
**Achtung bei der Montage beachten:**

- 1.) Die Dachpfetten sind im gesamten Kehlaufsatzbereich durchlaufend anzubringen und mit dem Windverband zug- und druckfest zu verbinden
- 2.) Kehlbinde zug- und druckfest mit dem Hauptdachbinder verbinden
- 3.) Knaaggen an jedem Auflagerpunkt der Kehlbinde anordnen
- 4.) Auf zul. Nagelabstände achten (Nägel versetzt anordnen)

Beispiel  
Draufsicht Einschiebung

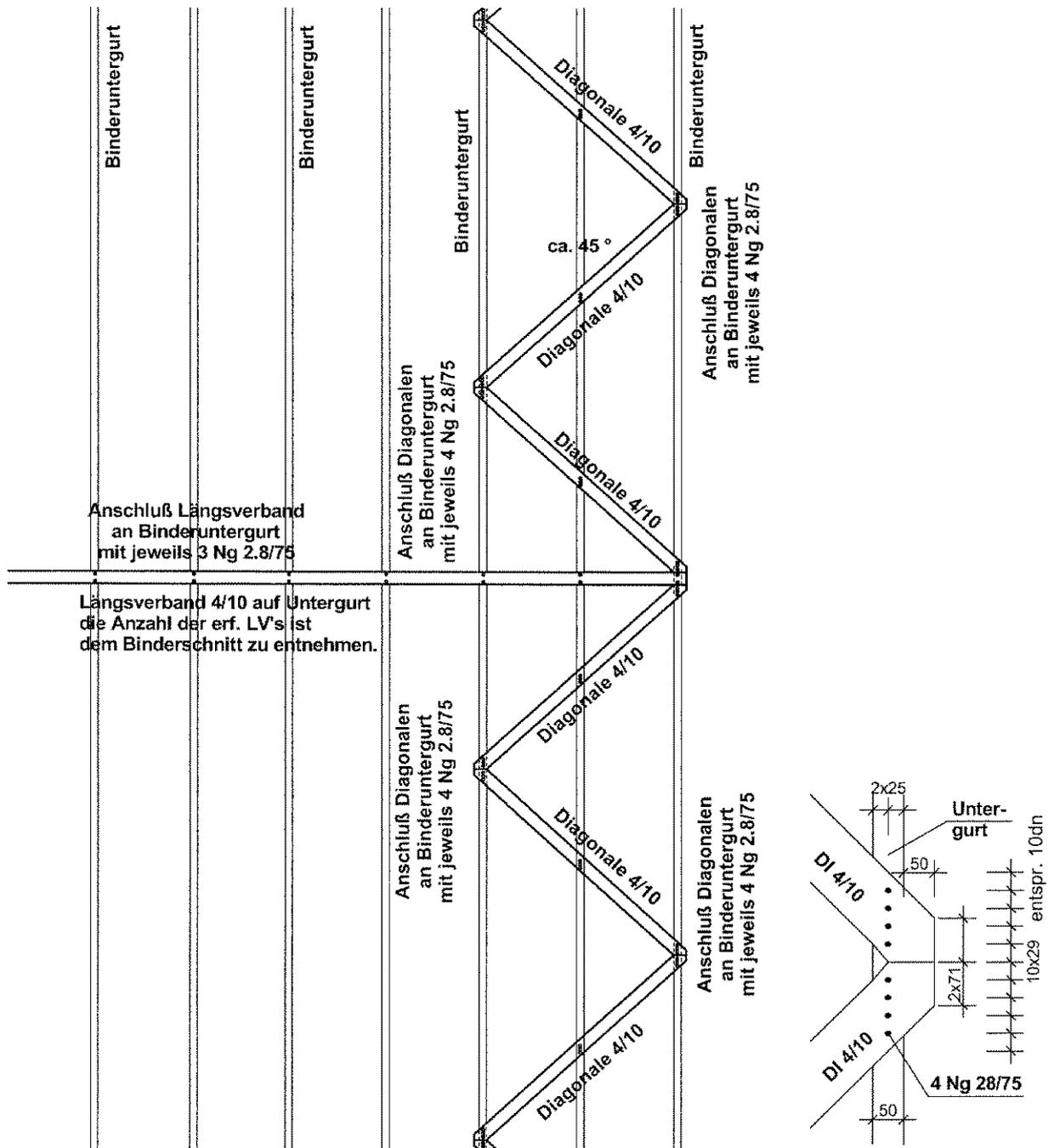


Beispiel  
3D-Bild Einschiebung



## Beispiel

### Detail J12: Konstruktive Stabilisierung der Binderuntergurte durch Diagonalverbände



Beachte:

Die Diagonalverbände sind in den im Verlegeplan angegebenen Binderfeldern einzubauen!

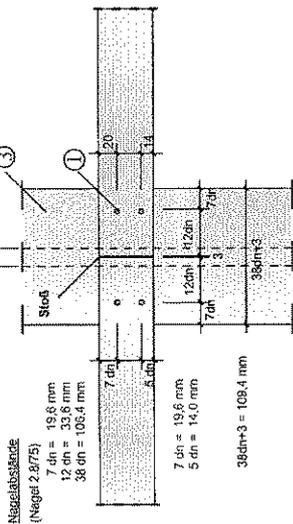
#### Hinweis / Ausnahmen:

Diese Konstruktion dient zur Stabilisierung der Binderuntergurte und zur Ableitung innerer Lasten, ist aber nicht geeignet zur Ableitung äußerer Lasten [wie z. B. Gebäudeaussteifung/Giebelaussteifung].

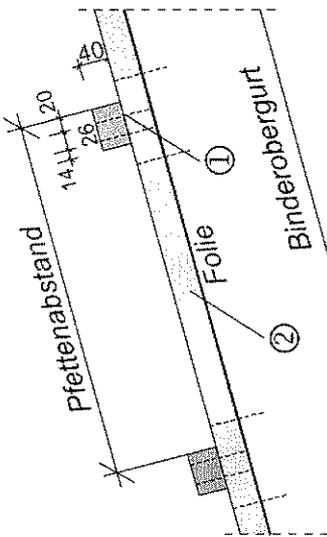
Können alle Längshölzer kraftschlüssig an ein anderes Bauteil mit ausreichender Stabilität, wie z.B. Giebelrähm, Untergurtverband o. ä. angeschlossen werden, kann auf die Diagonalen verzichtet werden.



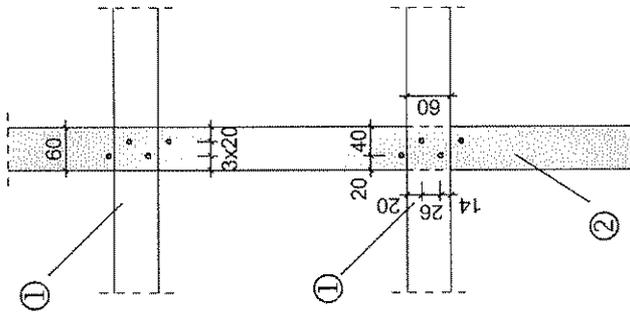
# Beispiel Detail J14: Pfetten



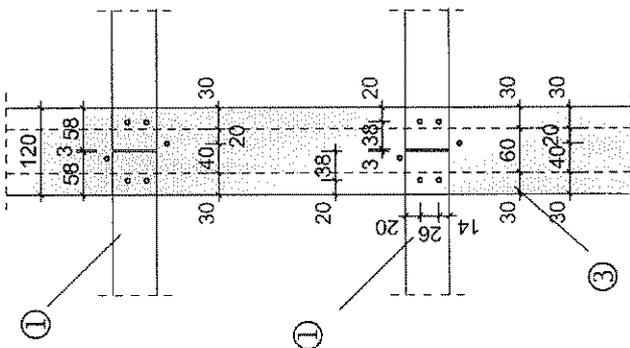
Pfettenabstand max. 45 cm  
 Pfettenbefestigung und  
 Pfettenstoß auf breiter Konterlatung  
 Konterlatte 40/60 mm  
 Breite Konterlatte 40/120 mm (min b = 38dh+3)  
 Pfetten 40/60 mm



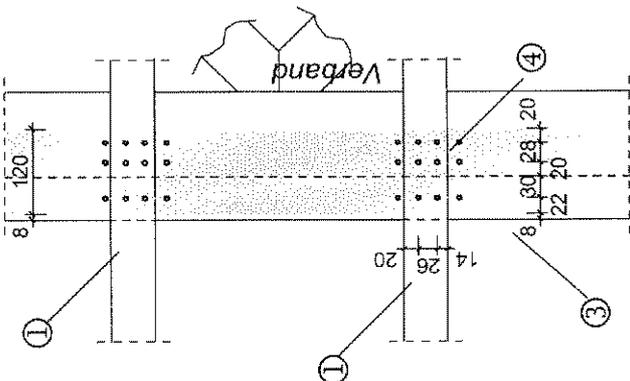
## Normalbereich



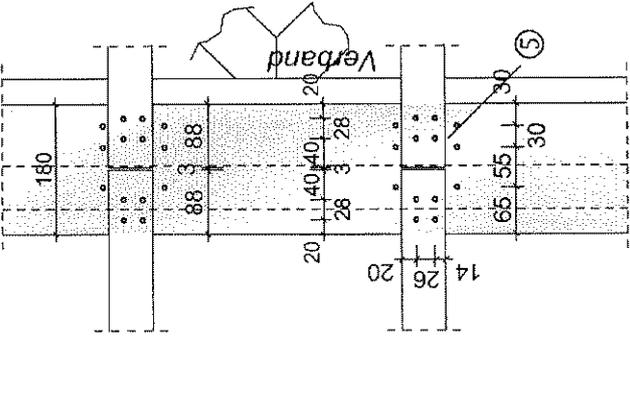
## Stoßbereich



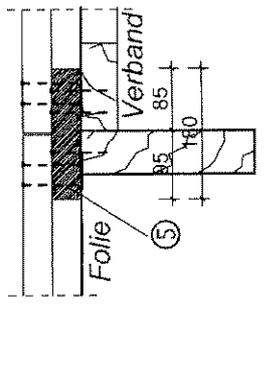
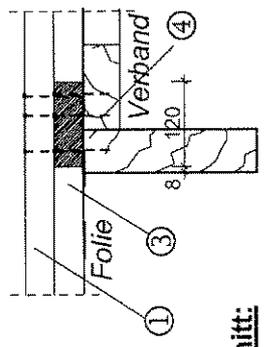
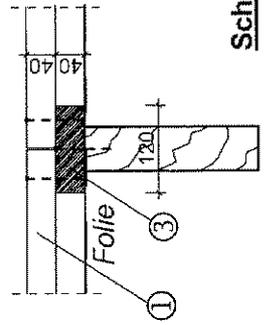
## Anschl. an Verband (ohne Stoß)



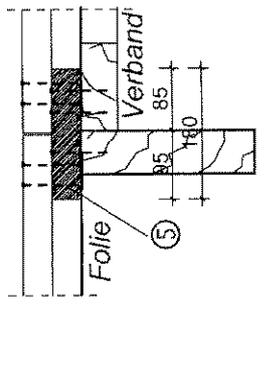
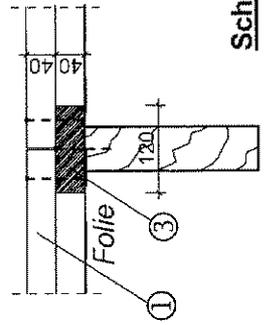
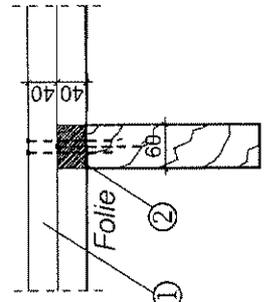
## Anschl. an Verband (mit Stoß)



## Draufsicht:



## Schnitt:



- ① Platte 40/60 mm mit je 2 Nä 2.8/75 an Binder
- ② Konterlatte 40/60 mm mit 2 Nä 2.8/75 vernageln, e < Pfettenabstand
- ③ Breite Konterlatte 40/120 mm mit 2 Nä 2.8/75 vernageln, e < Pfettenabstand
- ④ Breite Konterlatte 40/120 mm  
 Anschl. an Verband mit Pfettenstoß  
 Anschl. Konterlatte an Binder  
 2 Nä 2.8/75 vernageln, e < Pfettenabstand  
 Anschl. Konterlatte an Verband  
 4 Nä 2.8/75 vernageln, e < Pfettenabstand  
 Anschl. Platte an Konterlatte  
 4 Nä 2.8/75
- ⑤ Breite Konterlatte 40/180 mm  
 Anschl. an Verband mit Pfettenstoß  
 Anschl. Konterlatte an Binder  
 4 Nä 2.8/75 vernageln, e < Pfettenabstand  
 Anschl. Konterlatte an Verband  
 4 Nä 2.8/75 vernageln, e < Pfettenabstand  
 Anschl. Platte an Konterlatte  
 4 Nä 2.8/75



## Einsatz von handwerklich gefertigten Holztrepfen

Geschosstrepfen einschließlich deren Absturzsicherung sind wesentliche tragende Bauteile eines Bauwerks und müssen den statischen Anforderungen der eingeführten technischen Baubestimmungen sowie den allgemein anerkannten Regeln der Technik entsprechen.

Deshalb sind statische Berechnungen einschließlich der Ausführungszeichnungen anzufertigen. Ausgenommen hiervon sind Systemtrepfen mit gültiger Zulassung oder Typenprüfung.

Zusätzlich hierzu können auch handwerklich gefertigte Holztrepfen, die gemäß dem vom Bund Deutscher Zimmermeister und dem Bundesverband des holz- und kunststoffverarbeitenden Handwerks herausgegebenen Regelwerk [1] hergestellt sind, ohne weiteren statischen Nachweis eingebaut werden.

In diesem Sinne lauten richterliche Entscheidungen, die das Regelwerk als allgemein anerkannte Regel der Technik deklarieren.

Voraussetzung für deren Anwendung ist die Einhaltung der im Regelwerk genannten Anwendungsgrenzen. Dies sind im Wesentlichen:

- Wohngebäude mit nicht mehr als zwei Wohnungen
- Treppenlaufbreite von maximal 1,10 m
- Größter Abstand der Auflager von Wange / Holm beträgt 4,75 m

Weiterhin setzt das Regelwerk voraus, dass der Einbau der Trepfen nur von ausgebildeten Fachkräften durchgeführt werden darf.

Das Regelwerk beschreibt die Ausführung der Treppenkonstruktion sehr detailliert - statische Berechnungen sind nicht enthalten. Dennoch sind für diese Trepfen bautechnische Ausführungsunterlagen mit Angaben zur Art und zur Ausführung der jeweiligen Treppe anzufertigen. Insbesondere die Verbindungen der einzelnen Bauteile untereinander sind sorgfältig zu planen und ggf. auch darzustellen.

Im Rahmen der bautechnischen Prüfung sind diese Konstruktionen anhand der bautechnischen Unterlagen auf die Übereinstimmung mit dem Regelwerk zu prüfen und ggf. zu überwachen.

[1] Handwerkliche Holztrepfen. Bund Deutscher Zimmermeister, April 1999

Diese Kurzinformation stellt die mehrheitliche Meinung des Technischen Koordinierungsausschusses der BVPI zum Zeitpunkt der Veröffentlichung dar.

Die Aktualität des Inhaltes, insbesondere der Normenbezüge, ist eigenverantwortlich zu beurteilen.



## Aussteifung von Nagelplattenbindern durch Dachlatten

### Weiterleitung von Wind- und Stabilisierungslasten durch Dachlatten bei Nagelplatten-Fachwerkbindern aus Holz, die nach DIN EN 1995-1-1 bemessen und ausgeführt werden

Zu den grundlegenden Anforderungen an die Aussteifungskonstruktion von Nagelplattenkonstruktionen und allgemeinen Konstruktionshinweisen wird auf /1/ und /2/ verwiesen.

Die Wind- und Stabilisierungslasten sowie die Lasten aus Schrägstellungen der Binder werden in den meisten Fällen über die Dachlatten in die in der Obergurtebene liegenden Verbände übertragen. Diese Latten stellen dann wesentliche tragende Elemente der Dachkonstruktion dar.

Die Dachlatten, die zur Aussteifung der Binderobergurte aus der Binderebene benötigt werden, sind mit ihren Abmessungen, Anschlüssen und Stößen entsprechend den Angaben in DIN EN 1995-1-1 /3/ auszuführen.

Dachlatten können zur Weiterleitung von Wind- und Stabilisierungskräften der auf Druck beanspruchten Binderobergurte für alle Binderstützweiten herangezogen werden, wenn die nachstehenden Bedingungen erfüllt sind (vgl. /4/):

1. Die Dachebene ist durch Wind- und Stabilisierungsverbände ausgesteift.
2. Die Aussteifungsverbände sind mindestens an der Traufe und am First gehalten (z. B. durch Windrispenbänder abgespannt).
3. Die Binder sind an den Traufen und am First (auf jeder Seite der Dachfläche) über Gurte zug- und druckfest miteinander verbunden. Stöße sind verformungsarm auszubilden, d.h. für die 1,5-fache Kraft zu bemessen.
4. Der Binderabstand  $e$  beträgt höchstens 1,25 m.
5. Der Binderobergurt ist mindestens 40 mm breit.
6. Die Höhe der Binderobergurte beträgt höchstens das 4-fache der Obergurtbreite.
7. Die Beanspruchungen der Dachlatten und deren Anschlüsse und Stöße werden rechnerisch nachgewiesen. Die Belastung kann aus der Seitenlast  $N_{\text{Latte}} = q_d \cdot e_{\text{Latte}}$  ermittelt werden.  $e_{\text{Latte}}$  ( $\leq e_{\text{ef}}$  des Obergurtes) ist dabei der Abstand der zur Abstützung des Binders herangezogenen Latten.
8. Die Stöße der Dachlatten sollten bei einer maximalen Stoßbreite von 1 Meter um mindestens 2 Binderabstände versetzt werden.

Die Nagelplatten sollten Nagellängen von mindestens 10 mm aufweisen, um ein „Herauswandern von Nagelplatten“ zu minimieren (siehe /5/).

Andere mögliche Ausführungsbedingungen bei Spannweiten unter 15 m und Verbandsabständen von max. 10 m sind in /3/ angegeben (vgl. z. B. NCI NA.13.2 (NA.5)).

Im Prüfbericht sollte ein Hinweis auf die tragende Funktion der Lattung aufgenommen werden, z.B.: *Die Dachlattung wurde als tragendes Bauteil zur Stabilisierung der Binderobergurte eingesetzt. Sie ist für die Standsicherheit des Gebäudes von wesentlicher Bedeutung. Der Dachdecker (Zimmerer) ist vor der Montage ausdrücklich auf diesen Sachverhalt hinzuweisen.*

**Aussteifung von Nagelplattenbindern durch Dachlatten**

Bundesvereinigung  
der Prüfungenieure für Bautechnik e.V.

Die nachfolgenden Seiten 3 bis 6 enthalten konstruktive Hinweise zur baulichen Durchbildung von Nagelplattenkonstruktionen.

**Literatur:**

- /1/ BVPI Technische Mitteilung 06/017 (2013) Nagelplattenkonstruktionen
- /2/ Informationsdienst HOLZ (2017):  
Nagelplattenkonstruktionen nach Eurocode, holzbau-handbuch, Reihe 2 Teil 1 Folge 3
- /3/ DIN EN 1995-1-1:2010-12 mit DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 und A2:2014-07 (D)
- /4/ M. Gerold, D. Steinmetz, Anforderungen an Konstruktion und Bemessung von Nagelplatten-tragwerken aus der Sicht des Prüfungenieurs; Tagungsband Arbeitstagung der Prüfungenieu-re BW 2001 in Freudenstadt
- /5/ Hinweise zur Untersuchung von Holzkonstruktionen in Nagelplattenbauweise auf die mögli-che Gefährdung der Standsicherheit durch abstehende Nagelplatten – Fassung September 2020, Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU)
- /6/ TM 06/004 BW (2021) Anwendung von Windrispenbändern



**Aussteifung von Nagelplattenbindern durch Dachlatten**

**Hinweise:**

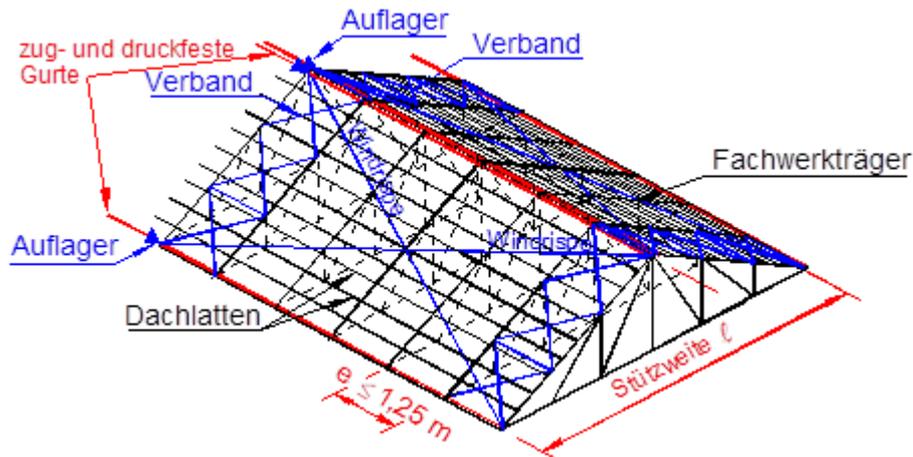


Bild 1: Fachwerkträger mit der Stützweite  $e$ , den Verbänden in der Dachebene, den druck- und zugfesten Gurten an Traufe und First und der Abspannung durch Windrispen

Die aus der Schrägstellung der Binder auftretenden Abtriebskräfte werden über Dachlatten, Verbände und Windrispen in die Unterkonstruktion abgetragen und sind gesondert zu betrachten. Zur alleinigen, kreuzweisen Anordnung von Rispenbändern wird auf /6/ verwiesen.

Liegt die Dachlattung auf einer Konterlattung (Bild 2), so ist - auf der sicheren Seite liegend - zur Überprüfung der Bedingung 6 (s.o.) die Gesamthöhe (Gurthöhe + Höhe der Konterlattung) einzusetzen. Die Konterlatte ist für die 1,5-fache Seitenlast zusätzlich auf den Bindern anzuschließen.

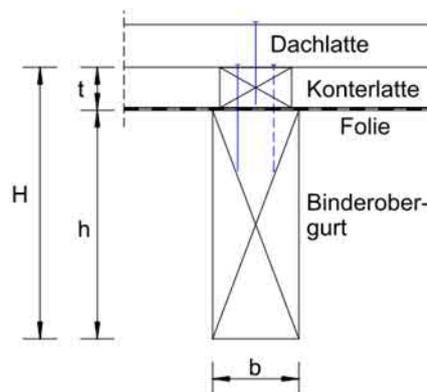


Bild 2: Dachlatte über die Konterlatte auf dem Binderobergurt befestigt  
Bedingung  $H/b \leq 4$ , hier  $H = \text{Gurthöhe } h + \text{Höhe der Konterlatte } t$



**Aussteifung von Nagelplattenbindern durch Dachlatten**

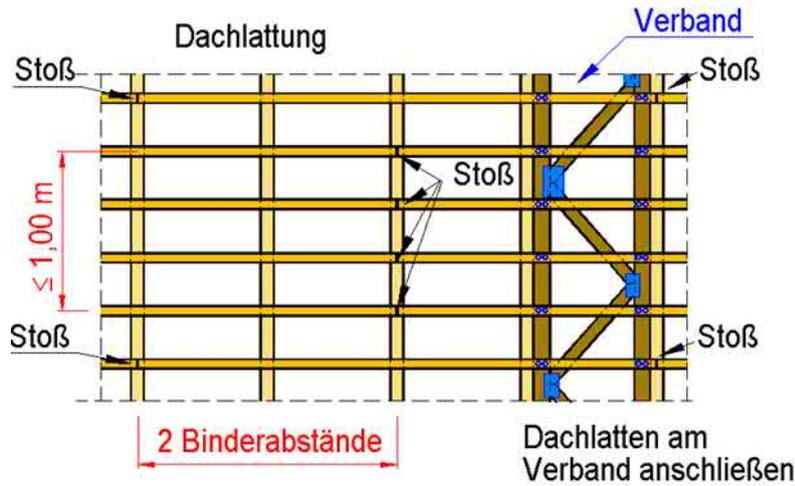


Bild 3: Mögliche Anordnung der Stöße der Dachlatten; Anschluss der Latten an den Verband

Werden die Dachlatten mit Nägeln ohne Vorbohrung oder Schrauben auf den Bindern angeschlossen bzw. gestoßen, beträgt die Mindestdicke der Latten aus Nadelholz Fichte/Tanne der Festigkeitsklasse C24 wegen der Spaltgefahr des Holzes bei einem Nagel-/Schraubendurchmesser bis  $d = 6\text{ mm}$

$\min t = 14 \cdot d$  (Bild 4a). Bei größeren Durchmessern ist die Mindestdicke nach DIN EN 1995-1-1 Gleichung (8.19) zu bestimmen.

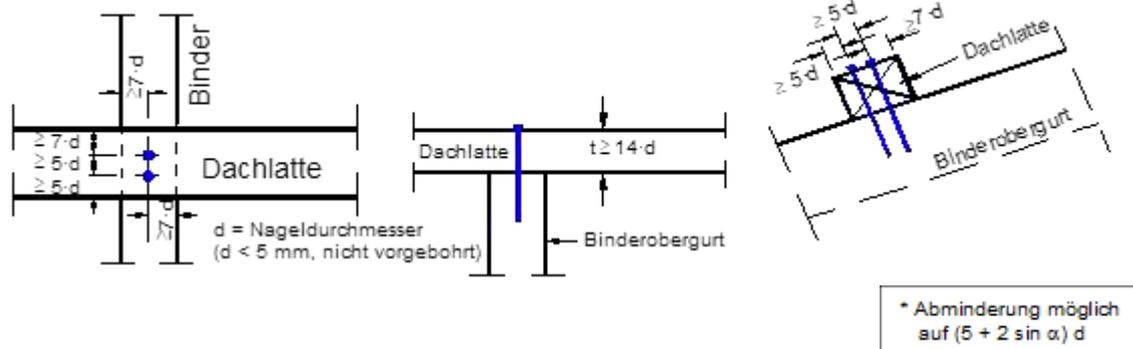


Bild 4a: Befestigung durchlaufender Dachlatten aus Fichte/Tanne mit einer Dicke  $t \ge 14 \cdot d$  und für Kiefer mit einer Dicke  $t \ge 7 \cdot d$ ; Mindestabstände für nicht vorgebohrte Nägel  $d < 5\text{ mm}$



**Aussteifung von Nagelplattenbindern durch Dachlatten**

Werden Latten aus Kiefernholz verwendet, darf die Mindestholzdicke bei einem Nagel-/ Schraubendurchmesser bis  $d = 6 \text{ mm}$  auf  $t = 7 \cdot d$  verringert werden (Bild 4a). Bei größeren Durchmessern ist die Mindestdicke nach DIN EN 1995-1-1 Gleichung (8.18) zu bestimmen. Holzdicken  $7 \cdot d \leq t < 14 \cdot d$  dürfen auch für Dachlatten aus Fi/Ta verwendet werden, wenn die Randabstände rechtwinklig zur Faserrichtung ( $a_4$ ) vergrößert werden (Bild 4b). Der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Nägel ist bei Lattendicken bzw. Einschlagtiefen  $t < 9 \cdot d$  im Verhältnis  $t/(9 \cdot d)$  abzumindern.

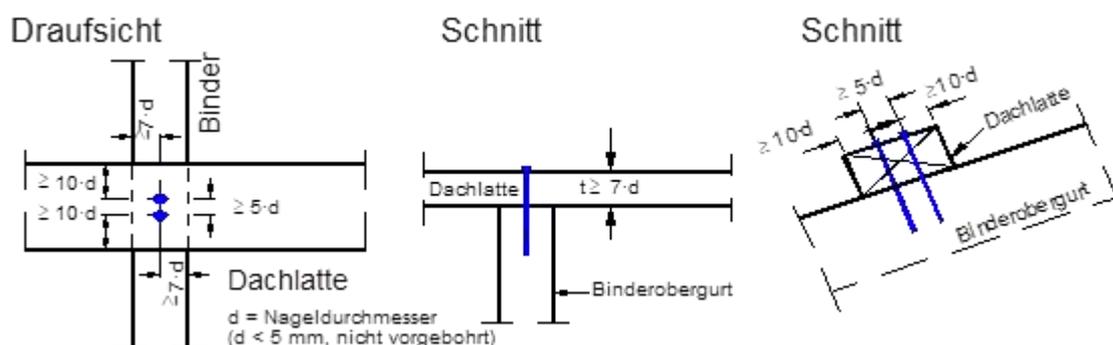


Bild 4b: Befestigung durchlaufender Dachlatten aus Fichte/Tanne mit einer Dicke  $t \geq 7 \cdot d$  Mindestabstände für nicht vorgebohrte Nägel  $d < 5 \text{ mm}$

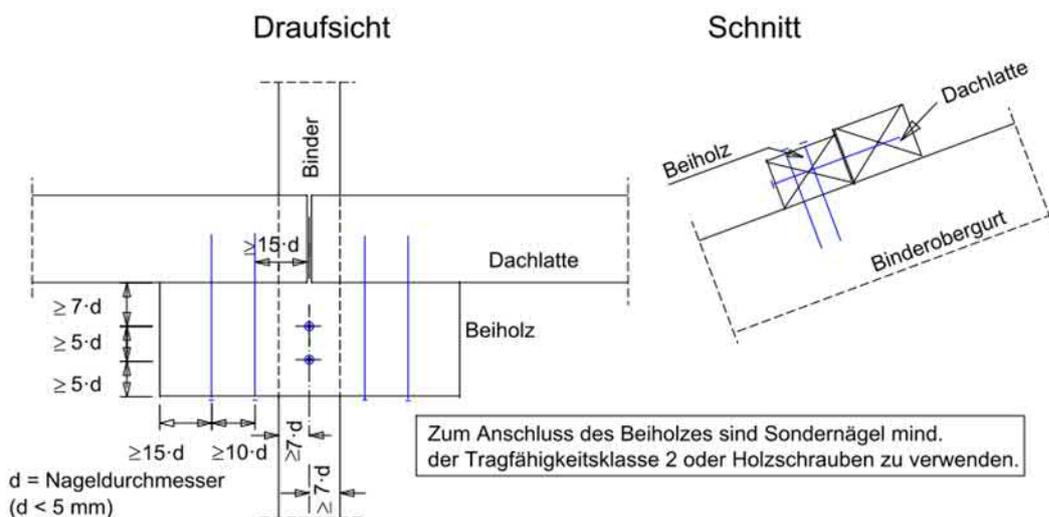


Bild 5a: Tragender Stoß einer Dachlatte mit einem Beiholz; Mindestabstände für nicht vorgebohrte Nägel  $d < 5 \text{ mm}$  (dargestellt sind die Mindestnagelanzahlen)



**Aussteifung von Nagelplattenbindern durch Dachlatten**

Wird beim einseitigen Lattenstoß nach Bild 5a kein genauer Nachweis geführt, sind die Nägel auf Abscheren  $F_{t,d} / n$  ( $n$  = Anzahl der Nägel je Stoßhälfte) und näherungsweise für die Zugkraft

$$F_{ax,d} = 1,5 \cdot F_{t,d} \cdot \frac{e}{a}$$

zu bemessen (Bezeichnungen siehe Bild 5b).

Die Beanspruchungen sind gemäß DIN EN 1995-1-1 Gleichung (8.28) zu überlagern.

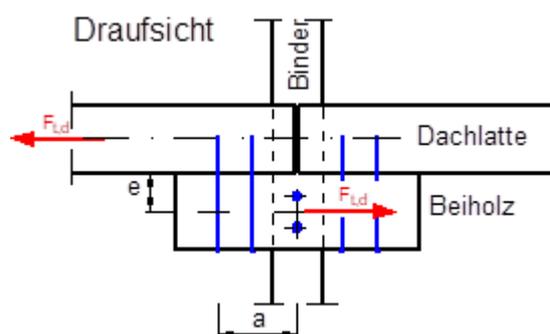


Bild 5b: Definition der Abstände a und e sowie der Kräfte beim tragenden Stoß einer Dachlatte

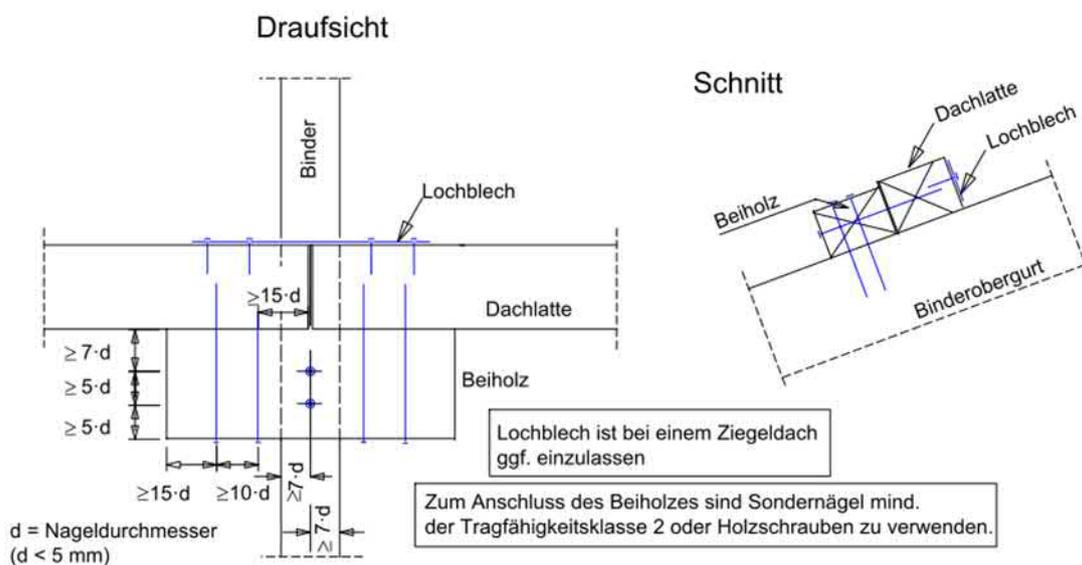


Bild 6: Stoß der Dachlatten mit einem Beiholz und einem Lochblech mit Angabe der Mindestabstände der Latten (dargestellt sind die Mindestnagelanzahlen)

Bei den Bildern 4 bis 6 ist die Aufnahme evtl. abhebender Kräfte z.B. infolge Windsogs nicht berücksichtigt.

**Bauteile aus Kunststoffen**

Vorgehensweise beim Nachweis der Verwendbarkeit und der Standsicherheit



Koordinierungsausschuss  
der Prüfer und  
Prüfingenieurinnen für  
Standsicherheit in Bayern

Die Technischen Baubestimmungen der Bundesländer enthalten keine technischen Regeln für die Beurteilung der Verwendbarkeit und der Tragfähigkeit von tragenden Kunststoffbauteilen und -bauarten für bauliche Anlagen. Die notwendigen bauaufsichtlichen Nachweise können daher nur im Rahmen eines der nachfolgend genannten Verfahren erfolgen:

- allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ)
- Zustimmung im Einzelfall (ZiE)
- allgemeine Bauartgenehmigung (aBG)
- vorhabenbezogene Bauartgenehmigung (vBG)

Als tragende Bauteile kommen Kunststoff-Bauprodukte hauptsächlich zur Anwendung als:

- glasfaserverstärkte Kunststoffe (GFK) für Behälter, Silos, Beckenabdeckungen, Wasserrutschen u.ä.
- thermoplastische Kunststoffe für Behälter, Auffangvorrichtungen und Rohre
- Kunststoffelemente für selbsttragende, lichtdurchlässige Dachbausysteme
- Wand- und Dachelemente in Sandwichbauweise mit Stützkern aus Polyurethan (PUR)-, Polystyrol (EPS)- oder Polystyrol (XPS)-Hartschaum
- beschichtete Gewebe und Folien für gespannte Membranbauten (Traglufthallen, Überdachungen u.ä.).

Das Deutsche Institut für Bautechnik hat für die Zulassung von Kunststoff-Bauprodukten je nach Material und Anwendung Richtlinien und Prüfprogramme aufgestellt, nach denen allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erteilt werden können. Im Zulassungsverfahren werden an Hand von Material- und Bauteilprüfungen Widerstandskennwerte ermittelt und Regelungen getroffen, die der Bemessung und Verwendung zu Grunde zu legen sind.

Für alle Kunststoffe ist neben dem kurzzeitigen ggf. auch das langzeitige Bruch- und Verformungsverhalten durch Versuche zu ermitteln. Deshalb sind zusätzlich zu den allgemeinen Sicherheitsbeiwerten werkstoffabhängige Abminderungs- bzw. Vergrößerungsfaktoren zu beachten. Diese Werkstofffaktoren berücksichtigen die Einflüsse aus:

- der Lastdauer,
- der Alterung- und Umgebung (Medieneinfluss)
- und der Temperatur.

**Bauteile aus Kunststoffen**

Vorgehensweise beim Nachweis der Verwendbarkeit und der Standsicherheit



Koordinierungsausschuss  
der Prüfer und  
Prüferinnen für  
Standsicherheit in Bayern

Für verschiedene oberirdische GFK-Behälterbauarten liegen Berechnungsempfehlungen vor. Die Vorgehensweise beim Ansatz von Materialkennwerten, Abminderungs- und Sicherheitsfaktoren beim Nachweis der Standsicherheit ist geeignet, auch als Anhalt für den Standsicherheitsnachweis anderer Bauteile und Anwendungen aus GFK zu dienen.

Diese Berechnungsempfehlungen sind auf der Homepage des DIBt in der jeweils aktuellen Fassung veröffentlicht.

Die große Zahl der Kunststoffausgangsprodukte und die einfache Möglichkeit der Varianz der Endprodukte durch Rezeptänderung erschweren es, technische Regeln für bauaufsichtliches Handeln heranzuziehen.

Die frühere Produktnorm DIN 18820 wurde zurückgezogen.

Für oberirdische GFK-Tanks und –behälter gilt DIN EN 13121.

Die DIN 18204-1 „Bauteile aus textilen Flächengebilden und Folien – Teil 1: Hallen und Zelte“ ist bauaufsichtlich nicht eingeführt.

Auf europäischer Ebene ist eine Leitlinie EAD 220089-00-0401 für europäische technische Zulassungen / Bewertungen von selbsttragenden, lichtdurchlässigen Dachbausystemen erarbeitet worden (früher als ETAG 010 bezeichnet).

**Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen****Nachweis nach den Technischen Baubestimmungen**

Der Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit ist integraler Bestandteil des Standsicherheitsnachweises. Für Stahlbetonstützen erfolgt der Nachweis alternativ mit

- Tabellenverfahren: Methode A (Tabelle 5.2a - DIN EN 1992-1-2:2010-12)
- Rechenverfahren: DIN EN 1992-1-2:2010-12 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-2/NA:2010-12
- Diagrammverfahren: DIN EN 1992-1-2/NA:2010-12

Das Tabellenverfahren nach Methode B (Tabelle 5.2b – DIN EN 1992-1-2:2010-12) wird nicht empfohlen.

**Zur Prüfung vorzulegende Unterlagen**

- Nachweis des vorbeugenden Brandschutzes zur Einsicht (Brandschutznachweis gemäß Bauordnung)
- Angabe der geforderten Feuerwiderstandsklasse
- Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit
- Konstruktionszeichnungen
- Zusätzliche Angaben bei Rechenverfahren:
  - Beflammte Oberflächen
  - Geometrie, statisches System, planmäßige Lage der Bewehrung,
  - Temperaturverteilung über den Querschnitt,
  - Modellierung der Materialeigenschaften, Art der Gesteinskörnung,
  - thermische Dehnungen, Verkrümmungen

**Tabellenverfahren:**

- Randbedingungen:
  - Brandeinwirkung geschossweise
  - Pendelstütze ( $l_0 = l_{col}$ ) in ausgesteiften Systemen

**Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen**

- Beidseitige Einspannung der Stützen im Brandfall für eine erforderliche Feuerwiderstandsdauer größer als 30 Minuten (z.B. durchlaufende Geschoßstützen), d.h. Ersatzlänge im Brandfall  $l_{0,fi} = 0,5 l_{col}$  (Eulerfall IV)
- Betonfestigkeitsklassen bis einschließlich C50/60
- Weitere Anwendungsgrenzen (Methode A) gemäß Abschnitt 5.3.2
- Sonderfälle:
  - Unverschiebliche, im Brandfall für eine erforderliche Feuerwiderstandsdauer größer als 30 Minuten nicht beidseitig eingespannte Stützen ( $l_{0,fi} > 0,5 l_{col}$ ): Nachweis mit einer rechnerischen Stützenlänge  $l_{col,Ersatz} = 2 \cdot l_{0,fi}$  zur Bestimmung des Ausnutzungsfaktors  $\mu_{fi}$   
Beispiel oberstes Geschoss (unverschieblich):  $l_{col,Ersatz} = 2 \cdot 0,7 \cdot l_{col} = 1,4 \cdot l_{col}$
  - Kragstützen mit großen Ausmitten (häufig Hallenbau)  $e / h = M / N \geq 3,5$
  - Abgrenzung Biegebauteile – Nachweis über tabellierte Mindestabmessungen nach DIN EN 1992-1-2

**Rechenverfahren gemäß DIN EN 1992-1-2:2010-12**

Nachweis mit Allgemeinen Rechenverfahren oder dem Vereinfachten Rechenverfahren (Zonenmethode)

- Randbedingungen:
  - Stahlbeton bis einschließlich Druckfestigkeitsklasse C50/60
  - Ansatz der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK)
  - Außergewöhnliche Bemessungssituation nach DIN EN 1990:
  - Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{M,fi} = 1,0$  für Betonstahl und Beton, Abminderungsbeiwert zur
  - Berücksichtigung von Langzeitwirkungen auf die Druckfestigkeit  $\alpha_{fi} = 1,0$
  - Bestimmung des Achsabstandes mit Verlegemaß der Bewehrung
  - Imperfektion: „Kalte“ Vorverformung gemäß DIN EN 1992-1-1
- Hinweise:
  - Nachweis darf am Bauteil erfolgen, maßgebliche Bauteilinteraktionen sind ggf. zu berücksichtigen (z.B. Lagesicherung von Bindern, Abtriebskräfte aus zu stützenden Bauteilen).

**Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen**

- Bei der Zonenmethode handelt es sich um ein plastisches Verfahren, das gemäß Nationalem Anhang DIN EN 1992-1-2/NA:2010-12 für überwiegend auf Druck beanspruchte Bauteile nur mit zusätzlichen Annahmen angewendet werden darf. Veröffentlichungen hierzu siehe unter anderen: [1], [2], [3]

**Diagrammverfahren**

- Vereinfachtes Verfahren zum Nachweis von Stahlbeton-Kragstützen nach
  - DIN EN 1992-1-2/NA:2010-12
  - Bilder AA.1 bis AA.4 im Anhang AA
- Randbedingungen:
  - Anwendungsgrenzen gemäß Abschnitt AA.1 im Anhang AA

**Literatur**

- [1] *K. Zilch, A. Müller, C. Reitmayer*: Erarbeitung von Anwendungskriterien für das vereinfachte Rechenverfahren (Zonenmethode) nach DIN EN 1992-1-2, Schlussbericht im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik, Az.: ZP 52-5-7.297-1332/09, August 2009
- [2] *M. Cyllok, M. Achenbach*: Anwendung der Zonenmethode für brandbeanspruchte Stahlbetonstützen, Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 12, 2009
- [3] *A. Müller, C. Reitmayer, K. Zilch*: Erweiterte Zonenmethode zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen, Bauingenieur, Band 85, Juni 2010

**Bemessung von auskragenden Brandwänden**

In Hallen sind manchmal oben nicht gehaltene (auskragende) Brandwände aus Stahlbeton erforderlich. Dafür enthält DIN EN 1992-1-2 keine tabellarischen Daten. Es bestehen jedoch keine Bedenken, den Nachweis in Anlehnung an DIN 4102-4 wie folgt zu führen:

Brandwände aus Stahlbeton REI 60M und REI 90M:

- Schlankheit Wandhöhe / Dicke  $\leq 25$
- Mindestdicke gemäß Tab 5.4 in DIN EN 1992-1-2 d.h. mindestens 140 mm bei REI 90 und  $\mu_{fi} = 0,70$
- Achsabstand  $a$  (früher  $u$ ) der vertikalen Bewehrung von der beflamten Betonoberfläche  
30 mm bei REI 90  
25 mm bei REI 60
- Ausnutzungsgrad  $\mu_{fi} \leq 0,70$
- Nachweis für die mechanische Widerstandsfähigkeit  
Wahlweise Ansatz einer Windlast wie bei Außenwänden (Sicherheitsbeiwerte wie ständige Bemessungssituation)  
oder Ansatz einer Punktlast  $H=8$  kN an der ungünstigsten Stelle als außergewöhnliche Einwirkung.

Diese Lastannahme gilt als Ersatz für die Stoßlast 3000Nm eines Pendelschlagversuches nach DIN 4102-3

Brandwände aus Stahlbetonstützen mit ausfachendem Mauerwerk REI 60M und REI 90M:

- Die Dicke des Mauerwerks ist für die geforderte FWD nachzuweisen
- Die mechanische Widerstandsfähigkeit des Mauerwerks wird nachgewiesen wie eine ausfachende Außenwand (DIN EN 1996-3 Tab. NA.C.1)
- Es werden ausreichend steife Ringbalken hergestellt
- Ringbalken und Stützen werden wie oben bei den Brandwänden aus Stahlbeton angegeben bemessen und konstruiert

Bei auskragenden Brandwänden ist darauf zu achten, dass die an die Brandwände angeschlossene Dachkonstruktion (z.B. Pfetten, Trapezbleche usw.) im Brandfall die Brandwand nicht zerstört (z.B. durch übermäßige Temperaturdehnung oder durch Schrägzug beim Einsturz des Daches). Hierzu sind Sollbruchstellen ein geeignetes Hilfsmittel.


**Toleranzen und Vorhaltemaß der Betondeckung beim  
 Nachweis der Feuerwiderstandsdauer im Massivbau**

Beim Nachweis der Feuerwiderstandsdauer (FWD) von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ist in der Regel ein Mindestwert für den Achsabstand  $a$  (früher  $u$ ) der Längsbewehrung von der beflamten Betonoberfläche einzuhalten.

Bisher wird dieser Mindestwert bei Neubauten ausgehend vom Nennmaß  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$  der Betondeckung ermittelt, bei Bestandsbauten aber ausgehend vom tatsächlich gemessenen Maß  $c$ . Das Vorgehen bei der Betondeckungsmessung ist im DBV-Merkblatt [1] beschrieben.

Das in DIN EN 1992-1-1 Kapitel 4.4.1.3 definierte Vorhaltemaß der Betondeckung  $\Delta c_{dev}$  dient zur Abdeckung der unplanmäßigen Maßabweichungen von Bewehrung und Schalung und folglich zur Sicherstellung der Mindestbetondeckung am fertigen Bauteil mit ausreichender Zuverlässigkeit. Gemäß [1] ist im Regelfall bei einem Vorhaltemaß von  $\Delta c_{dev} = 10$  mm die Mindestbetondeckung  $c_{min}$  als 10%-Quantil und bei  $\Delta c_{dev} = 15$  mm als 5%-Quantil eingehalten.

Folgendes Vorgehen wird daher als praktikabel angesehen:

Wenn die Nachweise der FWD auf Basis der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) geführt werden, so ist es wegen der darin enthaltenen Sicherheitsreserven weiterhin vertretbar, das Maß  $a$  ausgehend vom Nennmaß  $c_{nom}$  zu bestimmen (Neubauten). Dies ist auch in DIN EN 1992-1-2, 5.2 (14) explizit so geregelt. Zur Gleichbehandlung von Bestandsbauten erscheint es vor diesem Hintergrund vertretbar, zu dem real gemessenen Mindestwert  $c_{min}$  einen Zuschlag zu addieren. In Folge der pauschal angenommenen Streuungen ist die maximal rechnerisch ansetzbare Betondeckung  $c_{cal}$  je Messfläche jedoch auf den Mittelwert  $\bar{c}$  zu begrenzen (siehe Literatur [2]). Damit gilt:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Neubau:} & c_{cal} = c_{nom} \\
 \text{Bestandsbauten:} & c_{cal} = \min \left\{ \begin{array}{l} c(5\%) + 15 \text{ mm} \\ c(10\%) + 10 \text{ mm} \\ \bar{c} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Diese Regelungen sind sowohl bei Nachweisen nach DIN 4102-4:1994-03 (in Verbindung mit DIN 1045-1) als auch bei Nachweisen nach DIN EN 1992-1-2 anwendbar.

Des Weiteren können die getroffenen Aussagen ebenfalls auf die brandschutztechnische Bemessung mit ausreichend validierten Naturbrandmodellen übertragen werden. Eine gesonderte Betrachtungsweise ist für Naturbrandbeanspruchungen nicht erforderlich, da mit DIN EN 1991-1-2/NA durch die Belegung der Eingangsgrößen der Brandeinwirkung (Brandlastdichte und Wärmefreisetzungsrate) mit Teilsicherheitsbeiwerten die normativ geforderte Zuverlässigkeit erreicht wird. Gegenübergestellt mit Normbrandbeanspruchungen ist folglich keine erhebliche Verschiebung des Sicherheitsniveaus zu erwarten, auch wenn die Sicherheit bei der ETK-Bemessung nicht eindeutig quantifizierbar ist. Weiterführende Erläuterungen hierzu können z. B. Literatur [3] entnommen werden.

**Toleranzen und Vorhaltemaß der Betondeckung beim Nachweis der Feuerwiderstandsdauer im Massivbau**

Koordinierungsausschuss  
der Prüfämter und  
Prüferingenieure für  
Standsicherheit in Bayern

- [1] DBV-Merkblatt „Betondeckung und Bewehrung nach Eurocode 2“, Fassung Januar 2011
- [2] Unterbuchberger, C.; Müller A: *Toleranzen und Vorhaltemaß der Betondeckung beim Nachweis der Feuerwiderstandsdauer im Massivbau*. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), H. 10, S. 646 - 655.
- [3] Hosser, D.; Weilert, A.; Klinzmann, C.; Schnetgöke, R.; Albrecht, C: *Erarbeitung eines Sicherheitskonzeptes für die brandschutztechnische Bemessung unter Anwendung von Ingenieurmethoden gemäß Eurocode 1 Teil 1-2 – Sicherheitskonzept zur Brandschutzbemessung*. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben ZP 52-5-4.168-1239/07 im Auftrag des DIBt.

**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen****Bezeichnungen nach PrüfVBau**

Außenwandbekleidung: Außenschalen mehrschaliger Außenwände

Fassade: Eigenständige Bauwerkshülle als Raumabschluss

Anmerkung: Im Unterschied zur PrüfVBau werden in der BayBO/MBO und in der Alltagssprache manchmal beide Ausführungen als „Fassade“ bezeichnet.

**Inhalt**

Seite

- |   |    |
|---|----|
| 1. Vorlage von Standsicherheitsnachweisen   | 2  |
| 2. Umfang der statischen Prüfung  | 2  |
| 3. Besondere Hinweise zum Brandschutz   | 2  |
| 4. Außenwandbekleidung  | 3  |
| 4.1. Zweischaliges Außenmauerwerk   |    |
| 4.2. Nicht hinterlüftete Außenwandbekleidungen  |    |
| 4.3. Hinterlüftete Außenwandbekleidungen  |    |
| • Naturwerkstein als hinterlüftete Außenwandbekleidung  |    |
| • Einscheibensicherheitsglas als hinterlüftete Außenwandbekleidung                                |    |
| • Betonwerkstein als hinterlüftete Außenwandbekleidung  |    |
| 5. Fassaden   | 11 |
| 5.1. Raumabschließende Bauteile aus Stahl, nichtrostendem Stahl und Aluminium (z.B. Blechpaneele) |    |
| • Außenwandbekleidung aus Stahl, nichtrostendem Stahl und Aluminium                               |    |
| • Sandwichelemente mit Stahldeckschichten und Kernschicht aus Polyurethan-Hartschaum              |    |
| 5.2. Raumabschließende Bauteile aus Beton   |    |
| • Dreischichtplatten (Sandwichplatten) als Außenwandbekleidung                                    |    |
| 5.3. Fassaden aus Glas und Metall oder Holz   |    |
| • Pfosten-Riegel-Konstruktionen mit Glasfeldern oder Paneelen                                     |    |

**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen****1. Vorlage von Standsicherheitsnachweisen**

Die Notwendigkeit einer Vorlage und Prüfung von Standsicherheitsnachweisen für Fassaden als Teile von baulichen Anlagen ergibt sich aus den länderspezifischen Bauordnungen. Art und Umfang der Nachweise ergeben sich aus den bauaufsichtlich eingeführten Technischen Baubestimmungen, die im Allgemeinen der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) entsprechen, im Besonderen aber auch wesentlich davon abweichen können.

**2. Umfang der statischen Prüfung**

Sofern für das Gesamtgebäude nach der Landesbauordnung eine Prüfung der Standsicherheit gefordert wird und rechnerische Nachweise für Fassaden oder Außenwandbekleidungen erforderlich sind, müssen diese Nachweise im Regelfall auch zur Prüfung vorgelegt werden.

Besteht für einzelne Bauteile eine statische Typenprüfung, so entbindet diese den Bauherrn nicht von der Verpflichtung, auch in diesem Fall die Ausführungsunterlagen mit einer Gegenüberstellung der vorhandenen und nach Typenprüfung zulässigen Beanspruchungen zur Prüfung einzureichen.

Die Prüfung muss rechtzeitig vor Beginn der Ausführung erfolgen. Die Prüfunterlagen umfassen neben dem rechnerischen Nachweis auch die notwendigen Übersichts- und Ausführungszeichnungen einschließlich Angabe aller für die Ausführung und für die Prüfung der Tragfähigkeit wesentlichen Details.

Wie beim übrigen Rohbau ist auch bei der statischen Prüfung von Fassaden oder Außenwandbekleidungen durch den Bauherrn oder seinen Vertreter eine stichprobenhafte Bauüberwachung nach Art. 77(2) BayBO bzw. § 81(2) MBO zu veranlassen.

**3. Besondere Hinweise zum Brandschutz bzw. Feuerwiderstand**

Bei Hochhäusern muss die gesamte Fassade (bzw. Außenwandbekleidung) gemäß Hochhaus-Richtlinie aus nicht brennbaren Baustoffen ausgeführt werden. Weitere Vorgaben zum Brandschutz siehe „Anhang 6 Hinterlüftete Außenwandbekleidungen“ der MVV TB.

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>H04</b>	<b>Okt. 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfmäster und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Sonderbauteile / Sonderbauarten			
<b>Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen</b>			

## 4. Außenwandbekleidungen

### 4.1 Zweischaliges Außenmauerwerk

Fassadentyp bzw. Typ der Außenwandbekleidung	Zweischaliges Außenmauerwerk
<b>Konstruktionsmerkmale</b>	Mauerwerk an der tragenden Hinterkonstruktion
<b>Baustoffe</b>	Mauerwerk
<b>Lastannahmen</b>	DIN EN 1991-1 Einwirkungen auf Tragwerke inkl. Nationaler Anhänge
<b>Berechnungsgrundlagen</b>	DIN 1996-1-1 Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teile 1 bis 3 inkl. nationaler Anhänge
<b>Hinweise zu den Standsicherheitsnachweisen</b>	<p>Die Mauerwerksschalen sind laut Norm in der Regel durch Drahtanker aus nichtrostendem Edelstahl (A4) zu verbinden. Mindestwerte der Anzahl sind dabei zu beachten (DIN EN 1996-1/NA, Tab. NA.18). Abweichende Verankerungen bedürfen eines allgemeinen oder vorhabenbezogenen Anwendbarkeitsnachweises.</p> <p>Die Abfangung der Außenschale erfolgt je nach Dicke alle 6 m bis 12 m Höhe. Alle Abfange- und Unterkonstruktionen müssen den Korrosionsschutzanforderungen der DIN 185161:2010-06, Abs. 7 entsprechen. In den sichtbaren Abfangkonstruktionen kann danach bis zur Korrosivitätskategorie C 3 nach DIN EN ISO 12944-2, Tab.1 auch eine Feuerverzinkung (Stückverzinkung) in einer üblichen Stärke von 80-100 µm ausreichend.</p> <p>Örtliche Abfangungen über Öffnungen und hochbelastete Einzelbauteile sind nachzuweisen, sofern nicht die Standsicherheit offensichtlich ist und die Ausführung nach bewährten Handwerksregeln erfolgt.</p>



**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen**

**4.2 Nicht hinterlüftete Außenwandbekleidungen**

Fassadentyp bzw. Typ der Außenwandbekleidung	Nicht hinterlüftete Außenwandbekleidungen
<b>Konstruktionsmerkmale</b>	Direkt an der tragenden Konstruktion angemörtelte Bauteile
<b>Baustoffe</b>	Fliesen, Platten, Mauerwerk
<b>Hinweise zur Ausführung</b>	<p>Ausführung nach 18515 Außenwandbekleidung – Grundsätze für Planung und Ausführung (bauaufsichtlich nicht eingeführt):</p> <p>DIN 18 515-1: 2017-08 Außenwandbekleidungen, Angemörtelte Fliesen oder Platten</p> <p>DIN 18 515-2: 1993-04 Außenwandbekleidungen, Anmauerung auf Aufstandsflächen.</p>
<b>Hinweise zu den Standsicherheitsnachweisen</b>	<p>Im Allgemeinen werden bei Einhaltung der engen Regeln für die Einzelteilabmessungen und die Lage der betroffenen Flächen am Bauwerk <u>keine Nachweise erforderlich, diese Konstruktionen sind somit auch nicht Gegenstand der statischen Prüfung.</u></p> <p>Sonderfall: Bei nicht ausreichend tragfähigen Ansetzflächen (z.B. Wärmedämmschichten) ist aber eine Vorbereitung mit Ertüchtigung des Untergrundes notwendig z.B. durch einen Unterputz mit rückverankerter Bewehrung aus nichtrostendem Stahl. Ein statischer Nachweis der Anker ist in diesem Fall nach DIN 18 516-3:2021-05 zu erbringen</p>

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>H04</b>	<b>Okt. 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfämter und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Sonderbauteile / Sonderbauarten			
<b>Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen</b>			

### 4.3 Hinterlüftete Außenwandbekleidungen

<b>Fassadentyp bzw. Typ der Außenwandbekleidung</b>	<b>Naturwerkstein als hinterlüftete Außenwandbekleidung</b>
<b>Konstruktionsmerkmale</b>	Naturwerksteinplatten, die mittels Anker oder Unterkonstruktion an eine Hinterkonstruktion befestigt werden.
<b>Baustoffe</b>	<p>Naturwerkstein mit Leistungserklärung zu Biegefestigkeit, Ausbruchlast am Ankerdornloch, Frostbeständigkeit. Bei Prüfzeugnissen älter als 2 Jahre ist ein Abschlag von 25% auf die Biegefestigkeit vorzunehmen (siehe DIN 18516-3 Ziffer 4.5). Bei bestimmten Oberflächenbehandlungen (Beflammung, Stocken usw.) ist zu berücksichtigen, dass das Gefüge der Platten in der Nähe der Plattenoberfläche mehr oder weniger stark gestört wird. Falls kein ausreichend großer Zuschlag zu den ermittelten Plattendicken gewählt wird, ist für die Biegebemessung und die Ausbruchlast am Ankerdornloch die zulässige Beanspruchung an solchen Platten zu ermitteln, die die tatsächliche Oberflächenbehandlung bereits aufweisen.</p> <p>Nichtrostende Stähle</p>
<b>Lastannahmen</b>	<p>DIN EN 1991-1 Einwirkungen auf Tragwerke inkl. Nationaler Anhänge</p> <p>Temperatureinwirkungen und bei offenen Fugen Windlastreduzierung gemäß DIN 18516-1 Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Anforderungen, Prüfgrundsätze</p>

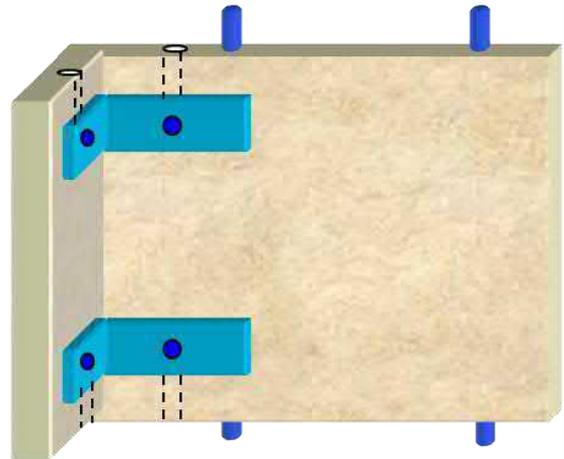
<b>Technische Mitteilung</b>	<b>H04</b>	<b>Okt. 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Sonderbauteile / Sonderbauarten			
<b>Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen</b>			

<b>Berechnungsgrundlagen</b>	<p>DIN 18516-1 Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Anforderungen, Prüfgrundsätze</p> <p>DIN 18516-3 Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Naturwerkstein, Anforderungen, Bemessung</p> <p>Zulassung Nr. Z-30.3-6 „Bauteile und Verbindungselemente aus nicht rostenden Stählen“</p> <p>DIN EN 1993 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten</p>
<b>Hinweise zu den Standsicherheitsnachweisen</b>	<p>In DIN 18516-1 werden Außenwandbekleidungen aus kleinformatischen Platten mit einer Fläche von weniger als 0,4 m<sup>2</sup> und einem Eigengewicht von weniger als 5 kg je Platte von einem Nachweis freigestellt, sofern die Produkte nach allgemeinen Regeln der Technik (wie z. B. anerkannten und bewährten Handwerksregeln) befestigt werden</p> <p>Als Berechnungshilfsmittel stehen typengeprüfte Tabellen und Berechnungsprogramme zur Verfügung.</p> <p>Verankerungen in hinterschnittenen Sacklöchern von der Plattenrückseite werden in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt.</p> <p>Andere Befestigungsarten (z. B. Befestigung mit Schrauben in einer eingefrästen Nut mit dem Verfahren "Knappe") bedürfen einer vorhabenbezogener Bauartgenehmigung.</p>

**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen**

Statische Berechnungen sind häufig sehr umfangreich durch verschiedene Mutterplatten mit angehängten Sturz- oder Leibungsplatten und gegliederter Hinterkonstruktion, die viele Sonderanker erfordert. Die Leibungsplatten-Befestigung ist durch den wechselnden Druckkontaktpunkt der Befestigungswinkel auf den Natursteinplatten ein System mit veränderlicher Lagerung.

Die zuweilen ausgeführte Klammerverbindung von Leibungsplatten mit Mutterplatten ist keine geregelte Verbindung, es gibt keine Bemessungsregeln für solche Verbindungen, für sie ist eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung erforderlich.



Die DIN 18516 gibt keine Durchführungshinweise zur Biegebemessung der Natursteinplatten. Daher sei erwähnt, dass die Biegemomente der Natursteinplatten in der Regel mit FEM-Programmen mit einer Netzverdichtung im Bereich der Dorne zu ermitteln sind (Auflagerbreite=Dornbreite).

Der DNV (Deutscher Naturwerkstein-Verband e.V., Würzburg) vertreibt ein vom Prüferamt für Standsicherheit der LGA, Zweigstelle Würzburg erstelltes Programm, mit dem Rechteckplatten mit angehängten Leibungsplatten bemessen werden können. Das Programm arbeitet mit Näherungsformeln für die Plattenbiegemomente, die sich auf umfangreiche FEM-Berechnungen stützen.

Der DNV vertreibt im Übrigen ein umfangreiches technisches Handbuch für die Bemessung und Ausführung von Naturwerkstein-Fassaden "Bautechnische Informationen Naturwerkstein"

In DIN 18516-3 wird auf DIN EN 1469 Bezug genommen. Hier wird die Erstprüfung für Biegefestigkeit und Ausbruchlast am Ankerdorn gefordert sowie alle 2 Jahre eine Wiederholung der Biegefestigkeitsprüfung. Der Lieferant bestätigt in seiner nach BauPVO zwingend erforderlichen Leistungserklärung für das Produkt die benötigten Kennwerte (Biegefestigkeit, Ausbruchlast am Ankerdorn, Rohdichte...), die Vorlage der Prüfzeugnisse ist nicht vorgesehen und kann daher allenfalls freiwillig erfolgen. *Informativ: Die Prüfzeugnisse nach System 3 unterscheiden sich nicht von den bisher gebräuchlichen. Zur Klärung der Frage, ob die Prüfstelle notifiziert ist, muss man sich die Urkunde vorlegen lassen.*



**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen**

Fassadentyp bzw. Typ der Außenwandbekleidung	Einscheibensicherheitsglas als hinterlüftete Außenwandbekleidung
<b>Konstruktionsmerkmale</b>	ESG-H-Glasscheiben mit zwei-, drei- oder vierseitiger Lagerung oder punktförmiger Klemmhalterung (Klemmfläche mindestens 1000 mm <sup>2</sup> pro Punkthalter) <sup>*1)</sup>
<b>Baustoffe</b>	ESG-H <sup>*1)</sup>
<b>Lastannahmen</b>	DIN EN 1991-1 Einwirkungen auf Tragwerke inkl. Nationaler Anhänge  Temperatureinwirkungen und bei offenen Fugen Windlastreduzierung gemäß DIN 18516-1 Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Anforderungen, Prüfgrundsätze
<b>Berechnungsgrundlagen</b>	DIN 18516-1 Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Anforderungen, Prüfgrundsätze  DIN 18008-2:2020-05 Glas im Bauwesen - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Teil 2: Linienförmig gelagerte Verglasungen  DIN 18008-3:2013-07 Glas im Bauwesen - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Teil 3: Punktförmig gelagerte Verglasungen  Zulassung Nr. Z-30.3-6 „Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostenden Stählen“  DIN EN 1993
<b>Hinweise zu den Standsicherheitsnachweisen</b>	Berechnung mit Plattentafeln bzw. FEM-Programmen.  Bei einer Außenwandbekleidung aus ESG-H handelt es sich um eine geregelte Konstruktion. Sie ist daher auch bei punktförmiger Lagerung mit der Mindestklemmfläche keine zustimmungspflichtige Vertikalverglasung

<sup>\*1)</sup> Für die Verwendung von ESG-H wird auf die Anlage A 1.2.7/2 der MVV TB hingewiesen

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>H04</b>	<b>Okt. 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfmäster und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Sonderbauteile / Sonderbauarten			
<b>Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen</b>			

<b>Fassadentyp bzw. Typ der Außenwandbekleidung</b>	<b>Betonwerkstein als hinterlüftete Außenwandbekleidung</b>
<b>Konstruktionsmerkmale</b>	Betonwerksteinplatten, die mittels Anker oder Unterkonstruktion an eine Hinterkonstruktion befestigt werden
<b>Baustoffe</b>	<p>Betonwerksteinplatten bewehrt nach DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, unbewehrt nach DIN 18500 Betonwerkstein</p> <p>Nichtrostende Stähle</p>
<b>Lastannahmen</b>	<p>DIN EN 1991-1 Einwirkungen auf Tragwerke inkl. Nationaler Anhänge</p> <p>Temperatureinwirkungen und bei offenen Fugen  Windlastreduzierung gemäß DIN 18516-1  Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Anforderungen, Prüfgrundsätze</p>
<b>Berechnungsgrundlagen</b>	<p>DIN 18516-1 Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Anforderungen, Prüfgrundsätze</p> <p>DIN 18516-5 Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Betonwerkstein, Anforderungen, Bemessung</p> <p>Zulassung Nr. Z-30.3-6 „Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostenden Stählen“ DIN EN 1991</p>
<b>Hinweise zu den Standsicherheitsnachweisen</b>	In DIN 18516-1 werden Außenwandbekleidungen aus kleinformatischen Platten mit einer Fläche von weniger als 0,4 m <sup>2</sup> und einem Eigengewicht von weniger als 5 kg je Platte von einem Nachweis freigestellt, sofern die Produkte nach allgemeinen Regeln der Technik (wie z. B. anerkannten und bewährten Handwerksregeln) befestigt werden.

**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen**

Bewehrte Platten sind nach DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken zu bemessen

Unbewehrte Platten sind mit der Biegefestigkeit nach DIN 18500 Betonwerkstein wie Naturwerksteinplatten zu bemessen

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>H04</b>	<b>Okt. 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss der Prüfämter und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern</b>
Sonderbauteile / Sonderbauarten			
<b>Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen</b>			

## 5. Fassaden

### 5.1 Raumabschließende Bauteile aus Stahl, nichtrostendem Stahl und Aluminium (z.B. Blechpaneele)

<b>Fassadentyp bzw. Typ der Außenwandbekleidung</b>	<b>Bekleidung aus Stahl, nichtrostendem Stahl und Aluminium</b>
<b>Konstruktionsmerkmale</b>	Profiltafeln, befestigt auf einer Unterkonstruktion
<b>Baustoffe</b>	Stahl, nichtrostendem Stahl, Aluminium
<b>Lastannahmen</b>	DIN EN 1991-1 Einwirkungen auf Tragwerke inkl. Nationaler Anhänge
<b>Berechnungsgrundlagen</b>	<p>DIN EN 1993-1-3 Allgemeine Regeln – Ergänzende Regeln für kaltverformte Bauteile und Bleche inkl. Nationaler Anhang</p> <p>DIN EN 1993-1-4 Allgemeine Regeln - Ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostenden Stählen inkl. Nationaler Anhang</p> <p>DIN EN 1999-1-4 Kaltgeformte Profiltafeln inkl. Nationaler Anhang</p> <p>Zulassung Nr. Z-30.3-6 „Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostenden Stählen“ DIN EN 1991</p>
<b>Hinweise zu den Standsicherheitsnachweisen</b>	Als Berechnungshilfsmittel stehen typengeprüfte Tabellen und Berechnungsprogramme zur Verfügung



**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen**

Fassadentyp bzw. Typ der Außenwandbekleidung	Sandwichelemente mit Stahldeckschichten und Kernschicht aus Polyurethan-Hartschaum
<b>Konstruktionsmerkmale</b>	Polyurethan-Hartschaum-Kern zwischen ebenen, linierten oder profilierten Stahldeckschichten
<b>Baustoffe</b>	Stahl, Polyurethan-Hartschaum-Kern
<b>Lastannahmen</b>	DIN EN 1991-1 Einwirkungen auf Tragwerke inkl. Nationaler Anhänge  Temperatureinwirkungen gemäß Zulassungen bzw. Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB)
<b>Berechnungsgrundlagen</b>	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen bzw. Europäische Technische Bewertung  DIN EN 14509 Selbsttragende Sandwich-Elemente mit beidseitigen Metalldeckschichten
<b>Hinweise zu den Standsicherheitsnachweisen</b>	Berechnungen in der Regel mit Programmen (Typenprüfungen nicht mehr vorhanden). Die Berechnungen sind wegen der hohen zu berücksichtigenden Temperaturdifferenzen zwischen den Deckschichten sehr umfangreich. Wegen des Temperatureinflusses haben Einfeldträger in der Regel die größten und Zweifeldträger die kleinsten ausführbaren Spannweiten.



**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen**

**5.2 Raumabschließende Bauteile aus Beton**

Fassadentyp bzw. Typ der Außenwandbekleidung	Dreischichtplatten (Sandwichplatten) als Außenwandbekleidung
<b>Konstruktionsmerkmale</b>	Dreischichtplatten (Sandwichplatten) mit einer außen liegender Vorsatzschicht, einer innen liegenden Tragschicht – jeweils aus Stahlbeton - und einer dazwischen angeordneten Dämmschicht zur kraftschlüssigen Verbindung der Stahlbetonschalen.
<b>Baustoffe</b>	Beton der Festigkeitsklasse C 30/37 bis C 50/60 nach DIN EN 1992-1  Betonstahl B500  Nichtrostende Stähle
<b>Lastannahmen</b>	DIN EN 1991-1 Einwirkungen auf Tragwerke inkl. Nationaler Anhänge  Temperaturbeanspruchungen gemäß Zulassung (siehe auch DIBt-Mitteilungen 5/1995) bzw. DIN EN 1991-1-5
<b>Berechnungsgrundlagen</b>	DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken  DIN EN 1993 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten  Zulassung Nr. Z-30.3-6 „Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostenden Stählen“
<b>Hinweise zu den Standsicherheitsnachweisen</b>	Bemessung der Anker auf der Grundlage von Zulassungen bzw. typengeprüften Tabellen. Die Typenberechnungen sind häufig zusätzlich durch Versuche zu bestätigen.



**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen**

**5.3 Fassaden aus Glas und Metall oder Holz**

Fassadentyp bzw. Typ der Außenwandbekleidung	Pfosten-Riegel-Konstruktionen mit Glasfeldern oder Paneelen
<p><b>Konstruktionsmerkmale</b></p>	<p>Tragkonstruktion: Pfosten und Riegel aus Stahl, Aluminium, nichtrostendem Stahl oder Holz.</p> <p>Bei Stahl finden Walzprofile, geschweißte Profile oder Sonderprofile mit angeformten Halteleisten Anwendung.</p> <p>Aluminiumprofile sind in der Regel Stranggussprofile. Mehrteilige Profile sind durch Kunststoffstege verbunden (thermische Trennung).</p> <p>Holzpfeiler und Riegel können Rechteck- oder T-Profile aus Nadelholz, Laubholz oder Brettschichtholz sein.</p> <p>In den Feldern liniengelagerte Glasscheiben oder Paneele in Sandwichbauweise aus abgekanteten Stahl- oder Aluminiumblechen oder ESG-Scheiben</p>
<p><b>Baustoffe</b></p>	<p>Stahl, nichtrostendem Stahl, Aluminium, Holz</p>
<p><b>Lastannahmen</b></p>	<p>DIN EN 1991-1 Einwirkungen auf Tragwerke inkl. Nationaler Anhänge Linienbelastung aus Menschengedränge und Stoßeinwirkungen</p> <p>[„weicher Stoß“ und „harter Stoß“] gemäß ETB-Richtlinie „Bauteile die gegen Absturz sichern“</p> <p>Stoßeinwirkungen auf absturzsichernde Glasscheiben gemäß DIN 18008-4 Zusatzanforderungen an absturzsichernde Verglasungen</p> <p>Klimalasten bei Isolierglasscheiben gemäß DIN 18008-1 Glas im Bauwesen - Bemessungs- und Konstruktionsregeln</p>



**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen**

<p><b>Berechnungsgrundlagen</b></p>	<p>DIN EN 1993 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten</p> <p>DIN EN 1995 Bemessung und Konstruktion von Holzbauten</p> <p>DIN EN 1999 Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken</p> <p>DIN 18008-1 bis -4 Glas im Bauwesen – Bemessungs- und Konstruktionsregeln</p> <p>Zulassung Nr. Z-30.3-6 „Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostenden Stählen“</p>
<p><b>Hinweise zu den Standsicherheitsnachweisen</b></p>	<p>Bemessung mit Rechenprogrammen</p> <p>Bei Glasscheiben außerhalb des Geltungsbereiches der DIN 18008 ist eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung erforderlich.</p> <p>Bei absturzsichernden Verglasungen kann ein allg. bauaufsichtliches Prüfzeugnis einer anerkannten Prüfstelle erforderlich werden.</p>

**Besondere Hinweise zu Pfosten-Riegel-Konstruktionen mit Glasfeldern oder Paneelen:**

Teilbereiche von Stahl- und Aluminium-Profilen können b/t-Verhältnisse aufweisen, so dass sie als dünnwandig einzustufen sind.

Bei Pfosten- und Riegel aus Stahl oder Aluminium gelingt der Nachweis der Aufnahme des "weichen Stoßes" häufig nicht im elastischen Bereich. Die Stoßenergie darf jedoch auch im plastischen Bereich (Stoßenergie=Integral der Last-Verformungslinie an der Stoßstelle) aufgenommen werden. Bei Bauteilen aus duktilen Baustoffen gelingt der Nachweis in der Regel immer. Das Fließvermögen darf beim Nachweis des weichen Stoßes auch bei dünnwandigen Bauteilen unterstellt werden (ausreichende Erfahrungen bei Ständern von Gipskartonständerwänden).

Bei Holzbauteilen ist die Stoßaufnahme im elastischen Bereich nachzuweisen. Es wird darauf hingewiesen, dass bei gleicher Ausbildung immer der niedrigste Pfosten bzw. der kürzeste Riegel maßgebend bei der Stoßberechnung ist.

**Hinweise zu Standsicherheitsnachweisen von Fassaden und Außenwandbekleidungen**

Außerdem wird darauf aufmerksam gemacht, dass die aus dem "weichen Stoß" resultierenden Anschlusskräfte umso größer werden, je steifer die gestoßenen Bauteile ausgebildet werden. Die nachzuweisenden Anschlusskräfte ergeben sich aus dem Nachweis der Aufnahme der Stoßenergie (Querkraft bei "Fließgelenk" an der Stoßstelle bzw. Querkraft, die bei der elastisch aufgenommenen Stoßkraft auftritt).

Thermisch getrennte Profile sind unter Berücksichtigung des nachgiebigen Verbunds durch die Kunststoffstege nachzuweisen. Der Verbund ist nur bis zum Versagen der Klemmwirkung des Anschlusses der Kunststoffstege wirksam. Daher ist beim Nachweis der thermisch getrennten Profile das Unterschreiten des Grenzscherflusses einzuhalten, bei dem das Versagen der Klemmwirkung eintritt.

Verbindungen von Pfosten-Riegel-Konstruktionen, z. B. Schrauben in Schraubkanälen, die sich nicht mit den eingeführten technischen Baubestimmungen nachweisen lassen, sind gemäß Mitteilungen des Instituts für Bautechnik zulassungspflichtig.

Wenn eine Brandwand in eine einspringende Ecke eines Gebäudes verläuft, ist die Pfosten-Riegel-Konstruktion zur Verhinderung eines Brandübertrittes bis in 5 m Entfernung von der Gebäudeecke als Brandschutzverglasung auszubilden. Brandschutzverglasungen bedürfen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Zugelassen wird nur die gesamte Fassadenkonstruktion einschließlich Pfosten und Riegel. Wenn aus der Wärmestrahlung des Feuers in der Gebäudeecke ein Brandübertritt nicht zu befürchten ist, genügt eine E-Verglasung, anderenfalls ist eine EI-Verglasung einzubauen. Werden Glasscheiben mit einer E- oder EI- Bezeichnung in eine Pfostenriegel-Konstruktion eingebaut, ist eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung einzuholen. Für die Zustimmung ist die Bewertung der gesamten Konstruktion durch eine Brandprüfstelle notwendig.

Paneele anstelle von Glasscheiben sind wie diese nachzuweisen. Die Berechnungen sind wegen der Berücksichtigung der Plattenverformungen auf die Schnittgrößen (Theorie III- Ordnung) oft nicht einfach.

Raumabschließende Fassadenbauteile, die auf Agraffen aufgelagert sind, z. B. großflächige Keramikplatten oder Bleche mit aufgeschweißten Bolzen bedürfen häufig der vorhabenbezogenen Bauartgenehmigung,

**Wärmedämmung unter Gründungsbauteilen**

Aufgrund der erhöhten Anforderungen an den baulichen Wärmeschutz werden unter Gründungsbauteilen häufig Dämmungen angeordnet. Die Materialeignung regelt DIN 4108 10.

Es dürfen nur bauaufsichtlich zugelassene Produkte verwendet werden.

Die Regelungen und Einschränkungen in der jeweiligen Zulassung sind zu beachten, insbesondere:

- Bemessungswert der Druckspannung
- Verwendung unter Bodenplatten und/oder Fundamenten (z.B. Zulassung Austrotherm)
- Ausschluss oder Beschränkung von Horizontalkräften
- Hinweise zur Dauerhaftigkeit und Alterungsbeständigkeit

Bei der Bestimmung der resultierenden Bettung für die Plattenbemessung und für Setzungsberechnungen sind die Nachgiebigkeiten der Dämmung zu berücksichtigen, insbesondere bei XPS-Schäumen.

Die Einschränkungen bei der Abtragung von Horizontalkräften erfordern im Vergleich zur ungedämmten Bauweise i.d.R. zusätzliche Betrachtungen und Maßnahmen beim Nachweis der Gleitsicherheit. Eine umlaufende Frostschräge genügt im Hinblick auf mögliche spätere Abgrabungen nicht immer zur Lagesicherung entsprechend gedämmter Gebäude.



## 1 Allgemeines

Tragluftbauten sind bauliche Anlagen, deren äußere Raumabschließung aus einer flexiblen Hülle besteht, welche von der durch Gebläse unter Überdruck gesetzten Luft des Innenraumes getragen wird. Dabei wird unterschieden zwischen:

- Tragluftbauten mit Stützung durch Seile oder Seilnetze
- Tragluftbauten ohne Stützung durch Seile oder Seilnetze mit alleiniger Tragwirkung der Membran

Hinsichtlich Nutzungsdauer können die Tragluftbauten unterteilt werden:

- Saisonale Nutzung (Tennishallen, etc.)
- ganz- bis mehrjährige Nutzung
- Fliegende Bauten (Art. 72 BayBO)

Fliegende Bauten, deren max. Aufstelldauer gemäß Richtlinie für den Bau und Betrieb fliegender Bauten 3 Monate beträgt, dürfen nur aufgestellt und in Gebrauch genommen werden, wenn eine gültige Ausführungsgenehmigung mit Prüfbuch vorliegt. Für die Erteilung der Ausführungsgenehmigung sind in Bayern der TÜV Süd, München sowie die LGA, Nürnberg zuständig.

## 2 Bauordnungsrechtliche Einordnung

### 2.1 Einstufung nach Art. 2 BayBO:

- Gebäudeklasse 3
- Sonderbau bei Erfüllung eines der nachfolgenden Tatbestände
  - Gebäude mit mehr als 1600m<sup>2</sup> (Art. 2 Abs. 4 Nr. 3 BayBO)
  - Nutzung durch mehr als 100 Personen (Art. 2 Abs. 4 Nr. 6 BayBO)
  - Versammlungsräume, insg. mehr als 200 Besucher (Art. 2 Abs. 4 Nr. 7a BayBO)
  - sonstige Einrichtungen zur Unterbringung von Personen (Art. 2 Abs. 4 Nr. 11 BayBO)

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>H06</b>	<b>November 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfer und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Sonderbauteile / Sonderbauarten			
<b>Tragluftbauten</b>			

## 2.2 Prüfung der statischen Berechnung gem. Art. 62a Abs. 2 BayBO

Das Bauvorhaben wird unter Anwendung des Kriterienkataloges nach Anlage 2 der Bauvorlagenverordnung (BauVorIV) einer Einzelfallbetrachtung nach Maßgabe der jeweiligen statisch-konstruktiven Schwierigkeit unterzogen.

Folgende Kriterien sind mit „nein“ zu beantworten:

- Nr. 6a Die Bauteile der baulichen Anlage oder die bauliche Anlage selbst können mit einfachen Verfahren der Baustatik berechnet werden.
- Nr. 8 Besondere Bauarten, wie Spannbetonbau, Verbundbau, Leimholzbau und geschweißte Aluminiumkonstruktionen werden nicht angewendet

Aufgrund der Nichterfüllung der Vorgaben des Kriterienkataloges sind die vom Tragwerksplaner erstellten Nachweise der Standsicherheit zu prüfen bzw. zu bescheinigen (Art. 62a Abs. 2 BayBO).

## 3 Materiell-rechtliche Vorschriften

### 3.1 Bauarten und Bauprodukte

Liegen keine Ver- bzw. Anwendbarkeitsnachweise für das Membranmaterial vor, bedarf die Verwendung des Membranmaterials einer Zustimmung im Einzelfall nach Art. 20 Satz 1 BayBO und dessen Anwendung einer vorhabenbezogenen Bauartgenehmigung nach Art. 15 Abs. 2 Satz 1 Nr. 2 BayBO

### 3.2 Berechnungsgrundlagen (DIN EN, jeweils aktuell gültige Fassung)

DIN EN 1990 Grundlagen der Tragwerksplanung

DIN EN 1991 Einwirkungen auf Tragwerke

DIN EN 1992 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

DIN EN 1993 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten

DIN 4134:1983-02 Tragluftbauten

Die Norm ist nicht bauaufsichtlich eingeführt. Unter Berücksichtigung nachstehender Hinweise bestehen keine Bedenken gegen die Anwendung der Norm

<b>Technische Mitteilung</b>	<b>H06</b>	<b>November 2023</b>	 <b>Koordinierungsausschuss</b> der Prüfmänner und Prüfingenieure für Standsicherheit in Bayern
Sonderbauteile / Sonderbauarten			
<b>Tragluftbauten</b>			

### 3.3 Standsicherheitsnachweise

DIN 4134:1983-02 beruht auf dem globalen Sicherheitskonzept und überholten Lastannahmen. Die Einwirkungen aus Wind sind den derzeit gültigen technischen Baubestimmungen (DIN EN 1991) zu entnehmen.

Bei Tragluftbauten mit Stützung durch Seile oder Seilnetze kann die Windlast nach DIN 4134:1983-02, Tabelle 6 ermittelt werden. Die Nachweise für die Stahlseile und andere Stahlteile sind nach den derzeit gültigen Normen (DIN EN 1993) zu führen.

Für die Nachweise der Membran sowie der Erdanker kann die DIN 4134:1983-02 weiterhin als anerkannte Regel der Technik herangezogen werden. Es wird empfohlen die Gründung mit Erdankern nur bei saisonaler Nutzung (wiederkehrender Auf- und Abbau) auszuführen.

Die Nachweise der Lagesicherheit bei massiven Gründungen sind nicht nach Abschnitt 6.4.1 der DIN 4134:1983-02 zu führen, sondern nach DIN EN 1990. Der die Hülle stützende (ständige) Überdruck  $P_i$  des Innenraumes und Windlasten haben für die Gründung ungünstige Auswirkungen. Die Nachweise sind deshalb im Regelfall für folgende Bemessungssituation zu führen:

Nachweis der Lagesicherheit:  $E_{d,dst} < E_{d,stab}$

$$E_{d,dst} = 1,1 \times P_i + 1,5 \times W_k$$

$$E_{d,stab} = 0,90 \times G_k$$



## Staubexplosionen in Siloanlagen

### Staubexplosionen in Siloanlagen

Anlagen, in denen Staub, Späne und Schnitzel aus Holz gefördert und gelagert werden, gelten als brand- und explosionsgefährdet.

In Silos und Bunkern zum Lagern von Staub, Spänen oder Schnitzeln aus Holz, Nahrungs- und Futtermittel etc. können Staubexplosionen auftreten mit Drücken über 9 bar = 900 kN/m<sup>2</sup>.

Geschlossene oder teilweise offene Lagerhallen oder ähnliche Einrichtungen, die zur Entnahme des Füllgutes von der Seite her betriebsmäßig befahren werden, gelten nicht als Silos.

Kleinere Holzspänesilos werden häufig mit Stahlbetonringankern und schwerem Mauerwerk, z.B. aus Kalksandsteinen, ausgeführt. Nach Auskunft des Technischen Aufsichtsdienstes der Holzberufsgenossenschaft sind mit dieser Bauweise keine Schäden bekannt.

Die Aufnahme des Silodruckes und des reduzierten Explosionsdruckes kann durch ein Skelett aus Ringankern und Stahlbetonstützen ( z.B. in den Ecken ) erfolgen. Die Standsicherheit des ausfachenden Mauerwerkes ist nur für den Silodruck nachzuweisen. Voraussetzung ist die Anordnung ausreichend bemessener Druckentlastungseinrichtungen.

Grundsätzlich sind Bauart des Silos sowie Lage der Druckentlastungsflächen für Filter- und Siloraum in Zusammenarbeit mit der zuständigen Behörde bzw. der Berufsgenossenschaft festzulegen.

Hinweise zur baulichen Gestaltung von Silos für Holzstaub und -Späne können der BGI 728 entnommen werden.

#### Weiterführende Hinweise:

- Eibl, J. / Ockert, J.: "In gefährdeten Siloanlagen sollte ein Explosionsschutz immer beachtet werden" in: Der Prüferingenieur, Heft 6, April 1995, S. 38 - 47
- BGI 728 - Silos für Holzstaub und -späne - Bauliche Einrichtungen, Brand- und Explosionsschutz, Berufsgenossenschaftliche Informationen für Sicherheit und Gesundheit bei der Arbeit (BGI) (bisher ZH 1/728) (02/1998)
- BGI 739 Holzstaub - Arbeitssicherheit und Gesundheitsschutz beim Erfassen, Absaugen und Lagern (bisher ZH 1/739) Holz-Berufsgenossenschaft August 2002
- TRD (Technische Richtlinie Dampf) 414.
- Technische Regeln für Betriebssicherheit TRBS 2152 Teil 4: Gefährliche explosionsfähige Atmosphäre - Maßnahmen des konstruktiven Explosionsschutzes, welche die Auswirkung einer Explosion auf ein unbedenkliches Maß beschränken, Ausgabe: Februar 2012 GMBI 2012 S. 387
- Explosionsschutz-Regeln (EX-RL) BGR 104
- Unfallverhütungsvorschrift BGV C12 „Silos“.
- Merkblätter für den Brand- und Explosionsschutz in Holzbearbeitungsbetrieben, insbesondere für Feuerungsanlagen sowie Späne und Staubabsaugungsanlagen, der Württembergischen Gebäudebrandversicherungsanstalt.