

**DIN EN 1994-1-1****DIN**

ICS 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ersatzvermerk  
siehe unten

**Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus  
Stahl und Beton –  
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den  
Hochbau;  
Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009**

Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures –  
Part 1-1: General rules and rules for buildings;  
German version EN 1994-1-1:2004 + AC:2009

Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton –  
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments;  
Version allemande EN 1994-1-1:2004 + AC:2009

**Ersatzvermerk**

Ersatz für DIN EN 1994-1-1:2006-07;  
mit DIN EN 1994-1-1/NA:2010-12 Ersatz für DIN 18800-5:2007-03;  
Ersatz für DIN EN 1994-1-1 Berichtigung 1:2009-12

Gesamtumfang 124 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

## DIN EN 1994-1-1:2010-12

### Nationales Vorwort

Diese Europäische Norm (EN 1994-1-1:2004 + AC:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Die Arbeiten auf nationaler Ebene wurden durch die Experten des NABau-Spiegelausschusses NA 005-08-13 AA „Verbundkonstruktionen im Hochbau“ (Sp CEN/TC 250/SC 4) begleitet.

Die Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Dieser Tatsache wird durch das Leitpapier L der Kommission der Europäischen Gemeinschaft für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen, indem Übergangsfristen für die verbindliche Umsetzung der Eurocodes in den Mitgliedsstaaten vorgesehen sind. Die Übergangsfristen sind im Vorwort dieser Norm angegeben.

Die Anwendung dieser Norm gilt in Deutschland in Verbindung mit dem Nationalen Anhang.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. Das DIN [und/oder die DKE] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Der Beginn und das Ende des hinzugefügten oder geänderten Textes wird im Text durch die Textmarkierungen AC AC angezeigt.

### Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1994-1-1:1994-02 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) die Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute wurden eingearbeitet;
- b) der Text wurde vollständig überarbeitet;
- c) der Vornormcharakter wurde aufgehoben.

Gegenüber DIN EN 1994-1-1:2006-07, DIN EN 1994-1-1 Berichtigung 1:2009-12 und DIN 18800-5:2007-03 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) auf europäisches Bemessungskonzept umgestellt;
- b) Ersatzvermerke korrigiert;
- c) Vorgänger-Norm mit der Berichtigung 1 konsolidiert;
- d) redaktionelle Änderungen durchgeführt.

### Frühere Ausgaben

DIN 18800-5: 2007-03

DIN V 18800-5: 2004-11

DIN 18806: 1984-03

DIN V ENV 1994-1-1: 1994-02

DIN EN 1994-1-1: 2006-07

DIN EN 1994-1-1 Berichtigung 1: 2009-12

EUROPÄISCHE NORM  
EUROPEAN STANDARD  
NORME EUROPÉENNE

**EN 1994-1-1**

Dezember 2004

**+AC**

April 2009

ICS 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ersatz für ENV 1994-1-1:1992

## Deutsche Fassung

# Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau

Eurocode 4: Design of composite steel and concrete  
structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings

Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier et béton —  
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 27. Mai 2004 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 15. April 2009 in Kraft und wurde in EN 1994-1-1:2004 eingearbeitet.

Die CEN-Mitglieder sind gehalten, die CEN/CENELEC-Geschäftsordnung zu erfüllen, in der die Bedingungen festgelegt sind, unter denen dieser Europäischen Norm ohne jede Änderung der Status einer nationalen Norm zu geben ist. Auf dem letzten Stand befindliche Listen dieser nationalen Normen mit ihren bibliographischen Angaben sind beim Management-Zentrum des CEN oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

Diese Europäische Norm besteht in drei offiziellen Fassungen (Deutsch, Englisch, Französisch). Eine Fassung in einer anderen Sprache, die von einem CEN-Mitglied in eigener Verantwortung durch Übersetzung in seine Landessprache gemacht und dem Management-Zentrum mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG  
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION  
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Management-Zentrum: Avenue Marnix 17, B-1000 Brüssel

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

## Inhalt

	Seite
<b>Vorwort</b> .....	<b>6</b>
<b>Hintergrund des Eurocode-Programms</b> .....	<b>6</b>
<b>Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes</b> .....	<b>7</b>
<b>Nationale Fassungen der Eurocodes</b> .....	<b>8</b>
<b>Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETAZ)</b> .....	<b>8</b>
<b>Besondere Hinweise zu EN 1994-1-1</b> .....	<b>8</b>
<b>Nationaler Anhang zu EN 1994-1-1</b> .....	<b>9</b>
<b>1 Allgemeines</b> .....	<b>10</b>
<b>1.1 Anwendungsbereich</b> .....	<b>10</b>
<b>1.1.1 Anwendungsbereich des Eurocode 4</b> .....	<b>10</b>
<b>1.1.2 Anwendungsbereich des Eurocode 4 Teil 1-1</b> .....	<b>10</b>
<b>1.2 Normative Verweisungen</b> .....	<b>11</b>
<b>1.2.1 Allgemeine normative Verweisungen</b> .....	<b>11</b>
<b>1.2.2 Weitere normative Verweisungen</b> .....	<b>11</b>
<b>1.3 Annahmen</b> .....	<b>12</b>
<b>1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln</b> .....	<b>12</b>
<b>1.5 Begriffe</b> .....	<b>12</b>
<b>1.5.1 Allgemeines</b> .....	<b>12</b>
<b>1.5.2 Zusätzliche Begriffe und Definitionen in dieser Norm</b> .....	<b>12</b>
<b>1.6 Formelzeichen</b> .....	<b>13</b>
<b>2 Grundlagen der Tragwerksplanung</b> .....	<b>23</b>
<b>2.1 Anforderungen</b> .....	<b>23</b>
<b>2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen</b> .....	<b>23</b>
<b>2.3 Basisvariablen</b> .....	<b>23</b>
<b>2.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse</b> .....	<b>23</b>
<b>2.3.2 Werkstoff- und Produkteigenschaften</b> .....	<b>23</b>
<b>2.3.3 Klassifizierung von Einwirkungen</b> .....	<b>23</b>
<b>2.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten</b> .....	<b>24</b>
<b>2.4.1 Bemessungswerte</b> .....	<b>24</b>
<b>2.4.2 Kombinationsregeln für Einwirkungen</b> .....	<b>25</b>
<b>2.4.3 Nachweis der Lagesicherheit (EQU)</b> .....	<b>25</b>
<b>3 Werkstoffe</b> .....	<b>25</b>
<b>3.1 Beton</b> .....	<b>25</b>
<b>3.2 Betonstahl</b> .....	<b>25</b>
<b>3.3 Baustahl</b> .....	<b>25</b>
<b>3.4 Verbindungs- und Verbundmittel</b> .....	<b>26</b>
<b>3.4.1 Allgemeines</b> .....	<b>26</b>
<b>3.4.2 Kopfbolzendübel</b> .....	<b>26</b>
<b>3.5 Profilbleche für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus</b> .....	<b>26</b>
<b>4 Dauerhaftigkeit</b> .....	<b>26</b>
<b>4.1 Allgemeines</b> .....	<b>26</b>
<b>4.2 Profilbleche für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus</b> .....	<b>26</b>
<b>5 Tragwerksberechnung</b> .....	<b>26</b>
<b>5.1 Statisches System für die Berechnung</b> .....	<b>26</b>
<b>5.1.1 Statisches System und grundlegende Annahmen</b> .....	<b>26</b>
<b>5.1.2 Berechnungsmodelle für Anschlüsse</b> .....	<b>27</b>
<b>5.1.3 Boden-Bauwerks-Interaktion</b> .....	<b>27</b>

5.2	Globale Tragwerksberechnung.....	27
5.2.1	Einflüsse aus der Tragwerksverformung.....	27
5.2.2	Schnittgrößenermittlung für Tragwerke des Hochbaus.....	28
5.3	Imperfektionen.....	29
5.3.1	Grundlagen.....	29
5.3.2	Imperfektionen für Tragwerke des Hochbaus.....	29
5.4	Schnittgrößenermittlung.....	30
5.4.1	Verfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen.....	30
5.4.2	Linear-elastische Tragwerksberechnung.....	32
5.4.3	Nicht lineare Tragwerksberechnung.....	34
5.4.4	Elastische Tragwerksberechnung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung für Tragwerke des Hochbaus.....	34
5.4.5	Berechnung nach der Fließgelenktheorie bei Tragwerken des Hochbaus.....	36
5.5	Klassifizierung von Querschnitten.....	37
5.5.1	Allgemeines.....	37
5.5.2	Klassifizierung von Verbundquerschnitten ohne Kammerbeton.....	38
5.5.3	Klassifizierung für kammerbetonierte Verbundquerschnitte bei Tragwerken des Hochbaus.....	38
6	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	39
6.1	Träger.....	39
6.1.1	Träger für Tragwerke des Hochbaus.....	39
6.1.2	Mittragende Gurtbreite beim Nachweis der Querschnittstragfähigkeit.....	40
6.2	Querschnittstragfähigkeit von Verbundträgern.....	41
6.2.1	Momententragfähigkeit.....	41
6.2.2	Querkrafttragfähigkeit.....	46
6.3	Querschnittstragfähigkeit von kammerbetonierten Trägern in Tragwerken des Hochbaus.....	47
6.3.1	Anwendungsbereich.....	47
6.3.2	Momententragfähigkeit.....	47
6.3.3	Querkrafttragfähigkeit.....	48
6.3.4	Biegung und Querkraft.....	49
6.4	Biegedrillknicken bei Verbundträgern.....	49
6.4.1	Allgemeines.....	49
6.4.2	Biegedrillknicknachweis für Durchlaufträger des Hochbaus mit Querschnitten der Klassen 1, 2 und 3.....	49
6.4.3	Vereinfachter Nachweis ohne direkte Berechnung für Tragwerke des Hochbaus.....	52
6.5	Stege mit Querbelastung.....	52
6.5.1	Allgemeines.....	52
6.5.2	Flanschinduziertes Stegblechbeulen.....	53
6.6	Verdübelung.....	53
6.6.1	Allgemeines.....	53
6.6.2	Ermittlung der Längsschubkräfte für Träger in Tragwerken des Hochbaus.....	55
6.6.3	Kopfbolzendübel in Vollbetongurten und bei kammerbetonierten Trägern.....	56
6.6.4	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Kombination mit Profiblechen.....	57
6.6.5	Konstruktions- und Ausführungsregeln für die Verbundsicherung.....	59
6.6.6	Längsschub in Betongurten.....	61
6.7	Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile.....	64
6.7.1	Allgemeines.....	64
6.7.2	Allgemeines Bemessungsverfahren.....	66
6.7.3	Vereinfachtes Nachweisverfahren.....	67
6.7.4	Verbundsicherung und Krafteinleitung.....	74
6.7.5	Bauliche Durchbildung.....	79
6.8	Ermüdung.....	80
6.8.1	Allgemeines.....	80
6.8.2	Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der Ermüdung für Tragwerke des Hochbaus.....	80
6.8.3	Ermüdungsfestigkeit.....	81
6.8.4	Ermüdungsbelastung und Schnittgrößen.....	81

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

	Seite
6.8.5	Spannungen ..... 82
6.8.6	Spannungsschwingbreiten..... 83
6.8.7	Nachweis gegen Ermüdung mit Nennspannungsschwingbreiten ..... 84
7	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit ..... 85
7.1	Allgemeines ..... 85
7.2	Spannungen ..... 85
7.2.1	Allgemeines ..... 85
7.2.2	Begrenzung der Spannungen für Tragwerke des Hochbaus ..... 86
7.3	Verformungen bei Tragwerken des Hochbaus ..... 86
7.3.1	Durchbiegungen ..... 86
7.3.2	Schwingungen ..... 88
7.4	Rissbildung im Beton ..... 88
7.4.1	Allgemeines ..... 88
7.4.2	Mindestbewehrung ..... 88
7.4.3	Begrenzung der Rissbreite infolge von direkten Einwirkungen ..... 90
8	Verbundanschlüsse in Tragwerken des Hochbaus ..... 91
8.1	Anwendungsbereich ..... 91
8.2	Berechnung, Modellbildung und Klassifikation ..... 92
8.2.1	Allgemeines ..... 92
8.2.2	Elastische Tragwerksberechnung ..... 92
8.2.3	Klassifikation von Verbindungen ..... 92
8.3	Nachweisverfahren ..... 93
8.3.1	Grundlagen und Anwendungsbereich ..... 93
8.3.2	Tragfähigkeit ..... 93
8.3.3	Rotationssteifigkeit..... 93
8.3.4	Rotationskapazität ..... 93
8.4	Tragfähigkeit von Grundkomponenten ..... 94
8.4.1	Anwendungsbereich ..... 94
8.4.2	Grundkomponenten..... 94
8.4.3	Stützenstege mit Querdruckbeanspruchung ..... 95
8.4.4	Stahlbetonkomponenten..... 95
9	Verbunddecken mit Profilblechen für Tragwerke des Hochbaus ..... 96
9.1	Allgemeines ..... 96
9.1.1	Anwendungsbereich ..... 96
9.1.2	Definitionen ..... 97
9.2	Konstruktionsgrundsätze ..... 98
9.2.1	Deckendicke und Bewehrung..... 98
9.2.2	Zuschlagstoffe ..... 98
9.2.3	Auflagerung der Bleche ..... 98
9.3	Einwirkungen und deren Auswirkungen ..... 99
9.3.1	Bemessungssituationen ..... 99
9.3.2	Einwirkungen für den Nachweis des Profilbleches als Schalung ..... 99
9.3.3	Einwirkungen für die Verbunddecke ..... 99
9.4	Schnittgrößenermittlung ..... 100
9.4.1	Schnittgrößenermittlung für das Profilblech als Schalung..... 100
9.4.2	Schnittgrößenermittlung für die Verbunddecke ..... 100
9.4.3	Mittragende Breite bei Verbunddecken mit konzentrierten Einzel- und Linienlasten ..... 100
9.5	Nachweise des Profilbleches als Schalung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ..... 102
9.6	Nachweise des Profilbleches als Schalung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ..... 102
9.7	Nachweis der Verbunddecke im Grenzzustand der Tragfähigkeit ..... 102
9.7.1	Nachweisbedingungen..... 102
9.7.2	Biegung..... 102
9.7.3	Längsschub bei Decken ohne Endverankerung ..... 104
9.7.4	Längsschub bei Decken mit Endverankerung..... 106
9.7.5	Querkraft..... 106
9.7.6	Durchstanzen ..... 106

	Seite
9.8 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit .....	107
9.8.1 Rissbreitenbeschränkung .....	107
9.8.2 Durchbiegungen .....	107
<b>Anhang A (informativ) Steifigkeit der Grundkomponenten von Verbundanschlüssen bei Tragwerken des Hochbaus .....</b>	<b>109</b>
A.1 Anwendungsbereich .....	109
A.2 Steifigkeitskoeffizienten .....	109
A.2.1 Grundkomponenten .....	109
A.2.2 Weitere Grundkomponenten von Verbundanschlüssen .....	109
A.2.3 Grundkomponenten mit aussteifenden Betonquerschnittsteifen .....	111
A.3 Nachgiebigkeit der Verdübelung .....	111
<b>Anhang B (informativ) Experimentelle Untersuchungen .....</b>	<b>113</b>
B.1 Allgemeines .....	113
B.2 Versuche für Verbundmittel .....	113
B.2.1 Allgemeines .....	113
B.2.2 Versuchsanordnung .....	113
B.2.3 Herstellung der Versuchskörper .....	114
B.2.4 Versuchsdurchführung .....	115
B.2.5 Versuchsauswertung .....	115
B.3 Versuche für Verbunddecken .....	116
B.3.1 Allgemeines .....	116
B.3.2 Versuchsanordnung .....	117
B.3.3 Herstellung der Versuchskörper .....	118
B.3.4 Aufbringen der Versuchsbelastung .....	118
B.3.5 Ermittlung der Bemessungswerte für $m$ und $k$ .....	119
B.3.6 Ermittlung des Bemessungswertes $\tau_{u,Rd}$ .....	120
<b>Anhang C (informativ) Berücksichtigung des Schwindens des Betons bei Tragwerken des Hochbaus .....</b>	<b>121</b>
Literaturhinweise .....	122

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

## **Vorwort**

Dieses Dokument (EN 1994-1-1:2004 + AC:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Structural Eurocodes“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Juni 2005, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1994-1-1:1992.

CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

## **Hintergrund des Eurocode-Programms**

Im Jahre 1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaften, für das Bauwesen ein Programm auf der Grundlage des Artikels 95 der Römischen Verträge durchzuführen. Das Ziel des Programms war die Beseitigung technischer Handelshemmnisse und die Harmonisierung technischer Normen.

Im Rahmen dieses Programms leitete die Kommission die Bearbeitung von harmonisierten technischen Regelwerken für die Tragwerksplanung von Bauwerken ein, die im ersten Schritt als Alternative zu den in den Mitgliedsländern geltenden Regeln dienen und diese schließlich ersetzen sollten.

15 Jahre lang leitete die Kommission mit Hilfe eines Steuerkomitees mit Repräsentanten der Mitgliedsländer die Entwicklung des Eurocode-Programms, das zu der ersten Eurocode-Generation in den 80'er Jahren führte.

Im Jahre 1989 entschieden sich die Kommission und die Mitgliedsländer der Europäischen Union und der EFTA, die Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes über eine Reihe von Mandaten an CEN zu übertragen, damit diese den Status von Europäischen Normen (EN) erhielten. Grundlage war eine Vereinbarung<sup>1)</sup> zwischen der Kommission und CEN. Dieser Schritt verknüpft die Eurocodes de facto mit den Regelungen der Ratsrichtlinien und Kommissionsentscheidungen, die die Europäischen Normen behandeln (z. B. die Ratsrichtlinie 89/106/EWG zu Bauprodukten, die Bauproduktenrichtlinie, die Ratsrichtlinien 93/37/EWG, 92/50/EWG und 89/440/EWG zur Vergabe öffentlicher Aufträge und Dienstleistungen und die entsprechenden EFTA-Richtlinien, die zur Einrichtung des Binnenmarktes eingeleitet wurden).

Das Eurocode-Programm umfasst die folgenden Normen, die in der Regel aus mehreren Teilen bestehen:

EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke*

EN 1992, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken*

EN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*

EN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton*

EN 1995, *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*

EN 1996, *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*

---

1) Vereinbarung zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaft und dem Europäischen Komitee für Normung (CEN) zur Bearbeitung der Eurocodes für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken.

EN 1997, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*

EN 1998, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 1999, *Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumkonstruktionen*

Die Europäischen Normen berücksichtigen die Verantwortlichkeit der Bauaufsichtsorgane in den Mitgliedsländern und haben deren Recht zur nationalen Festlegung sicherheitsbezogener Werte berücksichtigt, so dass diese Werte von Land zu Land unterschiedlich bleiben können.

## Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes

Die Mitgliedsländer der EU und EFTA betrachten die Eurocodes als Bezugsdokumente für folgende Zwecke:

- als Mittel zum Nachweis der Übereinstimmung der Hoch- und Ingenieurbauten mit den wesentlichen Anforderungen der Richtlinie 89/106/EWG, besonders mit der wesentlichen Anforderung Nr. 1: Mechanischer Widerstand und Stabilität und der wesentlichen Anforderung Nr. 2: Brandschutz;
- als Grundlage für die Spezifizierung von Verträgen für die Ausführung von Bauwerken und dazu erforderlichen Ingenieurleistungen;
- als Rahmenbedingung für die Herstellung harmonisierter, technischer Spezifikationen für Bauprodukte (EN's und ETA's).

Die Eurocodes haben, da sie sich auf Bauwerke beziehen, eine direkte Verbindung zu den Grundlagendokumenten<sup>2)</sup>, auf die in Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hingewiesen wird, wenn sie auch anderer Art sind als die harmonisierten Produktnormen<sup>3)</sup>. Daher sind die technischen Gesichtspunkte, die sich aus den Eurocodes ergeben, von den Technischen Komitees von CEN und den Arbeitsgruppen von EFTA, die an Produktnormen arbeiten, zu beachten, damit diese Produktnormen mit den Eurocodes vollständig kompatibel sind.

Die Eurocodes liefern Regelungen für den Entwurf, die Berechnung und Bemessung von kompletten Tragwerken und Baukomponenten, die sich für die tägliche Anwendung eignen. Sie gehen auf traditionelle Bauweisen und Aspekte innovativer Anwendungen ein, liefern aber keine vollständigen Regelungen für ungewöhnliche Baulösungen und Entwurfsbedingungen, wofür Spezialistenbeiträge erforderlich sein können.

- 
- 2) Entsprechend Artikel 3.3 der Bauproduktenrichtlinie sind die wesentlichen Angaben in Grundlagendokumenten zu konkretisieren, um damit die notwendigen Verbindungen zwischen den wesentlichen Anforderungen und den Mandaten für die Erstellung harmonisierter Europäischer Normen und Richtlinien für die Europäische Zulassungen selbst zu schaffen.
  - 3) Nach Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hat das Grundlagendokument
    - a) die wesentliche Anforderung zu konkretisieren, indem die Begriffe und, soweit erforderlich, die technische Grundlage für Klassen und Anforderungshöhen vereinheitlicht werden,
    - b) Methoden zur Verbindung dieser Klasse oder Anforderungshöhen mit technischen Spezifikationen anzugeben, z. B. rechnerische oder Testverfahren, Entwurfsregeln,
    - c) als Bezugsdokument für die Erstellung harmonisierter Normen oder Richtlinien für Europäische Technische Zulassungen zu dienen.

Die Eurocodes spielen de facto eine ähnliche Rolle für die wesentliche Anforderung Nr. 1 und einen Teil der wesentlichen Anforderung Nr. 2.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

**Nationale Fassungen der Eurocodes**

Die Nationale Fassung eines Eurocodes enthält den vollständigen Text des Eurocodes (einschließlich aller Anhänge) so wie von CEN veröffentlicht, mit möglicherweise einer nationalen Titelseite und einem nationalen Vorwort sowie einem Nationalen Anhang.

Der Nationale Anhang darf nur Hinweise zu den Parametern geben, die im Eurocode für nationale Entscheidungen offen gelassen wurden. Diese national festzulegenden Parameter (NDP) gelten für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauten in dem Land, in dem sie erstellt werden. Sie umfassen:

- Zahlenwerte für  $\gamma$ -Faktoren und/oder Klassen, wo die Eurocodes Alternativen eröffnen,
- Zahlenwerte, wo die Eurocodes nur Symbole angeben,
- Landesspezifische, geographische und klimatische Daten, die nur für ein Mitgliedsland gelten, z. B. Schneekarten;
- Vorgehensweise, wenn die Eurocodes mehrere Nachweisverfahren zur Wahl anbieten,
- Verweise zur Anwendung des Eurocodes, soweit diese ergänzen und nicht widersprechen.

**Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETAG)**

Es besteht die Notwendigkeit, dass die harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte und die technischen Regelungen für die Tragwerksplanung<sup>4)</sup> konsistent sind. Insbesondere sollten die Hinweise, die mit den CE-Zeichen an den Bauprodukten verbunden sind, die die Eurocodes in Bezug nehmen, klar erkennen lassen, welche national festzulegenden Parameter (NDP) zugrunde liegen.

**Besondere Hinweise zu EN 1994-1-1**

EN 1994-1-1 behandelt die Bemessungsgrundlagen und Anforderungen hinsichtlich der Tragsicherheit, der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Ferner werden zusätzliche spezielle Anwendungsregeln für Tragwerke des Hochbaus angegeben. Der Norm liegt ein Sicherheitskonzept basierend auf Grenzzuständen und Teilsicherheitsbeiwerten zugrunde.

Für die Planung neuer Tragwerke ist die direkte Anwendung von EN 1994-1-1 in Kombination mit anderen Teilen von EN 1994 sowie den Eurocodes EN 1990 bis 1993 und EN 1997 und 1998 vorgesehen.

EN 1994-1-1 kann auch als Bezugsdokument für andere CEN/TCs, die mit Tragwerksbemessung befasst sind, dienen.

Die Anwendung von EN 1994-1-1 ist gedacht für:

- Komitees zur Erstellung von Spezifikationen für Bauprodukte, Normen für Prüfverfahren sowie Normen für die Bauausführung,
- Auftraggeber (z. B. zur Formulierung spezieller Anforderungen),
- Tragwerksplaner und Bauausführende,
- zuständige Behörden.

---

4) Siehe Artikel 3.3 und Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie, ebenso wie die Abschnitte 4.2, 4.3.1, 4.3.2, und 5.2 des Grundlagendokumentes Nr 1.

Die Zahlenwerte für  $\gamma$ -Faktoren und andere Parameter, die die Zuverlässigkeit festlegen, gelten als Empfehlungen, mit denen ein akzeptables Zuverlässigkeitsniveau erreicht werden soll. Bei ihrer Festlegung wurde vorausgesetzt, dass ein angemessenes Niveau der Ausführungsqualität und Qualitätsprüfung vorhanden ist.

### **Nationaler Anhang zu EN 1994-1-1**

Diese Norm enthält Angaben mit Hinweisen, wo nationale Festlegungen getroffen werden müssen. Deshalb kann die jeweilige nationale Ausgabe der EN 1994-1-1 einen Nationalen Anhang mit den national festzulegenden Parametern enthalten, mit dem die Tragwerksplanung von Verbundtragwerken, die in dem Ausgabeland gebaut werden sollen, durchzuführen ist.

Nationale Festlegungen sind bei folgenden Regelungen vorgesehen:

- 2.4.1.1(1)
- **AC** 2.4.1.2(5)P **AC**
- **AC** 2.4.1.2(6)P **AC**
- **AC** 2.4.1.2(7)P **AC**
- 3.1(4)
- 3.5(2)
- 6.4.3(1)(h)
- 6.6.3.1(1)
- 6.6.3.1(3)
- 6.6.4.1(3)
- 6.8.2 (1)
- 6.8.2(2)
- **AC** 9.1.1(2)P **AC**
- 9.6(2)
- **AC** 9.7.3(4), Anmerkung 1 **AC**
- **AC** 9.7.3(8), Anmerkung 1 **AC**
- 9.7.3(9)
- B.2.5(1)
- B.3.6(5)

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

## **1 Allgemeines**

### **1.1 Anwendungsbereich**

#### **1.1.1 Anwendungsbereich des Eurocode 4**

(1) Der Eurocode 4 gilt für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Verbundtragwerken und Verbundbauteilen. Der Eurocode 4 entspricht den Grundsätzen und Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken, sowie den in EN 1990 — Grundlagen der Tragwerksplanung — angegebenen Anforderungen hinsichtlich der Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken.

(2) Der Eurocode 4 behandelt ausschließlich Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit, die Dauerhaftigkeit und den Feuerwiderstand von Verbundtragwerken. Andere Anforderungen, wie z. B. Wärme- oder Schallschutz, werden nicht behandelt.

(3) Die Anwendung des Eurocode 4 ist in Verbindung mit folgenden Regelwerken beabsichtigt:

- EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung
- EN 1991: Einwirkungen auf Tragwerke
- ENs, ETAGs und ETAs für Bauprodukte, die für Verbundtragwerke Verwendung finden
- EN 1090: Herstellung und Errichtung von Stahlbauten und Aluminiumbauten
- EN 13670: Herstellung und Errichtung von Massivbauten
- EN1992: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- EN 1993: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- EN 1997: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
- EN 1998: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben

(4) Der Eurocode 4 ist in die folgenden Teile gegliedert:

Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regelungen für den Hochbau

Teil 1-2: Baulicher Brandschutz

Teil 2: Brücken

#### **1.1.2 Anwendungsbereich des Eurocode 4 Teil 1-1**

(1) Der Teil 1-1 des Eurocode 4 enthält grundsätzliche Regeln für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Verbundtragwerken und zusätzlich spezielle Regelungen für Tragwerke des Hochbaus.

(2) Der Teil 1-1 enthält die folgenden Abschnitte:

- 1 Allgemeines
- 2 Grundlagen der Tragwerksplanung
- 3 Werkstoffe
- 4 Dauerhaftigkeit
- 5 Tragwerksberechnung

- 6 Grenzzustände der Tragfähigkeit
- 7 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
- 8 Verbundanschlüsse in Tragwerken des Hochbaus
- 9 Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus

## 1.2 Normative Verweisungen

Die folgenden Normen enthalten Regelungen, auf die in dieser Euronorm durch Hinweis Bezug genommen wird. Bei datierten Hinweisen gelten spätere Änderungen oder Ergänzungen der zitierten Normen nicht. Jedoch sollte bei Bedarf geprüft werden, ob die jeweils gültige Ausgabe der Normen angewendet werden darf. Bei undatierten Hinweisen gilt die jeweils gültige Ausgabe der zitierten Norm.

### 1.2.1 Allgemeine normative Verweisungen

EN 1090-2<sup>5)</sup>, *Herstellung und Errichtung von Stahlbauten und Aluminiumbauten — Teil 2: Technische Anforderung für Stahlbauten*

EN 1990:2002, *Grundlagen der Tragwerksplanung*

### 1.2.2 Weitere normative Verweisungen

EN 1992-1-1:2004, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*

EN 1993-1-1:2005, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

EN 1993-1-3:2006, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-3: Kaltgeformte dünnwandige Bauteile und Bleche*

EN 1993-1-5:2006, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-5: Bauteile aus ebenen Blechen mit Beanspruchungen in der Blechebene*

EN 1993-1-8:2005, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-8: Bemessung und Konstruktion von Anschlüssen und Verbindungen*

EN 1993-1-9:2005, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-9: Ermüdungsfestigkeitsregeln von Stahlbauteilen*

EN 10025-1:2004, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 1: Allgemeine Lieferbedingungen*

EN 10025-2:2004, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 2: Allgemeine Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle*

EN 10025-3:2004, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 3: Technische Lieferbedingungen für normalgeglühte / normalisierend gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle*

EN 10025-4:2004, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 4: Technische Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle*

EN 10025-5:2004, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 5: Technische Lieferbedingungen für wetterfeste Baustähle*

gestrichener Text

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

**AC** EN 10025-6:2004 **AC**, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 6: Technische Lieferbedingungen für Flacherzeugnisse aus Stählen mit höherer Streckgrenze im vergüteten Zustand*

**AC** gestrichener Text **AC**

EN 10149-2:1995, *Warmgewalzte Flacherzeugnisse aus Stählen mit hoher Streckgrenze zum Kaltumformen — Teil 2: Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte Stähle*

EN 10149-3:1995, *Warmgewalzte Flacherzeugnisse aus Stählen mit hoher Streckgrenze zum Kaltumformen — Teil 3: Lieferbedingungen für normalgeglühte oder normalisierend gewalzte Stähle*

**AC** EN 10326:2004, *Kontinuierlich feuerverzinktes Band und Blech aus Baustählen — Technische Lieferbedingungen* **AC**

### **1.3 Annahmen**

(1) Zusätzlich zu den allgemein gültigen Annahmen in EN 1990 gelten die Regelungen in 1.3 von EN 1992-1-1 und EN 1993-1-1.

### **1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln**

(1) Es gelten die Regelungen der EN 1990, 1.4.

### **1.5 Begriffe**

#### **1.5.1 Allgemeines**

(1) Es gelten die Begriffe nach EN 1990, 1.5, EN 1992-1-1, 1.5 und EN 1993-1-1, 1.5.

#### **1.5.2 Zusätzliche Begriffe und Definitionen in dieser Norm**

##### **1.5.2.1**

##### **Verbundbauteil**

tragendes Bauteil, dessen Elemente aus Beton und warmgewalztem oder kaltverformtem Baustahl bestehen und bei dem Verbundmittel den Schlupf und die Trennung der Einzelelemente Stahl und Beton begrenzen

##### **1.5.2.2**

##### **Verdübelung**

Verbindung zur Übertragung der Längsschubkräfte zwischen Beton und Stahl eines Verbundbauteils mit ausreichender Tragfähigkeit und Steifigkeit, die es erlaubt, die beiden Komponenten als ein tragendes Bauteil zu bemessen

##### **1.5.2.3**

##### **Verbundwirkung**

Tragverhalten, wenn die Verdübelung nach dem Erhärten des Betons wirksam wird

##### **1.5.2.4**

##### **Verbundträger**

überwiegend auf Biegung beanspruchtes Verbundbauteil

##### **1.5.2.5**

##### **Verbundstütze**

überwiegend auf Druck oder Druck und Biegung beanspruchtes Verbundbauteil

**1.5.2.6****Verbunddecke**

Deckenkonstruktion, bei der ein profiliertes Blech zunächst als Schalung dient und im Endzustand mit dem erhärteten Beton zusammenwirkt und als Zugbewehrung der fertig gestellten Decke wirkt

**1.5.2.7****Tragwerke in Verbundbauweise**

Tragwerk, bei dem alle Bauteile als Verbundbauteile ausgebildet sind oder bei dem Verbundbauteile in Kombination mit Stahlbauteilen verwendet werden

**1.5.2.8****Verbundanschluss**

Verbindungen zwischen Verbundbauteilen oder zwischen Verbund- und Stahlbeton- oder Stahlbauteilen, bei denen die Bewehrung bei der Ermittlung der Tragfähigkeit und Steifigkeit des Anschlusses berücksichtigt wird

**1.5.2.9****Tragwerk mit Eigengewichtsverbund**

Tragwerk oder Verbundbauteil, bei dem die Einwirkungen aus dem Betongewicht durch eine Unterstützung des Stahltragwerks oder durch andere unabhängige Bauteile bis zu dem Zeitpunkt aufgenommen wird, bei dem der Beton planmäßige Beanspruchungen übertragen kann

**1.5.2.10****Tragwerk ohne Eigengewichtsverbund**

Tragwerk oder Verbundbauteil, bei dem die Einwirkungen aus dem Betongewicht vom nicht unterstützten Stahltragwerk aufgenommen werden

**1.5.2.11****Biegesteifigkeit ohne Berücksichtigung der Rissbildung**

Biegesteifigkeit  $E_a I_1$  des Verbundquerschnitts, bei der das Flächenmoment zweiten Grades  $I_1$  des mittragenden Querschnitts unter der Annahme berechnet wird, dass der Betonquerschnitt nicht gerissen ist

**1.5.2.12****Biegesteifigkeit mit Berücksichtigung der Rissbildung**

Biegesteifigkeit  $E_a I_2$  des Verbundquerschnitts, bei der das Flächenmoment zweiten Grades  $I_2$  des mittragenden Querschnitts mit dem Gesamtstahlquerschnitt (Baustahl und Betonstahl) ohne Berücksichtigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsteilen berechnet wird

**1.5.2.13****Vorspannung**

Verfahren, mit dem im Betonquerschnitt eines Verbundquerschnitts durch Spannglieder oder planmäßig eingeprägte Deformationen planmäßig Druckbeanspruchungen erzeugt werden

**1.6 Formelzeichen**

Im Rahmen dieser Norm werden die folgenden Formelzeichen verwendet:

**Große lateinische Buchstaben**

$A$	Querschnittsfläche des wirksamen Verbundquerschnitts unter Vernachlässigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsflächen
$A_a$	Querschnittsfläche des Baustahlquerschnitts
$A_b$	Querschnittsfläche der unteren Querbewehrung des Betongurtes
$A_{bh}$	Querschnittsfläche der unteren Querbewehrung in der Voute des Betongurtes
$A_c$	Betonquerschnittsfläche
$A_{ct}$	Querschnittsfläche der Betonzugzone

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

$A_{fc}$	Querschnittsfläche des Betondruckgurtes
$A_p$	Querschnittsfläche des Profilbleches
$A_{pe}$	wirksame Querschnittsfläche des Profilbleches
$A_s$	Querschnittsfläche des Betonstahls
$A_{sf}$	Querschnittsfläche der Querbewehrung des Betongurtes
$A_{s,r}$	Querschnittsfläche des Betonstahls in der Lage $r$
$A_t$	Querschnittsfläche der oberen Querbewehrung des Betongurtes
$A_v$	anrechenbare Fläche des Baustahlquerschnitts bei Querkraftbeanspruchung
$A_1$	Lasteinleitungsfläche unterhalb einer Kopfplatte bei Teilflächenpressung
$E_a$	Elastizitätsmodul des Baustahls
$E_{c,eff}$	Effektiver Elastizitätsmodul des Betons
$E_{cm}$	Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons
$E_s$	Rechenwert des Elastizitätsmoduls für Betonstahl
$(EI)_{eff}$	Effektive Biegesteifigkeit zur Berechnung der bezogenen Schlankheit
$(EI)_{eff,II}$	Effektive Biegesteifigkeit für Tragwerksberechnungen nach Theorie II. Ordnung
$(EI)_2$	Biegesteifigkeit je Längeneinheit einer Stahlbeton- oder Verbunddecke im Zustand II
$F_{c,wc,c,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit des Betons unter Längs- und Querdruck bei kammerbetonierten Stützen
$F_\ell$	Bemessungswert der Längsschubkraft je Dübel
$F_t$	Bemessungswert einer quergerichteten Längsschubkraft je Dübel
$F_{ten}$	Bemessungswert je Dübel bei Zugbeanspruchung
$G_a$	Schubmodul des Baustahls
$G_c$	Schubmodul des Betons
$I$	Flächenmoment zweiten Grades des wirksamen Verbundquerschnittes unter Vernachlässigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsteilen
$I_a$	Flächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnittes
$I_{at}$	Torsionsflächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnitts (St. Venantscher Torsionswiderstand)
$I_c$	Flächenmoment zweiten Grades des ungerissenen Betonquerschnitts
$I_{ct}$	Torsionsflächenmoment zweiten Grades des ungerissenen Kammerbetonquerschnitts (St. Venantscher Torsionswiderstand des Kammerbetonquerschnitts)
$I_s$	Flächenmoment zweiten Grades des Betonstahlquerschnitts
$I_1$	ideelles Flächenmoment zweiten Grades des Verbundquerschnitts unter der Annahme, dass Betonquerschnittsteile nicht gerissen sind
$I_2$	Flächenmoment zweiten Grades des wirksamen Gesamtstahlquerschnittes (Baustahl und Bewehrung)
$K_e, K_{e,II}$	Anpassungsbeiwerte zur Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit für Verbundstützen

$K_{sc}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Steifigkeit der Verbundmittel
$K_{\beta}$	Beiwert
$K_0$	Anpassungsbeiwerte zur Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit für Verbundstützen
$L$	Länge, Stützweite, wirksame Stützweite
$L_e$	äquivalente Stützweite
$L_i$	Stützweite
$L_o$	Überstand einer Verbunddecke über die Auflagerlinie
$L_p$	kleinster Abstand zwischen einer konzentrierten Einzellast und den benachbarten Auflagern
$L_s$	Schublänge
$L_x$	Abstand zwischen dem Auflager und dem betrachteten Querschnitt
$M$	Biegemoment
$M_a$	Beitrag des Baustahlquerschnitts am vollplastischen Moment des Verbundquerschnitts
$M_{a,Ed}$	Bemessungswert des auf den Stahlträger einwirkenden Anteils des Momentes
$M_{b,Rd}$	Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung des Biegedrillknickens
$M_{c,Ed}$	Bemessungswert des auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Biegemomentes
$M_{cr}$	ideales Biegedrillknickmoment eines Verbundträgers
$M_{Ed}$	Bemessungswert des einwirkenden Momentes
$M_{Ed,i}$	Bemessungswert des auf einen Verbundanschluss $i$ einwirkenden Momentes
$M_{Ed,max,f}$	maximales Moment bzw. maximale Schnittgrößen infolge der Ermüdungsbelastung
$M_{Ed,min,f}$	minimales Moment bzw. minimale Schnittgrößen infolge der Ermüdungsbelastung
$M_{el,Rd}$	Bemessungswert der elastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts
$M_{max,Rd}$	maximaler Bemessungswert der Momententragfähigkeit bei gleichzeitiger Wirkung einer Normalkraft
$M_{perm}$	maßgebendes Biegemoment für die charakteristische Einwirkungskombination
$M_{pa}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des wirksamen Querschnitts eines Profilbleches
$M_{pl,a,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts
$M_{pl,N,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts unter Berücksichtigung von Normalkräften
$M_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts bei vollständiger Verdübelung
$M_{pl,y,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts um die $y$ -Achse bei vollständiger Verdübelung
$M_{pl,z,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts um die $z$ -Achse bei vollständiger Verdübelung
$M_{pr}$	reduzierte vollplastische Momententragfähigkeit eines Profilbleches
$M_{Rd}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit eines Verbundanschlusses

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

$M_{Rk}$	charakteristischer Wert der Momenttragfähigkeit eines Verbundquerschnitts oder eines Verbundanschlusses
$M_{y,Ed}$	Bemessungswert eines einwirkenden Biegemomentes bei Biegung um die $y$ -Achse
$M_{z,Ed}$	Bemessungswert eines einwirkenden Biegemomentes bei Biegung um die $z$ -Achse
$N$	Normalkraft, Anzahl der Spannungsspiele, Anzahl der Verbundmittel
$N_a$	Bemessungswert der Normalkraft des Baustahlquerschnitts eines Verbundträgers
$N_c$	Bemessungswert der Drucknormalkraft des Betongurtes
$N_{c,f}$	Bemessungswert der Drucknormalkraft des Betongurtes bei vollständiger Verdübelung
$N_{c,el}$	Drucknormalkraft des Betongurtes infolge $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	ideale Verzweigungslast einer Verbundstütze unter Berücksichtigung der wirksamen Biegesteifigkeit
$N_{cr}$	ideale Verzweigungslast
$N_{c1}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft beim Nachweis der Lasteinleitung
$N_{Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Drucknormalkraft
$N_{G,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Drucknormalkraft infolge ständiger Einwirkungen
$N_p$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Profilbleches
$N_{pl,a}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnitts
$N_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit eines Verbundquerschnitts bei Druckbeanspruchung
$N_{pl,Rk}$	charakteristischer Wert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts bei Druckbeanspruchung
$N_{pm,Rd}$	Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit des Betonquerschnitts bei Druckbeanspruchung
$N_R$	Anzahl von Spannungsspielen
$N_s$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit der Bewehrung
$N_{sd}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit der Bewehrung bei Zugbeanspruchung
$P_{\ell,Rd}$	Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit, zugehörig zu $F_{\ell}$
$P_{pb,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit für die Endverankerungskraft eines Dübels
$P_{Rd}$	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit eines Dübels
$P_{Rk}$	charakteristischer Wert der Längsschubtragfähigkeit eines Dübels
$P_{t,Rd}$	Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit, zugehörig zu $F_t$
$R_{Ed}$	Bemessungswert einer einwirkenden Auflagerkraft
$S_j$	Rotationssteifigkeit
$S_{j,ini}$	Anfangswert der Rotationssteifigkeit
$V_{a,Ed}$	Bemessungswert der auf den Baustahlquerschnitt einwirkenden anteiligen Querkraft
$V_{b,Rd}$	Bemessungswert der Schubbeultragfähigkeit des Steges des Stahlquerschnitts
$V_{c,Ed}$	Bemessungswert der auf den Kammerbetonquerschnitt einwirkenden anteiligen Querkraft

$V_{Ed}$	Bemessungswert der auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Querkraft
$V_{ld}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit einer Endverankerung
$V_{l,Rd}$	Bemessungswert der Längsschubkrafttragfähigkeit
$V_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts
$V_{pl,a,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnitts
$V_{p,Rd}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit einer Verbunddecke bei Durchstanzen
$V_{Rd}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts
$V_t$	Auflagerkraft
$V_{v,Rd}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit einer Verbunddecke
$V_{wp,c,Rd}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Kammerbetons bei Verbundstützen
$W_t$	Versagenslast im Versuch

#### Kleine lateinische Buchstaben

$a$	Trägerabstand, Durchmesser, Breite, Abstand
$b$	Flanschbreite eines Stahlquerschnitts, Breite eines Gurtes
$b_b$	untere Breite einer Betonrippe bei Profilblechdecken
$b_c$	Kammerbetonbreite
$b_{eff}$	gesamte mittragende Breite
$b_{eff,1}$	mittragende Breite in Feldmitte für einen beidseitig gestützten Träger
$b_{eff,2}$	mittragende Breite an Innenauflagern
$b_{eff,c,wc}$	effektive Breite eines Stützensteges bei Druckbeanspruchung
$b_{ei}$	mittragende Breite eines Teilgurtes
$b_{em}$	mittragende Breite einer Verbunddecke
$b_f$	Gurtbreite eines Stahlprofils
$b_i$	geometrische Teilgurtbreite
$b_m$	Lasteinleitungsbreite bei Verbunddecken
$b_p$	Lasteinleitungslänge bei konzentrierten Linienlasten
$b_r$	Rippenbreite bei Profilblechen
$b_s$	Achsabstand der Rippen bei Profilblechen
$b_0$	Abstand zwischen den äußeren Dübelreihen, mittlere Breite einer Betonrippe (minimale Breite bei hinterschnittener Profilblechgeometrie), Voutenbreite
$c$	Breite eines einseitig gestützten Flansches, wirksamer Umfang bei Betonstählen
$c_y, c_z$	Betondeckung
$d$	Steghöhe, Schaftdurchmesser eines Dübels, Außendurchmesser von Rohren, minimale Breite bei Stützen
$d_{do}$	Schweißwulstdurchmesser von Kopfbolzendübeln

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

$d_p$	Abstand zwischen der Schwerachse des Profilbleches und der Randfaser der Betondruckzone
$d_s$	Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrung und der Randfaser der Betondruckzone, Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrung und der Schwerachse des Stahlquerschnitts
$e$	Lastexzentrizität; Abstand zwischen der Schwerachse des Profilbleches und der Zugrandfaser des Querschnitts einer Verbunddecke
$e_D$	Randabstand
$e_g$	Spalt zwischen der Bewehrung und der Endkopfplatte bei Verbundstützen
$e_p$	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der Zugrandfaser des Querschnitts einer Verbunddecke
$e_s$	Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrung und der Zugrandfaser des Querschnitts einer Verbunddecke
$f$	Eigenfrequenz
$f_{cd}$	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons (siehe 2.4.1.2)
$f_{ck}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen
$f_{cm}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ct,eff}$	Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ctm}$	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,0}$	Bezugswert für die Betonzugfestigkeit
$f_{lctm}$	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit für Leichtbeton
$f_{sd}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{sk}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_u$	Nennwert der Zugfestigkeit
$f_{ut}$	mittels Versuch bestimmte Zugfestigkeit bei Versuchskörpern
$f_y$	Nennwert der Streckgrenze des Baustahls
$f_{yd}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Baustahls
$f_{yp,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze von Profilblechen
$f_{ypm}$	Mittelwert der Streckgrenze von Profilblechen (mittels Versuch ermittelter Wert)
$f_1, f_2$	Reduktionsfaktoren für Biegemomente an Auflagern
$h$	Gesamthöhe, Dicke
$h_a$	Stahlprofilhöhe
$h_c$	Kammerbetonhöhe, Aufbetonhöhe bei Profilblechdecken
$h_f$	Dicke des Betongurtes, Dicke einer nichttragenden Deckschicht
$h_n$	Lage der plastischen Nulllinie
$h_p$	Profilblechhöhe ohne Berücksichtigung von Noppen
$h_s$	Achsabstand der Flansche eines Stahlprofils, Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Längsbewehrung und der Lage der Druckkraft

$h_{sc}$	Nennwert der Höhe eines Dübels
$h_t$	Gesamthöhe des Versuchskörpers
$k$	Erhöhungsfaktor zur Erfassung von Einflüssen aus Theorie II. Ordnung, Beiwert, aus Versuchen hergeleiteter Beiwert zur Ermittlung des Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit
$k_c$	Beiwert
$k_i$	Steifigkeitskoeffizient
$k_{i,c}$	additiver Steifigkeitsbeiwert zur Berücksichtigung des Kammerbetons
$k_\ell$	Abminderungsfaktor zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Dübeln bei parallel zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen
$k_s$	Rotationssteifigkeit; Beiwert
$k_{sc}$	Steifigkeit eines Verbundmittels
$k_{slip}$	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Schlupfes bei der Dübelsteifigkeit
$k_{s,r}$	Steifigkeitskoeffizient für zugbeanspruchte Bewehrung je Bewehrungslage $r$
$k_t$	Abminderungsfaktor zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Dübeln bei senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen
$k_{wc,c}$	Faktor zur Berücksichtigung von Längsdruckspannungen bei der Ermittlung der Tragfähigkeit für Querdruckbeanspruchung
$k_\phi$	Beiwert
$k_1$	Drehfedersteifigkeit des gerissenen Betongurtes bzw. der Verbunddecke
$k_2$	Drehfedersteifigkeit aus der Profilverformung des Steges
$\ell$	Länge des an einen Anschluss angrenzenden negativen Momentenbereiches
$l$	Länge der Betonteile bei Push-out-Versuchen
$l_{bc}, l_{bs}$	Auflagertiefe
$\ell_o$	Lasteinleitungslänge
$m$	Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve; aus Versuchen bestimmter Beiwert zur Ermittlung des Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken
$n$	Reduktionszahl für den Betonquerschnitt; Anzahl von Verbundmitteln
$n_f$	Anzahl der Verbundmittel bei vollständiger Verdübelung
$n_L$	von der Beanspruchungsart und von der Kriechzahl abhängige Reduktionszahl für den Beton
$n_r$	Anzahl der Dübel je Rippe
$n_0$	Reduktionszahl bei kurzzeitiger Beanspruchung
$r$	Randmomentenverhältnis
$s$	Achsabstand der Dübel in Längsrichtung, Schlupf
$s_t$	Achsabstand der Dübel in Querrichtung
$t$	Alter, Dicke
$t_e$	Kopfplattendicke

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

$t_{\text{eff,c}}$	wirksame Lasteinleitungslänge im Beton
$t_f$	Flanschdicke bei Stahlprofilen
$t_s$	Blechdicke von Steifen
$t_w$	Stegdicke bei Stahlprofilen
$t_{\text{wc}}$	Stegdicke bei Stützen
$t_0$	Alter bei Belastungsbeginn
$\nu_{\text{Ed}}$	Bemessungswert der einwirkenden Längsschubspannung im Betongurt
$w_k$	charakteristische Rissbreite
$x_{\text{pl}}$	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der Randfaser der Betondruckzone
$y$	Querschnittsachse parallel zu den Flanschen
$z$	Querschnittsachse senkrecht zu den Flanschen; innerer Hebelarm
$z_0$	vertikaler Abstand

**Große griechische Buchstaben**

$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite
$\Delta\sigma_c$	Bezugswert für die Ermüdungsfestigkeit bei $N_c = 2$ Mio. Lastwechseln
$\Delta\sigma_E$	schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite
$\Delta\sigma_{E,\text{glob}}$	schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite infolge von Haupttragwerksbeanspruchungen
$\Delta\sigma_{E,\text{loc}}$	schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite infolge von lokalen Beanspruchungen
$\Delta\sigma_{E,2}$	schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite bezogen auf zwei Millionen Lastwechsel
$\Delta\sigma_s$	Vergrößerung der Betonstahlspannung infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
$\Delta\sigma_{s,\text{equ}}$	schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite für Betonstahl
$\Delta\tau$	Schubspannungsschwingbreite infolge Ermüdungsbelastung
$\Delta\tau_c$	Bezugswert für die Ermüdungsfestigkeit bei $N_c = 2$ Mio. Lastwechseln
$\Delta\tau_E$	schadensäquivalente konstante Schubspannungsschwingbreite
$\Delta\tau_{E,2}$	schadensäquivalente konstante Schubspannungsschwingbreite bezogen auf zwei Millionen Lastwechsel
$\Delta\tau_R$	Ermüdungsfestigkeit für Schubspannungen
$\psi$	Beiwert

**Kleine griechische Buchstaben**

$\alpha$	Faktor, Beiwert
$\alpha_{\text{cr}}$	Verzweigungslastfaktor
$\alpha_M$	Beiwert zur Ermittlung der Momententragfähigkeit von Verbundstützen

$\alpha_{M,y}, \alpha_{M,z}$	Beiwert zur Ermittlung der Momenten Tragfähigkeit von Verbundstützen für die Querschnittsachsen $y$ - $y$ und $z$ - $z$
$\alpha_{st}$	Verhältnis
$\beta$	Faktor, Anpassungsbeiwert
$\beta_c, \beta_t$	Beiwerte
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
$\gamma_F$	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Abweichungen von den nominellen Abmessungen
$\gamma_{Ff}$	Teilsicherheitsbeiwert für schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Abweichungen von den nominellen Abmessungen
$\gamma_{M0}$	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl nach EN 1993-1-1, 6.1(1)
$\gamma_{M1}$	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl bei stabilitätsgefährdeten Bauteilen nach EN 1993-1-1, 6.1(1)
$\gamma_{Mf}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungsfestigkeit
$\gamma_{Mf,s}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungsfestigkeit von schubbeanspruchten Kopfbolzendübeln
$\gamma_p$	Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahl
$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
$\gamma_v$	Teilsicherheitsbeiwert für Kopfbolzendübel
$\gamma_{Vs}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Längsschubkrafttragfähigkeit von Verbunddecken
$\delta$	Faktor, bezogener Stahlanteil bei Verbundstützen, Mittendurchbiegung
$\delta_{max}$	vertikale Durchbiegung
$\delta_s$	Durchbiegung eines Profilbleches infolge Eigengewicht und Frischbetongewicht
$\delta_{s,max}$	Grenzwert für $\delta_s$
$\delta_u$	im Versuch ermittelter maximaler Schlupf unter dem charakteristischen Lastniveau
$\delta_{uk}$	charakteristischer Wert des Verformungsvermögens von Dübeln
$\varepsilon$	$\sqrt{235 / f_y}$ , mit $f_y$ in N/mm <sup>2</sup>
$\eta$	Verdübelungsgrad; Beiwert
$\eta_a, \eta_{ao}$	Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung bei betongefüllten Rohren
$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cl}$	Erhöhungsfaktoren zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung bei betongefüllten Rohren
$\theta$	Winkel
$\lambda, \lambda_v$	Schadensäquivalenzfaktoren
$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$	Schadensäquivalenzfaktoren für Beanspruchungen aus Haupttragwerkswirkung bzw. lokaler Wirkung
$\bar{\lambda}$	Schlankheitsgrad
$\bar{\lambda}_{LT}$	Schlankheitsgrad für Biegedrillknicken
$\mu$	Reibungsbeiwert, Faktor

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

$\mu_d$	Faktor für die Bemessung von Verbundstützen bei Druck und einachsiger Biegung
$\mu_{dy}, \mu_{dz}$	Faktor $\mu_d$ bezogen auf die Biegeachse
$\nu$	Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Längsdruckspannungen auf die Schubtragfähigkeit, Beiwert zur Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit
$\nu_a$	Querkontraktionszahl für Baustahl
$\xi$	Beiwert zur Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit
$\rho$	Beiwert zur Berücksichtigung des Querkrafteinflusses auf die Momententragfähigkeit
$\rho_s$	Beiwert, Bewehrungsgrad
$\sigma_{com,c,Ed}$	Längsdruckspannung im Kammerbeton infolge des Bemessungswertes der einwirkenden Normalkraft
$\sigma_{c,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit des Betons bei Teilflächenpressung
$\sigma_{ct}$	maximale Betonrandzugspannung
$\sigma_{max,f}$	maximale Spannung infolge Ermüdungsbelastung
$\sigma_{min,f}$	minimale Spannung infolge Ermüdungsbelastung
$\sigma_{s,max,f}$	Betonstahlspannung infolge des Momentes $M_{Ed,max,f}$
$\sigma_{s,min,f}$	Betonstahlspannung infolge des Momentes $M_{Ed,min,f}$
$\sigma_s$	Betonstahlspannung (Zug)
$\sigma_{s,max}$	Betonstahlspannung infolge des Momentes $M_{max}$
$\sigma_{s,max,0}$	Betonstahlspannung infolge des Momentes $M_{max}$ ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
$\sigma_{s,0}$	Betonstahlspannung ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
$\tau_{Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit
$\tau_u$	aus Versuchen ermittelter Wert der Verbundspannung von Verbunddecken
$\tau_{u,Rd}$	Bemessungswert der Verbundspannung von Verbunddecken
$\tau_{u,Rk}$	charakteristischer Wert der Verbundspannung von Verbunddecken
$\phi$	Stabdurchmesser von Betonstahl; schädigungsäquivalenter Schwingbeiwert
$\phi^*$	Stabdurchmesser von Betonstahl
$\varphi$	Kriechzahl
$\varphi(t, t_0)$	Kriechzahl, die die Kriechverformung zwischen den Zeitpunkten $t$ und $t_0$ beschreibt und auf die elastische Verformung im Alter von 28 Tagen bezogen ist
$\chi$	Abminderungsfaktor für Biegeknicken
$\chi_{LT}$	Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken
$\psi_L$	Kriechbeiwert

## 2 Grundlagen der Tragwerksplanung

### 2.1 Anforderungen

- (1)P Für die Tragwerksplanung von Verbundtragwerken gelten die Grundlagen der EN 1990.
- (2)P Zusätzlich gelten für Verbundtragwerke die Grundlagen dieses Abschnitts.
- (3) Die grundlegenden Anforderungen der EN 1990, Abschnitt 2 gelten für Verbundtragwerke als erfüllt, wenn:
- die Bemessung mit Grenzzuständen und Teilsicherheitsbeiwerten nach EN 1990,
  - die Einwirkungen nach EN 1991,
  - die Lastkombinationen nach EN 1990 und
  - die Widerstände und die Regelungen zur Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit entsprechend dieser Norm beachtet werden.

### 2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen

- (1)P Für Verbundtragwerke sind maßgebende Beanspruchungszustände infolge der Belastungsgeschichte zu berücksichtigen.

### 2.3 Basisvariablen

#### 2.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

- (1) Die bei der Bemessung zu verwendenden Einwirkungen dürfen den maßgebenden Teilen der EN 1991 entnommen werden.
- (2)P Beim Nachweis von als Schalung wirkenden Profilblechen muss der Einfluss aus dem zusätzlichen Eigengewicht durch Vergrößerung der Betondicke infolge der Durchbiegung des Bleches berücksichtigt werden.

#### 2.3.2 Werkstoff- und Produkteigenschaften

- (1) Einwirkungen, die aus dem zeitabhängigen Verhalten des Betons resultieren, sind in der Regel nach EN 1992-1-1 zu ermitteln, wenn Eurocode 4 keine abweichenden Regelungen enthält.

#### 2.3.3 Klassifizierung von Einwirkungen

- (1)P Aus dem Schwinden des Betons und aus nichtlinearen Temperaturverteilungen resultieren bei Verbundtragwerken Eigenspannungen im Querschnitt sowie Krümmungen und Längsdehnungen in Bauteilen. Diese Beanspruchungen, die in statisch bestimmten Tragwerken und bei Vernachlässigung der Verträglichkeitsbedingungen auch in statisch unbestimmten Tragwerken auftreten, werden als primäre Beanspruchungen bezeichnet.
- (2)P Die primären Beanspruchungen aus Schwinden und Temperatur rufen in statisch unbestimmten Tragwerken aufgrund der Verträglichkeitsbedingungen zusätzliche Zwangsbeanspruchungen hervor. Diese werden als sekundäre Beanspruchungen bezeichnet.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

## 2.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

### 2.4.1 Bemessungswerte

#### 2.4.1.1 Bemessungswerte für Einwirkungen

(1) Bei Vorspannung mittels planmäßig eingepprägter und kontrollierter Deformationen, z. B. Absenken von Auflagern, ist in der Regel im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_p$  festzulegen, der ungünstige und günstige Auswirkungen berücksichtigt.

ANMERKUNG Der Wert für  $\gamma_p$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für ungünstige und günstige Auswirkungen ist 1,0.

#### 2.4.1.2 Bemessungswerte für Werkstoffe und Produkteigenschaften

(1)P Sofern keine oberen Grenzwerte der Festigkeit beachtet werden müssen, sind die Teilsicherheitsbeiwerte auf die unteren charakteristischen Werte oder die Nennwerte der Festigkeit zu beziehen.

(2)P Für Beton ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c$  zu verwenden. Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit ergibt sich zu

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (2.1)$$

wobei der charakteristische Wert  $f_{ck}$  für Normalbeton EN 1992-1-1, 3.1 und für Leichtbeton EN 1992-1-1, 11.3 zu entnehmen ist.

ANMERKUNG Es ist der Wert für  $\gamma_c$  nach EN 1992-1-1 zu verwenden.

(3)P Für Betonstahl ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s$  zu verwenden.

ANMERKUNG Es ist der Wert für  $\gamma_s$  nach EN 1992-1-1 zu verwenden.

(4)P Für Baustahl, Profilbleche und Verbindungsmittel ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  zu verwenden. Wenn keine abweichenden Angaben gemacht werden, ist für Baustahl der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{M0}$  zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Für  $\gamma_M$  sind die Werte nach EN 1993 zu verwenden.

(5)P Für Verbundmittel ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_V$  zu verwenden.

ANMERKUNG Der Wert für  $\gamma_V$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,25.

(6)P Für die Längsschubkrafttragfähigkeit von Verbunddecken ist bei Tragwerken des Hochbaus der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{VS}$  zu verwenden.

ANMERKUNG Der Wert für  $\gamma_V$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,25.

(7)P Für den Nachweis des Grenzzustandes der Ermüdung von Kopfbolzendübeln sind bei Tragwerken des Hochbaus die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{Mf}$  und  $\gamma_{Mf,s}$  zu verwenden.

ANMERKUNG Für  $\gamma_{Mf}$  sind die Werte nach den maßgebenden Teilen von EN 1993 zu verwenden. Der Wert für  $\gamma_{Mf,s}$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,00.

#### 2.4.1.3 Bemessungswerte für geometrische Größen

(1) Querschnitts- und Systemabmessungen dürfen Produktnormen oder Ausführungszeichnungen entnommen werden und als nominelle Werte verwendet werden.

#### **2.4.1.4 Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit**

(1)P Für Verbundtragwerke sind die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit nach EN 1990, Gleichung (6.6a) oder Gleichung (6.6c) zu ermitteln.

#### **2.4.2 Kombinationsregeln für Einwirkungen**

(1) Die allgemeinen Kombinationsregeln für Einwirkungen finden sich in EN 1990, Abschnitt 6.

ANMERKUNG Für Hochbauten dürfen die Kombinationsregeln dem Nationalen Anhang zu Anhang A von EN 1990 entnommen werden.

#### **2.4.3 Nachweis der Lagesicherheit (EQU)**

(1) Das Nachweisformat beim Nachweis der Lagesicherheit nach EN 1990, Tabelle 1.2A gilt auch für Bemessungszustände mit vergleichbaren Voraussetzungen wie beim (EQU), z. B. für die Bemessung von Verankerungen oder beim Nachweis gegen das Abheben von Lagern bei Durchlaufträgern.

### **3 Werkstoffe**

#### **3.1 Beton**

(1) Sofern im Eurocode 4 keine anderen Festlegungen getroffen werden, gelten in der Regel für die Materialeigenschaften von Beton für Normalbeton die Angaben nach EN 1992-1-1, 3.1 und für Leichtbeton die Angaben nach EN 1992-1-1, 11.3.

(2) Betonfestigkeitsklassen kleiner als C20/25 bzw. LC20/22 und höher als C60/75 bzw. LC60/66 liegen außerhalb des Anwendungsbereiches dieses Teils von EN 1994.

(3) Schwinddehnungen des Betons sind in der Regel unter Berücksichtigung der Umgebungsfuchte, der Abmessungen des Betonquerschnittsteils und der Zusammensetzung des Betons zu bestimmen.

(4) Für Tragwerke des Hochbaus darf für Verbundbauteile der Einfluss aus der autogenen Schwinddehnung bei der Ermittlung der Spannungen und Verformungen vernachlässigt werden.

ANMERKUNG Basierend auf Erfahrungen mit ausgeführten Verbundtragwerken kann ein Ansatz der Endschwindmaße nach EN 1992-1-1 bei Verbundbauteilen zu einer Überschätzung der Einflüsse aus dem Schwinden führen. Angaben zu den Endschwindmaßen dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte enthält Anhang C.

#### **3.2 Betonstahl**

(1) Für Verbundtragwerke darf anstelle des Rechenwertes des Elastizitätsmoduls  $E_s$  der Wert für Baustahl nach EN 1993-1-1, 3.2.6 verwendet werden.

#### **3.3 Baustahl**

(1) Es sind in der Regel die Werkstoffeigenschaften nach EN 1993-1-1, 3.1 und 3.2 zu verwenden.

(2) Die Bemessungsregeln in diesem Teil von EN 1994 gelten nur für Baustähle, bei denen der Nennwert der Streckgrenze  $460 \text{ N/mm}^2$  nicht überschreitet.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

### **3.4 Verbindungs- und Verbundmittel**

#### **3.4.1 Allgemeines**

(1) Für Verbindungsmittel und Schweißzusatzwerkstoffe gilt EN 1993-1-8.

#### **3.4.2 Kopfbolzendübel**

(1) Es gilt EN 13918.

### **3.5 Profilbleche für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus**

(1) Es gelten die Regelungen nach EN 1993-1-3, 3.1 und 3.2.

(2) Die Angaben in diesem Teil der EN 1994 gelten für die Bemessung von Verbunddecken mit Profilblechen, bei denen Bleche aus Baustahl nach EN 10025, kaltverformte Bleche nach EN 10149-2 oder EN 10149-3 oder verzinkte Bleche nach **[AC]** EN 10326 **[AC]** verwendet werden.

ANMERKUNG Der Nennwert der Mindestdicke des Bleches darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,70 mm.

## **4 Dauerhaftigkeit**

### **4.1 Allgemeines**

(1) Es gelten die Regelungen nach EN 1990, EN 1992 und EN 1993.

(2) Für die konstruktive Ausbildung der Verdübelung gelten die Regelungen nach 6.6.5.

### **4.2 Profilbleche für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus**

(1)P Die nicht durch Beton geschützte Oberfläche des Bleches muss gegen besondere Umwelteinflüsse ausreichend geschützt werden.

(2) Wenn eine Verzinkung gefordert wird, sind in der Regel die Anforderungen nach **[AC]** EN 10326 **[AC]** oder anderen maßgebenden Normen zu beachten.

(3) Eine beidseitige Zinkbeschichtung von insgesamt 275 g/m<sup>2</sup> ist für Innenbauteile mit nicht aggressiven Umgebungsbedingungen ausreichend. Die Beschichtung darf den Gebrauchsbedingungen angepasst werden.

## **5 Tragwerksberechnung**

### **5.1 Statisches System für die Berechnung**

#### **5.1.1 Statisches System und grundlegende Annahmen**

(1)P Das statische Modell und die grundlegenden Annahmen müssen den Anforderungen nach EN 1990, 5.1.1 entsprechen. Das Modell muss das Verhalten von Querschnitten, Bauteilen, Verbindungen und Lagern ausreichend genau abbilden.

(2) Abschnitt 5 gilt für Tragwerke, bei denen die überwiegende Anzahl der Einzelbauteile und Verbindungen entweder Verbund- oder Stahlbauteile sind. Wenn das Tragverhalten im Wesentlichen dem eines

Stahlbeton- oder Spannbetontragwerks entspricht und nur wenige Einzelelemente als Verbundbauteile ausgebildet sind, sind die Schnittgrößen in der Regel nach EN 1992-1-1 zu ermitteln.

(3) Die Schnittgrößen für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus sind im Allgemeinen nach Abschnitt 9 zu ermitteln.

### 5.1.2 Berechnungsmodelle für Anschlüsse

(1) Im Allgemeinen dürfen die Einflüsse aus dem Last-Verformungsverhalten der Anschlüsse auf die Schnittgrößen und das Verformungsverhalten des Tragwerks vernachlässigt werden. Wenn sie, wie z. B. bei verformbaren Anschlüssen, einen maßgebenden Einfluss haben, sollten sie in der Regel bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden. Siehe hierzu EN 1993-1-8, Abschnitt 8.

(2) Um festzustellen, ob die Einflüsse aus dem Verformungsverhalten der Anschlüsse bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden müssen, darf nach 8.2 und EN 1993-1-8, 5.1.1 zwischen den nachfolgend angegebenen drei Anschlussmodellen unterschieden werden:

- gelenkige Anschlüsse, bei denen angenommen werden darf, dass der Anschluss keine Biegemomente überträgt;
- steife Anschlüsse, bei denen die Steifigkeit und die Tragfähigkeit des Anschlusses bei der Berechnung die Annahme durchgehender Bauteile erlaubt;
- verformbare Anschlüsse, bei denen das Anschlussverhalten bei der Berechnung berücksichtigt werden muss.

(3) Für Tragwerke des Hochbaus sind die Anforderungen an die unterschiedlichen Anschlussstypen in EN 1993-1-8, Abschnitt 8 geregelt.

### 5.1.3 Boden-Bauwerks-Interaktion

(1)P Falls erforderlich, sind die Verformungseigenschaften der Gründung zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Regelungen zur Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion sind in EN 1997 enthalten.

## 5.2 Globale Tragwerksberechnung

### 5.2.1 Einflüsse aus der Tragwerksverformung

(1) Die Schnittgrößen dürfen im Allgemeinen entweder nach

- Theorie I. Ordnung unter Ansatz der Ausgangsgeometrie

oder nach

- Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Tragwerksverformung

berechnet werden.

(2)P Die Einflüsse aus der Tragwerksverformung (Theorie II. Ordnung) müssen immer berücksichtigt werden, wenn die aus den Verformungen resultierende Vergrößerung der Schnittgrößen nicht mehr vernachlässigt werden kann oder wenn das Tragwerksverhalten maßgeblich verändert wird.

(3) Die Berechnung darf nach Theorie I. Ordnung erfolgen, wenn der aus den Verformungen nach Theorie I. Ordnung resultierende Zuwachs der maßgebenden Schnittgrößen kleiner als 10 % ist. Diese Anforderung gilt als erfüllt, wenn die nachfolgende Bedingung eingehalten ist.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (5.1)$$

Dabei ist

$\alpha_{cr}$  der Verzweigungslastfaktor, mit dem die Bemessungswerte der Einwirkungen bis zum Erreichen der nach der Elastizitätstheorie ermittelten globalen idealen Verzweigungslast erhöht werden müssen.

(4)P Bei der Bestimmung der Steifigkeiten des Tragwerks müssen die Einflüsse aus der Rissbildung und dem Kriechen des Betons sowie aus dem Verformungsverhalten der Anschlüsse berücksichtigt werden.

### 5.2.2 Schnittgrößenermittlung für Tragwerke des Hochbaus

(1) Ebene seitlich verschiebliche Stockwerkrahmen dürfen nach Theorie I. Ordnung berechnet werden, wenn die Bedingung (5.1) für jedes Stockwerk erfüllt ist. Für diese Tragwerke darf der Verzweigungslastfaktor  $\alpha_{cr}$  näherungsweise nach EN 1993-1-1, 5.2.1(4) ermittelt werden, wenn der Normalkrafteinfluss in den Riegeln vernachlässigt werden kann und die Einflüsse aus der Rissbildung nach 5.4.2.3, die Einflüsse aus dem Kriechen des Betons nach 5.4.2.2 und die Einflüsse aus dem Verformungsverhalten der Anschlüsse nach 8.2 und EN 1993-1-8, 5.1 berücksichtigt werden.

(2) Bei einer Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung dürfen die Schnittgrößen näherungsweise durch Vergrößerung der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung mit einem entsprechenden Vergrößerungsfaktor bestimmt werden.

(3) Wenn bei der globalen Tragwerksberechnung für die Einzelbauteile die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung und die maßgebenden zugehörigen Bauteilimperfectionen berücksichtigt werden, sind für die Einzelbauteile keine weiteren Stabilitätsnachweise erforderlich.

(4) Wenn die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung in Einzelbauteilen oder bestimmte Imperfektionsansätze (z. B. Imperfektionen für Biegeknicken und/oder Biegedrillknicken) bei der globalen Tragwerksberechnung nicht vollständig berücksichtigt werden, ist ein gesonderter Stabilitätsnachweis für die bei der globalen Tragwerksberechnung nicht berücksichtigten Versagensformen erforderlich.

(5) Wenn bei der globalen Tragwerksberechnung der Einfluss des Biegedrillknickens vernachlässigt wird, darf für biegedrillknickgefährdete Verbundträger der Nachweis der Tragfähigkeit nach 6.4 geführt werden.

(6) Für Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile darf der Nachweis gegen Biegeknicken nach den folgenden Verfahren geführt werden:

- a) Globale Tragwerksberechnung nach 5.2.2(3) und Nachweis der Querschnittstragfähigkeit nach 6.7.3.6 oder 6.7.3.7.
- b) Schnittgrößenermittlung für das Einzelbauteil nach 6.7.3.4 und der Nachweis der Querschnittstragfähigkeit nach 6.7.3.6 oder 6.7.3.7. Randmomente sind mit Hilfe einer globalen Tragwerksberechnung nach Theorie II. Ordnung und unter Berücksichtigung von globalen Imperfektionen zu ermitteln. Die Schnittgrößen für das Einzelbauteil sind unter Berücksichtigung der Einflüsse aus Theorie II. Ordnung und den lokalen Imperfektionen nach 5.3.2.3 zu bestimmen.
- c) Für Verbundbauteile mit zentrischer Druckbeanspruchung dürfen die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung und lokalen Imperfektionen mit Hilfe des Nachweises nach 6.7.3.5 auf der Grundlage der Knickspannungslinien berücksichtigt werden, wobei in der Regel die Knicklänge als Systemlänge anzunehmen ist. Bei diesem Nachweis sollten die Stabendschnittgrößen aus einer globalen Tragwerksberechnung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung von globalen Imperfektionen ermittelt werden.

(7) Für Verbundtragwerke mit Stahlstützen darf der Stabilitätsnachweis für die Stahlstützen auch als Ersatzstabnachweis nach EN 1993-1-1, 5.2.2(8) und 6.3 geführt werden.

## 5.3 Imperfektionen

### 5.3.1 Grundlagen

(1)P Bei der Tragwerksberechnung sind die Einflüsse aus Imperfektionen zu erfassen. Die Imperfektionsansätze müssen Einflüsse aus Eigenspannungen, geometrische Imperfektionen wie Schiefstellungen, Abweichungen von der ideal geraden Stabachse, Unebenheiten und Passungenauigkeiten sowie unvermeidbare Exzentrizitäten aus Montagetoleranzen in Verbindungen erfassen.

(2)P Die Imperfektionen sind so anzunehmen, dass sie der zum niedrigsten Verzweigungslastfaktor zugehörigen Verformungsfigur der jeweils betrachteten Ebene entsprechen. Sie sind in ungünstigster Richtung anzusetzen.

### 5.3.2 Imperfektionen für Tragwerke des Hochbaus

#### 5.3.2.1 Allgemeines

(1) In der Regel sind die geometrischen Ersatzimperfektionen nach 5.3.2.2 und 5.3.2.3 zu verwenden, die mögliche Einflüsse aus globalen und lokalen Imperfektionen erfassen. Einflüsse aus lokalen Imperfektionen dürfen vernachlässigt werden, wenn sie bei den in 5.3.2.3 angegebenen Nachweisverfahren in den Nachweisgleichungen direkt berücksichtigt werden.

(2) Bei der globalen Tragwerksberechnung dürfen für druckbeanspruchte Verbundbauteile lokale Imperfektionen vernachlässigt werden, wenn die Schnittgrößen nach  $\overline{\text{AC}} 5.2.1(3)$   $\overline{\text{AC}}$  nach Theorie I. Ordnung ermittelt werden dürfen. Wenn die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind, dürfen bei der globalen Schnittgrößenermittlung die lokalen Imperfektionen vernachlässigt werden, wenn die nachfolgende Bedingung eingehalten ist.

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}} \quad (5.2)$$

Dabei ist

$\bar{\lambda}$  der Schlankheitsgrad nach 6.7.3.3, der unter Annahme einer beidseitig gelenkigen Lagerung des Bauteils zu ermitteln ist;

$N_{pl,Rk}$  der charakteristische Wert der Normalkrafttragfähigkeit nach 6.7.3.3;

$N_{Ed}$  der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft.

(3) Beim Stabilitätsnachweis von Einzelbauteilen nach 6.7.3.6 oder 6.7.3.7 sind lokale Imperfektionen stets zu berücksichtigen.

(4) Für lokale Imperfektionen von druckbeanspruchten Stahlbauteilen gilt EN 1993-1-1, 5.3.2 und 5.3.4.

#### 5.3.2.2 Globale Imperfektionen

(1) Die anzusetzenden globalen Imperfektionen sind in der Regel nach EN 1993-1-1, 5.3.2 zu bestimmen.

#### 5.3.2.3 Lokale Imperfektionen

(1) Der Bemessungswert des maximalen Stichs infolge Vorkrümmung ist für Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile in Tabelle 6.5 angegeben.

(2) Bei den in 6.4 angegebenen Nachweisen zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit von biegedrillknickgefährdeten, seitlich nicht gehaltenen Verbundträgern sind die Einflüsse aus Imperfektionen in den Nachweisgleichungen berücksichtigt.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(3) Beim Tragfähigkeitsnachweis für druckbeanspruchte Stahlbauteile nach EN 1993-1-1, 6.3 sind die Einflüsse aus Imperfektionen bereits in den Nachweisgleichungen berücksichtigt.

## **5.4 Schnittgrößenermittlung**

### **5.4.1 Verfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen**

#### **5.4.1.1 Allgemeines**

(1) Die Schnittgrößen dürfen auch dann nach der Elastizitätstheorie berechnet werden, wenn die Beanspruchbarkeit der Querschnitte vollplastisch oder nichtlinear ermittelt wird.

(2) Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind die Schnittgrößen in der Regel nach der Elastizitätstheorie zu berechnen, wobei Einflüsse aus nichtlinearem Verhalten, wie z. B. die Rissbildung des Betons, zu berücksichtigen sind.

(3) Für den Nachweis des Grenzzustandes der Ermüdung sind die Schnittgrößen in der Regel nach der Elastizitätstheorie zu bestimmen.

(4)P Bei der Berechnung müssen die Einflüsse aus der Schubweichheit breiter Gurte (mittragende Breite) und aus dem lokalen Beulen von Stahlquerschnittsteilen berücksichtigt werden, wenn sie die Schnittgrößenverteilung nennenswert beeinflussen.

(5) Der Einfluss des lokalen Beulens von Stahlquerschnittsteilen auf die zu wählende Methode der Schnittgrößenermittlung darf mit der Querschnittsklassifizierung nach 5.5 beurteilt werden.

(6) Der Einfluss des lokalen Beulens von Stahlquerschnittsteilen auf die Steifigkeit von Verbundquerschnitten darf im Allgemeinen vernachlässigt werden. Für Verbundquerschnitte der Klasse 4 gilt EN 1993-1-5, 2.2.

(7) Einflüsse aus dem Schlupf in geschraubten Verbindungen oder vergleichbare Verformungen von Verbindungsmitteln sollten bei der Schnittgrößenermittlung beachtet werden.

(8) Einflüsse aus dem Verformungsverhalten (Schlupf, Abheben) der Verbundfuge dürfen bei der Schnittgrößenermittlung vernachlässigt werden, wenn die Verdübelung nach 6.6 ausgeführt wird. Bei einer nichtlinearen Ermittlung der Schnittgrößen sind die Einflüsse aus dem Verformungsverhalten der Verbundfuge stets zu berücksichtigen.

#### **5.4.1.2 Mittragende Breite des Betongurtes — Einfluss der Schubweichheit breiter Gurte**

(1)P Der Einfluss aus der Schubweichheit breiter Gurte ist entweder durch eine genauere Berechnung oder durch eine mittragende Gurtbreite zu berücksichtigen.

(2) Für die mittragende Breite von breiten Stahlgurten gelten die Regelungen nach EN 1993-1-1, 5.2.1(5).

(3) Die mittragende Breite von breiten Betongurten ist im Allgemeinen mit den nachfolgenden Regelungen zu bestimmen.

(4) Bei der globalen Tragwerksberechnung darf eine feldweise konstante mittragende Breite angenommen werden. Diese ergibt sich für Träger mit beidseitiger Auflagerung aus dem Wert  $b_{\text{eff},1}$  in Feldmitte und für Kragarme aus dem Wert  $b_{\text{eff},2}$  am Auflager.

(5) In den Feldbereichen und an Auflagern ergibt sich mit Bild 5.1 die gesamte mittragende Breite  $b_{\text{eff}}$  zu:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.3)$$

Dabei ist

$b_0$  der Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen;

$b_{ei}$  die mittragende Breite der Teilgurte beidseits des Trägersteges, die mit  $L_e/8$ , jedoch nicht größer als die geometrische Teilgurtbreite  $b_i$  angenommen werden darf. Für die geometrische Teilgurtbreite  $b_i$  ist im Allgemeinen die Hälfte des in der Gurtmittelfläche vorhandenen Abstandes zwischen den äußeren Dübelreihen benachbarter Träger anzunehmen. Bei Randträgern ist  $b_i$  der Abstand zwischen der äußeren Dübelreihe und dem freien Betonrand. Als äquivalente Stützweite  $L_e$  ist im Allgemeinen der Abstand der Momentennullpunkte anzunehmen. Für typische durchlaufende Verbundträger, bei denen die Momentengrenzlinie aus unterschiedlichen Laststellungen resultiert, sowie für Kragarme darf  $L_e$  nach Bild 5.1 angenommen werden.

(6) Die mittragende Breite an Endauflagern darf wie folgt bestimmt werden:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5.4)$$

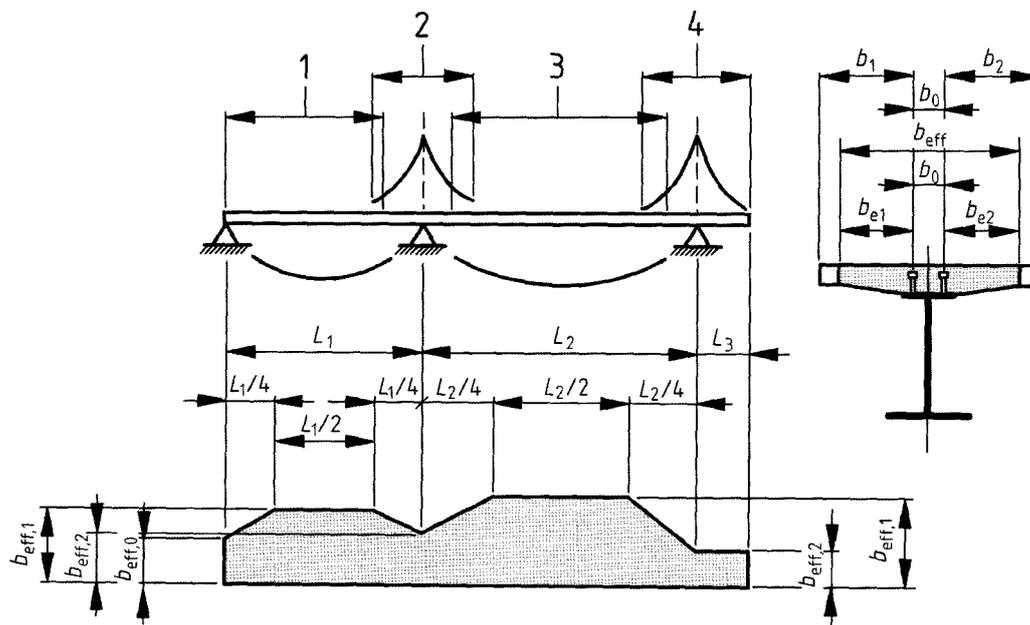
mit:

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

Dabei ist

$b_{ei}$  die mittragende Breite in Feldmitte des Endfeldes nach (5) und

$L_e$  die äquivalente Stützweite des Endfeldes nach Bild 5.1.



#### Legende

- |   |  |   |   |
|---|--|---|---|
| 1 | $L_e = 0,85 L_1$ für $b_{\text{eff},1}$        | 3 | $L_e = 0,70 L_2$ für $b_{\text{eff},1}$ |
| 2 | $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ für $b_{\text{eff},2}$ | 4 | $L_e = 2 L_3$ für $b_{\text{eff},2}$    |

**Bild 5.1 — Äquivalente Stützweiten zur Ermittlung der mittragenden Gurtbreite**

(7) Der Verlauf der mittragenden Gurtbreite in Trägerlängsrichtung darf nach Bild 5.1 angenommen werden.

(8) Wenn bei Tragwerken des Hochbaus die Momentenverteilung durch die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von Anschlüssen beeinflusst wird, ist dies in der Regel bei der Ermittlung der äquivalenten Stützweite  $L_e$  zu berücksichtigen.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(9) Bei der Schnittgrößenermittlung darf bei Tragwerken des Hochbaus  $b_0 = 0$  angenommen werden. Die geometrische Breite  $b_i$  ist dann auf die Stegachse zu beziehen.

#### 5.4.2 Linear-elastische Tragwerksberechnung

##### 5.4.2.1 Allgemeines

(1) Bei der Berechnung sind im Allgemeinen die Einflüsse aus der Rissbildung im Beton, aus dem Kriechen und Schwinden, aus der Belastungsgeschichte sowie aus Vorspannmaßnahmen zu berücksichtigen.

##### 5.4.2.2 Kriechen und Schwinden

(1)P Die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden müssen mit ausreichender Genauigkeit berücksichtigt werden.

(2) Mit Ausnahme von Doppelverbundquerschnitten dürfen die Einflüsse aus dem Kriechen des Betons mit Hilfe von Reduktionszahlen  $n_L$ , die von der Beanspruchungsart (Indizes  $L$ ) abhängig sind, berücksichtigt werden.

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \quad (5.6)$$

Dabei ist

$n_0$  =  $E_a/E_{cm}$  die Reduktionszahl für kurzzeitige Beanspruchungen,

$E_{cm}$  der Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons bei kurzzeitiger Beanspruchung nach EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 oder Tabelle 11.3.1,

$\varphi_t$  die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  nach EN 1992-1-1, 3.1.4 oder 11.3.3 in Abhängigkeit vom betrachteten Betonalter ( $t$ ) und vom Alter ( $t_0$ ) bei Belastungsbeginn,

$\psi_L$  ein von der Beanspruchungsart abhängiger Kriechbeiwert, der für ständige Beanspruchungen mit 1,1, für primäre und sekundäre Beanspruchungen aus dem Schwinden mit 0,55 und für Beanspruchungen aus Vorspannung mittels planmäßig eingepprägter Deformationen mit 1,5 angenommen werden [AC] sollte. [AC]

(3) Für Verbundtragwerke, bei denen der Betongurt abschnittsweise hergestellt wird, darf für die ständigen Einwirkungen aus dem Betongewicht ein mittleres Alter für den Belastungsbeginn für die Bestimmung der Kriechzahl angenommen werden. Diese Annahme darf auch für Beanspruchungen aus Vorspannmaßnahmen mittels planmäßig eingepprägter Deformationen getroffen werden, wenn der Beton in den maßgebenden Feldern zum Zeitpunkt der Vorspannmaßnahme älter als 14 Tage ist.

(4) Beim Schwinden ist das Alter bei Belastungsbeginn in der Regel mit einem Tag anzunehmen.

(5) Wenn Fertigteile verwendet werden oder wenn eine Vorspannung des Betons vor Herstellung des Verbundes erfolgt, ist in der Regel für die Ermittlung der Kriechzahl und des Schwindmaßes als Alter bei Belastungsbeginn das Alter anzunehmen, bei dem die Verbundwirkung wirksam wird.

(6) Wenn die zum Zeitpunkt  $t_0$  vorhandene Momentenverteilung durch das Kriechen des Betons nennenswert verändert wird, wie z. B. bei Durchlaufträgern, die abschnitts- oder feldweise aus Verbund- und reinen Stahlquerschnitten bestehen, sind die zeitabhängigen sekundären Beanspruchungen (Zwangsschnittgrößen) aus dem Kriechen zu berücksichtigen. Die zugehörige Reduktionszahl darf mit dem Kriechbeiwert  $\psi_L = 0,55$  ermittelt werden. Für Bauteile, bei denen alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen, dürfen die zeitabhängigen Zwangsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Trägern ohne Biegedrillknickgefahr vernachlässigt werden.

(7) Die Einflüsse aus primären und sekundären Beanspruchungen infolge des Schwindens und Kriechens des Betongurtes sind im Allgemeinen zu berücksichtigen. Diese Einflüsse dürfen bei der Schnittgrößenermittlung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Ausnahme des Grenzzustandes der Ermüdung für Verbundbauteile vernachlässigt werden, wenn alle Querschnitte die Bedingungen der Querschnittsklasse 1 oder 2 erfüllen und keine Biegedrillknickgefahr besteht. Für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit gelten die Regelungen nach Abschnitt 7.

(8) In Trägerbereichen, in denen der Betongurt als gerissen angenommen wird, dürfen bei der Ermittlung der sekundären Beanspruchungen aus dem Schwinden die Auswirkungen aus den primären Beanspruchungen infolge Schwinden vernachlässigt werden.

(9) Bei Verbundstützen und druckbeanspruchten Verbundbauteilen sind die Einflüsse aus dem Kriechen in der Regel nach 6.7.3.4(2) zu berücksichtigen.

(10) Für Doppelverbundquerschnitte, bei denen beide Betongurte ungerissen sind (z. B. bei Vorspannung), sind die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden in der Regel mit genaueren Berechnungsverfahren zu ermitteln.

(11) Für Tragwerke des Hochbaus, die die Bedingungen nach (5.1) oder 5.2.2(1) erfüllen, die nicht vorwiegend durch hohe ständige Einwirkungen (z. B. bei Lagerräumen) beansprucht werden und die nicht mittels planmäßig eingepprägter Deformationen vorgespannt werden, dürfen die Einflüsse aus dem Kriechen bei Verbundträgern für kurzzeitige und ständige Beanspruchungen durch Ersetzen der mittragenden Betonfläche  $A_c$  durch eine reduzierte äquivalente Stahlfläche  $A_c n$  ersetzt werden. Die Reduktionszahl  $n$  darf mit dem effektiven Elastizitätsmodul  $E_{c,eff} = E_{cm}/2$  ermittelt werden.

#### 5.4.2.3 Einflüsse aus der Rissbildung des Betons

(1)P Die Einflüsse aus der Rissbildung des Betons sind bei der Berechnung ausreichend genau zu berücksichtigen.

(2) Zur Berücksichtigung der Einflüsse aus der Rissbildung darf für Verbundträger mit Betongurten das nachfolgend angegebene Verfahren verwendet werden. Im ersten Schritt werden für die charakteristische Kombination der Einwirkungen nach EN 1990, 6.5.3 die extremalen Schnittgrößen (Momentengrenzlinie) mit den Biegesteifigkeiten  $E_a I_1$  der ungerissenen Querschnitte und unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons bestimmt. Diese Berechnung wird als „Tragwerksberechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung“ bezeichnet.

In Trägerbereichen, in denen infolge der aus der Haupttragwerkswirkung resultierenden extremalen Schnittgrößen die Randzugspannung des Betongurtes für Normalbeton den zweifachen Wert von  $f_{ctm}$  nach EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 und für Leichtbeton den zweifachen Wert von  $f_{lctm}$  nach EN 1992-1-1, Tabelle 11.3.1, überschreitet, ist die Biegesteifigkeit auf den Wert  $E_a I_2$  nach 1.5.2.12 abzumindern. Die hieraus resultierende Steifigkeitsverteilung darf für Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zugrunde gelegt werden. Anschließend sind die Schnittgrößen und gegebenenfalls die Verformungen mit dieser Steifigkeitsverteilung erneut zu ermitteln. Diese Berechnung wird als „Tragwerksberechnung unter Berücksichtigung der Rissbildung“ bezeichnet.

(3) Für durchlaufende Verbundträger ohne Vorspannmaßnahmen und mit oberhalb des Stahlquerschnitts angeordneten Betongurten darf das nachfolgend angegebene Näherungsverfahren verwendet werden. Dieses Verfahren darf auch für Träger in Rahmentragwerken, bei denen Horizontalkräfte durch Aussteifungen aufgenommen werden, benutzt werden. Wenn das Verhältnis der an eine Innenstütze angrenzenden Stützweiten ( $l_{min}/l_{max}$ ) nicht kleiner als 0,6 ist, darf der Einfluss der Rissbildung durch Ansatz der Biegesteifigkeit  $E_a I_2$  über 15 % der Stützweite der an die betrachtete Innenstütze angrenzenden Felder und durch Ansatz der Steifigkeit  $E_a I_1$  in den restlichen Bereichen erfasst werden.

(4) Für Verbundstützen und Druckglieder in Verbundbauweise ist der Einfluss der Rissbildung auf die Biegesteifigkeit in der Regel in Übereinstimmung mit 6.7.3.4 zu berücksichtigen.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(5) Bei Tragwerken des Hochbaus mit kammerbetonierten Querschnitten darf der Einfluss der Rissbildung im Kammerbeton durch Ansatz des Mittelwertes der Biegesteifigkeiten des ungerissenen und des gerissenen Kammerbetonquerschnitts berücksichtigt werden. Zur Ermittlung der Biegesteifigkeit des gerissenen Kammerbetonquerschnitts darf die auf Druck beanspruchte Querschnittsfläche des Kammerbetons aus der plastischen Spannungsverteilung des Querschnitts bestimmt werden.

#### **5.4.2.4 Belastungsgeschichte**

(1)P Bei der Tragwerksberechnung müssen die Einflüsse aus der Belastungsgeschichte ausreichend genau berücksichtigt werden. Hierzu zählen Einflüsse aus einer abschnittswisen Herstellung des Tragwerks, aus Systemwechseln und gegebenenfalls Einflüsse aus Einwirkungen, die teilweise auf das Stahl- oder Verbundtragwerk wirken (Herstellung mit oder ohne Eigengewichtsverbund).

(2) Bei Verbundträgern darf bei der Tragwerksberechnung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) der Einfluss der Belastungsgeschichte vernachlässigt werden, wenn alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen und wenn keine Biegedrillknickgefahr besteht.

#### **5.4.2.5 Einflüsse aus Temperatureinwirkungen**

(1) Einflüsse aus Temperatureinwirkungen sind in der Regel nach EN 1991-1-5 zu berücksichtigen.

(2) Einflüsse aus Temperatureinwirkungen dürfen bei der Tragwerksberechnung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) im Allgemeinen vernachlässigt werden, wenn alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen und wenn keine Biegedrillknickgefahr besteht.

#### **5.4.2.6 Vorspannung mittels planmäßig, kontrolliert eingepprägter Deformationen**

(1)P Bei Vorspannung mittels planmäßig und kontrolliert eingepprägter Deformationen (z. B. Absenken von Auflagern bei Durchlaufträgern) sind die Einflüsse aus möglichen Abweichungen von den Nennwerten der eingepprägten Deformationen und Abweichungen bei den Steifigkeiten in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bei der Schnittgrößenermittlung zu beachten.

(2) Wenn zur Ermittlung der Schnittgrößen kein genaueres Verfahren verwendet wird, sind in der Regel die Beanspruchungen aus planmäßig eingepprägten und kontrollierten Deformationen mit den charakteristischen bzw. mit den nominellen Werten der Werkstoffeigenschaften zu ermitteln.

#### **5.4.3 Nicht lineare Tragwerksberechnung**

(1) Nicht lineare Tragwerksberechnungen dürfen in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1, 5.7 und EN 1993-1-1, 5.4.3 angewendet werden.

(2)P Das Verformungsverhalten der Verdübelung muss bei der Berechnung berücksichtigt werden.

(3)P Der Einfluss von Tragwerksverformungen ist nach 5.2 zu berücksichtigen.

#### **5.4.4 Elastische Tragwerksberechnung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung für Tragwerke des Hochbaus**

(1) Wenn Einflüsse nach Theorie II. Ordnung nicht berücksichtigt werden müssen, dürfen die Schnittgrößen von Durchlaufträgern und Rahmentragwerken im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Hilfe einer linear-elastischen Tragwerksberechnung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung ermittelt werden. Dies ist für den Grenzzustand der Ermüdung nicht zulässig.

(2) Die auf der Grundlage einer linear-elastischen Berechnung nach 5.4.2 ermittelten Schnittgrößen dürfen unter Beachtung der Gleichgewichtsbedingungen umgelagert werden. Dabei sind die Einflüsse aus Instabilitäten und aus dem nichtlinearen Werkstoffverhalten zu berücksichtigen.

(3) Die aus einer linear-elastischen Tragwerksberechnung resultierenden Schnittgrößen dürfen umgelagert werden:

- a) bei Verbundträgern mit vollständiger und teilweiser Verdübelung nach (4) bis (7);
- b) bei Stahlbauteilen nach EN 1993-1-1, 5.4.1(4);
- c) bei überwiegend biegebeanspruchten Betonbauteilen nach EN 1992-1-1, 5.5;
- d) bei kammerbetonierten Verbundträgern ohne Betongurt nach (b) oder (c), wobei jeweils der kleinste Wert nach (b) oder (c) für die Schnittgrößenumlagerung maßgebend ist.

(4) Mit Ausnahme des Grenzzustandes der Ermüdung dürfen die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach (5) bis (7) umgelagert werden, wenn:

- es sich um Durchlaufträger oder Rahmenriegel in seitlich ausgesteiften Tragwerken handelt, die als Verbundbauteil ausgebildet sind;
- die Anschlüsse entweder als steife und volltragfähige oder als gelenkige Anschlüsse ausgebildet werden;
- bei kammerbetonierten Verbundträgern die für die angenommene Schnittgrößenumlagerung erforderliche Rotationskapazität nachgewiesen wird oder der Beitrag des druckbeanspruchten Kammerbetons und der druckbeanspruchten Bewehrung an Stützen mit planmäßiger Momentenumlagerung bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit vernachlässigt wird;
- die Bauhöhe feldweise konstant ist und keine Biegedrillknickgefahr besteht.

(5) Wenn die in (4) angegebenen Voraussetzungen erfüllt sind und keine genauere Berechnung mit Nachweis ausreichender Rotationskapazität erfolgt, dürfen bei Verbundträgern die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen wie folgt umgelagert werden:

- Abminderung der extremalen negativen Momente an Innenstützen bis zu den in Tabelle 5.1 angegebenen Grenzwerten.
- Erhöhung der extremalen negativen Biegemomente an Innenstützen bis zu maximal 10 % bei einer Berechnung der Schnittgrößen unter Annahme ungerissener Querschnitte und bis zu maximal 20 % bei einer Berechnung der Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Rissbildung nach 5.4.2.3. Eine Erhöhung der Schnittgrößen an Innenstützen ist nur zulässig, wenn alle Querschnitte die Bedingungen der Querschnittsklasse 1 oder 2 erfüllen.

**Tabelle 5.1 — Grenzwerte für die Umlagerung von negativen Biegemomenten an Innenstützen in %**

Querschnittsklasse im negativen Momentenbereich	1	2	3	4
Schnittgrößenermittlung ohne Berücksichtigung der Rissbildung	40	30	20	10
Schnittgrößenermittlung mit Berücksichtigung der Rissbildung	25	15	10	0

(6) Bei Verwendung von Stählen mit Festigkeiten höher als S355 ist in der Regel eine Momentenumlagerung nur zulässig, wenn bei Verbundträgern alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen. Die Abminderung der extremalen negativen Biegemomente an Innenstützen darf bei einer Berechnung der Schnittgrößen ohne Berücksichtigung der Rissbildung in der Regel 30 % und bei einer Berechnung der Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Rissbildung 15 % nicht überschreiten. Andernfalls ist nachzuweisen, dass die Rotationskapazität größere Momentenumlagerungen zulässt.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(7) Die in Tabelle 5.1 angegebenen Grenzwerte für die Momentenumlagerung beziehen sich bei Querschnitten der Klassen 3 und 4 auf die auf den Verbundquerschnitt wirkenden Biegemomente. Für die auf den Stahlquerschnitt einwirkenden Momente ist in der Regel keine Umlagerung der Biegemomente zulässig.

**5.4.5 Berechnung nach der Fließgelenktheorie bei Tragwerken des Hochbaus**

(1) Der Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit darf mit Ausnahme des Grenzzustandes der Ermüdung nach der Fließgelenktheorie erfolgen, wenn keine Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung erforderlich ist und ferner die nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind:

- alle Bauteile und Verbindungen in Stahl- oder Verbundbauweise ausgeführt werden,
- für Baustahl die Werkstoffanforderungen nach EN 1993-1-1, 3.2.2 erfüllt sind,
- die Querschnitte von Stahlbauteilen die Anforderungen nach EN 1993-1-1, 5.6 erfüllen,
- die Verbindungen bei Erreichen der plastischen Momententragfähigkeit eine ausreichende Rotationskapazität aufweisen.

(2) Bei Durchlaufträgern und Rahmentragwerken des Hochbaus ist es nicht erforderlich, die Einflüsse aus wiederholter Plastizierung zu berücksichtigen.

(3)P Die Anwendung der Fließgelenktheorie ist zulässig, wenn in Fließgelenken:

- a) in Bezug auf die vertikale Querschnittsachse (z. B. Stegachse bei I-Querschnitten) symmetrische Bau-stahlquerschnitte vorhanden sind,
- b) der Stahlquerschnitt und stabilisierende Anschlussbauteile so ausgebildet sind, dass kein Biegedrillknicken auftreten kann,
- c) für jeden Lastfall an Stellen von Fließgelenken mit Rotationsanforderungen seitliche Abstützungen vorhanden sind,
- d) eine ausreichende Rotationskapazität auch unter Berücksichtigung von in Bauteilen und Verbindungen wirkenden Normalkräften vorhanden ist und
- e) bei allen Bauteilen, in denen Fließgelenke auftreten und bei denen die Rotationsanforderungen nicht genauer nachgewiesen werden, die wirksamen Querschnitte in Fließgelenken die Bedingungen der Querschnittsklasse 1 erfüllen.

(4) Für Verbundträger des Hochbaus darf angenommen werden, dass eine ausreichende Rotationskapazität vorhanden ist, wenn:

- a) Stähle mit Festigkeiten höher als für Baustahl S355 nicht verwendet werden,
- b) der Kammerbeton und die im Kammerbeton im Druckbereich angeordnete Bewehrung bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit vernachlässigt wird,
- c) im Bereich von Fließgelenken alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 und in allen anderen Bereichen die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen,
- d) für jede Träger-Stützenverbindung nachgewiesen wird, dass eine ausreichende Rotationskapazität vorhanden ist oder dass der Anschluss so ausgebildet wird, dass die Momententragfähigkeit des Anschlusses nicht kleiner als der 1,2fache Wert der vollplastischen Momententragfähigkeit des angeschlossenen Trägerquerschnitts ist,
- e) sich zwei benachbarte Stützweiten bezogen auf die kleinere Stützweite in ihrer Länge um nicht mehr als 50 % unterscheiden,
- f) die Stützweite des Endfeldes nicht größer als 115 % der Stützweite des Nachbarfeldes ist,

- g) in einem Feld, in dem mehr als die Hälfte der Bemessungslast auf einer Länge von 1/5 der Stützweite konzentriert ist, in Fließgelenken mit druckbeanspruchten Betongurten die plastische Druckzonenhöhe nicht größer als 15 % der Gesamthöhe des Verbundträgers ist; es sei denn, es wird nachgewiesen, dass sich das betrachtete Fließgelenk im Feldbereich als letztes ausbildet und somit keine Rotationsanforderungen bestehen,
- h) der Druckflansch des Stahlträgers im Bereich von Fließgelenken seitlich gehalten ist.
- (5) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, ist in der Regel davon auszugehen, dass Verbundstützen keine ausreichende Rotationskapazität besitzen.
- (6) Bei in Längsrichtung veränderlichen Baustahlquerschnitten ist EN 1993-1-1, 5.6(3) zu beachten.
- (7) Wenn nach (3) c) oder (4) h) seitliche Halterungen von Druckgurten erforderlich sind, sind diese in der Regel in Trägerlängsrichtung in einem Abstand anzuordnen, der die halbe Stahlträgerhöhe nicht überschreitet.

## 5.5 Klassifizierung von Querschnitten

### 5.5.1 Allgemeines

- (1)P Die in EN 1993-1-1, 5.5.2 angegebenen Regelungen zur Klassifizierung von Querschnitten gelten auch für Verbundträger.
- (2) Die maßgebende Querschnittsklasse eines Verbundquerschnitts ergibt sich in der Regel aus der ungünstigsten Klasse der druckbeanspruchten Einzelquerschnittsteile. Die Querschnittsklasse des Verbundquerschnitts ist dabei vom Vorzeichen des Biegemomentes abhängig.
- (3) Druckflansche von Stahlquerschnitten, die mit Betonquerschnittsteilen verbunden werden, dürfen in eine günstigere Klasse eingestuft werden, wenn der günstige Einfluss nachgewiesen wird.
- (4) Für die Klassifizierung der Querschnitte ist mit Ausnahme von Querschnitten der Klassen 3 und 4 von einer vollplastischen Spannungsverteilung auszugehen. Für Querschnitte der Klassen 3 und 4 ist in der Regel eine elastische Spannungsverteilung unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte und der Einflüsse aus Kriechen und Schwinden zugrunde zu legen. Die Klassifizierung erfolgt unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Werkstofffestigkeiten, wobei die Zugfestigkeit des Betons nicht in Rechnung gestellt werden darf. Bei der Ermittlung der Spannungsverteilung ist in der Regel der Steg des Stahlquerschnitts voll wirksam anzunehmen und die mittragende Breite der Gurte zu berücksichtigen.
- (5) Bei Querschnitten der Klassen 1 und 2 sind in der Regel für innerhalb der mittragenden Breite angeordneten zugbeanspruchten Betonstahl die Duktilitätsanforderungen der Klasse B oder C nach EN 1992-1-1, Tabelle C.1 einzuhalten. Wenn die Momententragfähigkeit nach 6.2.1.2, 6.2.1.3 oder 6.2.1.4 ermittelt wird, ist in der Regel zusätzlich innerhalb der mittragenden Breite eine Mindestbewehrung  $A_s$  erforderlich, die sich aus der nachfolgenden Bedingung ergibt:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

Dabei ist

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (5.8)$$

$A_c$  die Querschnittsfläche des Betongurtes innerhalb der mittragenden Breite;

$f_y$  der Nennwert der Streckgrenze des Baustahls in N/mm<sup>2</sup>;

$f_{sk}$  der charakteristische Wert der Streckgrenze des Betonstahls;

$f_{ctm}$  die mittlere Betonzugfestigkeit des Betons nach EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 oder Tabelle 11.3.1;

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

$k_c$  der Beiwert nach 7.4.2;

$\delta$  ein Beiwert, der für Querschnitte der Klasse 2 mit 1,0 und für Querschnitte der Klasse 1 mit Rotationsanforderungen in Fließgelenken mit 1,1 anzunehmen ist.

(6) Geschweißte Betonstahlmatten dürfen in der Regel bei der Bestimmung des wirksamen Querschnitts nur berücksichtigt werden, wenn eine ausreichende Duktilität zur Verhinderung eines vorzeitigen Versagens nachgewiesen wird.

(7) Bei der Tragwerksberechnung für Bauzustände ist in der Regel die für den jeweiligen Bauzustand maßgebende Querschnittsklasse des Stahlquerschnitts zu beachten.

### 5.5.2 Klassifizierung von Verbundquerschnitten ohne Kammerbeton

(1) Druckbeanspruchte Gurte von Verbundträgern, bei denen das örtliche Beulen durch die Verdübelung verhindert wird, dürfen in die Klasse 1 eingestuft werden, wenn die Regelungen für die Dübelabstände nach 6.6.5.5 eingehalten sind.

(2) Für die Klassifizierung von druckbeanspruchten freien Gurten und Stegen von nicht kammerbetonierten Verbundquerschnitten gelten die Regelungen nach EN 1993-1-1, Tabelle 5.2. Querschnittsteile, die nicht die Bedingungen für die Querschnittsklasse 3 erfüllen, sind in der Regel in die Querschnittsklasse 4 einzustufen.

(3) Querschnitte mit Stegen der Klasse 3 und Gurten der Klasse 1 oder 2 dürfen wie wirksame Querschnitte der Klasse 2 behandelt werden, wenn der wirksame Stegquerschnitt nach EN 1993-1-1, 6.2.2.4 ermittelt wird.

### 5.5.3 Klassifizierung für kammerbetonierte Verbundquerschnitte bei Tragwerken des Hochbaus

(1) Einseitig gestützte Gurte von Verbundträgern mit Kammerbeton nach (2) dürfen nach Tabelle 5.2 klassifiziert werden.

**Tabelle 5.2 — Klassifizierung von druckbeanspruchten Gurten von Verbundträgern mit Kammerbeton**

		<p>Spannungsverteilung (Druckspannungen positiv)</p>
$0,8 \leq \frac{b_c}{b} \leq 1,0$		
Querschnittsklasse	Querschnittstyp	Grenzwerte für $c/t$
1	gewalzt (1) oder geschweißt (2)	$c/t \leq 9 \epsilon$
2		$c/t \leq 14 \epsilon$
3		$c/t \leq 20 \epsilon$

(2) Kammerbeton ist in der Regel so zu bewehren und mit dem Steg des Stahlquerschnitts planmäßig so zu verdübeln, dass ein örtliches Beulen des Steges und der Gurte verhindert wird. Diese Anforderung gilt als erfüllt, wenn:

- der Kammerbeton in Längsrichtung mit Betonstabstahl und/oder Matten bewehrt und eine zusätzliche Bügelbewehrung angeordnet wird,
  - die Anforderungen an das Verhältnis  $b_c/b$  nach Tabelle 5.2 erfüllt sind,
  - der Kammerbeton nach Bild 6.10 mit Hilfe von an den Steg angeschweißten Bügeln oder mit Hilfe von durch Stegöffnungen gesteckten Bügeln und/oder durch an den Steg geschweißte Kopfbolzendübel verankert wird. Der Durchmesser der Steckbügel darf 6 mm nicht unterschreiten. Es sind in der Regel Dübel mit einem Schaftdurchmesser größer als 10 mm zu verwenden;
  - in Trägerlängsrichtung der Dübelabstand je Stegseite bzw. der Abstand der Steckbügel 400 mm nicht überschreitet. Der Abstand zwischen der Gurtinnenseite und den im Kammerbeton angeordneten Verankerungselementen darf nicht größer als 200 mm sein. Für Träger mit Stahlquerschnitten, bei denen die maximale Querschnittshöhe nicht kleiner als 400 mm ist und bei denen die Dübel bzw. Steckbügel mehrreihig angeordnet werden, ist eine versetzte Anordnung zulässig.
- (3) Bei Trägern mit Kammerbeton nach (2) darf ein Steg der Klasse 3 wie ein entsprechender Steg der Klasse 2 behandelt werden.

## 6 Grenzzustände der Tragfähigkeit

### 6.1 Träger

#### 6.1.1 Träger für Tragwerke des Hochbaus

(1)P Verbundträger sind in 1.5.2 definiert. Typische Querschnitte sind in Bild 6.1 dargestellt. Die Betongurte können aus Vollbetonplatten oder aus Profilblechdecken bestehen. Bei kammerbetonierten Querschnitten ist der Steg des Stahlprofils einbetoniert und der bewehrte Kammerbeton wird mit Hilfe von Verbundmitteln an das Stahlprofil angeschlossen.

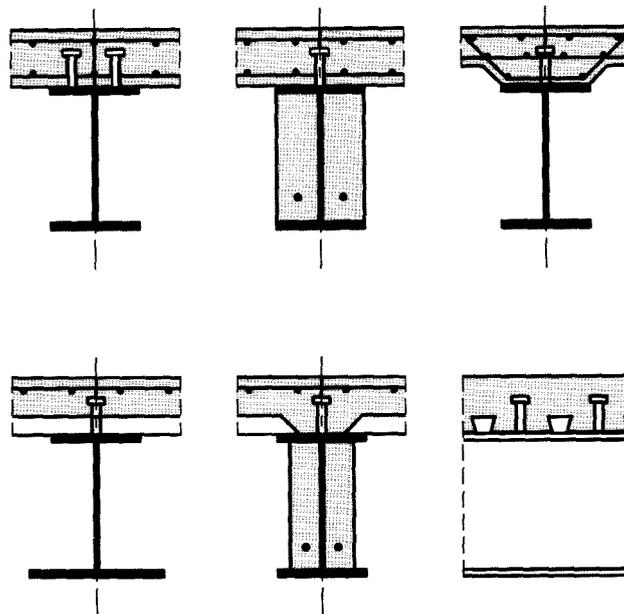


Bild 6.1 — Typische Querschnitte von Verbundträgern

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(2) Die Querschnittstragfähigkeit von Verbundquerschnitten ist für Biegung und Querkraft für Querschnitte ohne Kammerbeton nach 6.2 und für Querschnitte mit Kammerbeton nach 6.3 zu ermitteln.

(3)P Für Verbundträger sind folgende Nachweise zu führen:

- Nachweis ausreichender Querschnittstragfähigkeit in kritischen Schnitten nach 6.2 and 6.3,
- Nachweis gegen Biegedrillknicken nach 6.4,
- Nachweis gegen Schubbeulen nach 6.2.2.3 und Nachweis ausreichender Tragfähigkeit von auf Querdruck beanspruchten Stegen nach 6.5,
- Nachweis ausreichender Längsschubkrafttragfähigkeit nach 6.6.

(4)P Kritische Querschnitte sind:

- Stellen extremaler Biegemomente;
- Auflagerpunkte;
- Angriffspunkte von konzentrierten Einzellasten;
- Stellen mit Querschnittssprüngen, die nicht durch Rissbildung des Betongurtes verursacht werden.

(5) Ein Querschnittsprung ist in der Regel als kritischer Schnitt zu untersuchen, wenn das Verhältnis von größerer zu kleinerer Momententragfähigkeit größer als 1,2 ist.

(6) Beim Nachweis ausreichender Längsschubkrafttragfähigkeit ergibt sich die maßgebende kritische Länge aus dem Abstand benachbarter kritischer Querschnitte. In dieser Hinsicht zählen ferner zu kritischen Schnitten:

- freie Enden von Kragarmen;
- benachbarte Nachweispunkte bei Trägern mit veränderlicher Bauhöhe. Diese sind so zu wählen, dass an allen betrachteten benachbarten Nachweispunkten, an denen die Momente ein gleiches Vorzeichen aufweisen, das Verhältnis von größerer zu kleinerer plastischer Momententragfähigkeit 1,5 nicht überschreitet.

(7)P Die Bemessungsverfahren für vollständige und teilweise Verdübelung sind nur bei Trägern anzuwenden, bei denen die Momententragfähigkeit in kritischen Schnitten vollplastisch ermittelt werden darf. Ein Trägerabschnitt bzw. Kragarm gilt als vollständig verdübelt, wenn eine Vergrößerung der Anzahl der Verbundmittel zu keiner Erhöhung des Bemessungswertes der Momententragfähigkeit führt. Andernfalls ist der Träger teilweise verdübelt.

ANMERKUNG Anwendungsgrenzen für eine teilweise Verdübelung von Trägern sind in 6.6.1.2 angegeben.

### 6.1.2 Mittragende Gurtbreite beim Nachweis der Querschnittstragfähigkeit

(1) Die mittragende Breite von Betongurten und der Verlauf der mittragenden Breite in Trägerlängsrichtung sind für den Nachweis der Querschnittstragfähigkeit in der Regel nach 5.4.1.2 zu ermitteln.

(2) Für Träger des Hochbaus darf näherungsweise für den gesamten Trägerbereich mit positiver Momentenbeanspruchung eine konstante mittragende Breite mit dem Wert  $b_{\text{eff},1}$  angenommen werden. Die gleiche Näherung darf für den negativen Momentenbereich beidseits von Innenstützen verwendet werden. In diesen Bereichen darf für die jeweils betrachtete Stütze ein in Längsrichtung konstanter Wert  $b_{\text{eff},2}$  angenommen werden.

## 6.2 Querschnittstragfähigkeit von Verbundträgern

### 6.2.1 Momententragfähigkeit

#### 6.2.1.1 Allgemeines

(1)P Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit darf nur dann vollplastisch ermittelt werden, wenn der wirksame Querschnitt die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllt und keine Spanngliedvorspannung vorhanden ist.

(2) Eine elastische und nicht lineare Ermittlung der Momententragfähigkeit ist für alle Querschnittsklassen zulässig.

(3) Bei elastischer und nicht linearer Ermittlung der Momententragfähigkeit darf Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts angenommen werden, wenn die Verdübelung und die Querbewehrung unter Berücksichtigung der Verteilung der Längsschubkräfte nach 6.6 bemessen werden.

(4)P Die Zugfestigkeit des Betons darf nicht berücksichtigt werden.

(5) Bei im Grundriss gekrümmten Stahlquerschnitten von Verbundbauteilen sind die Einflüsse aus der Krümmung in der Regel beim Nachweis zu berücksichtigen.

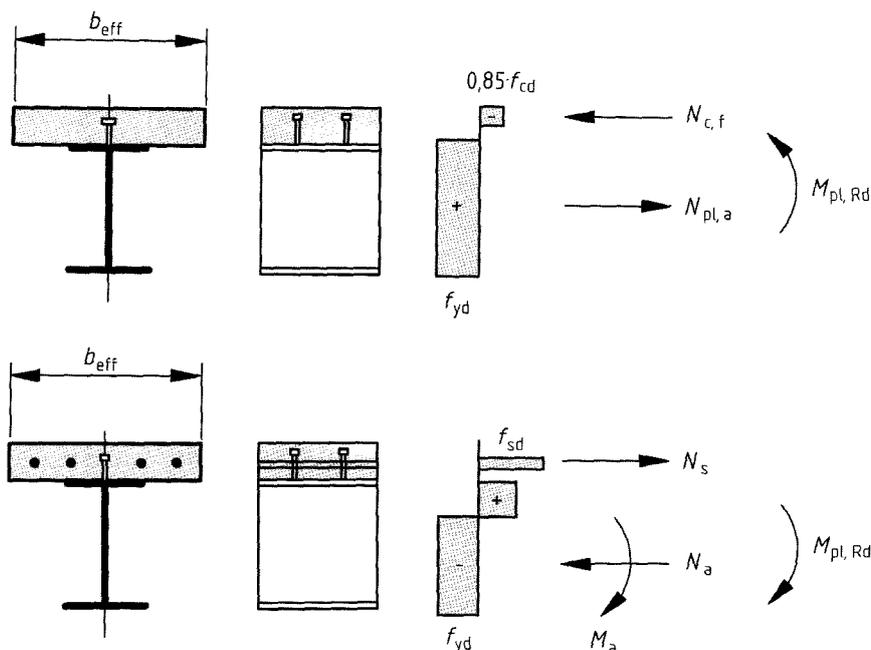
#### 6.2.1.2 Vollplastische Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ von Verbundquerschnitten

(1) Das vollplastische Moment  $M_{pl,Rd}$  ist in der Regel mit den folgenden Annahmen zu ermitteln:

- a) vollständiges Zusammenwirken von Baustahl, Bewehrung und Beton,
- b) im gesamten wirksamen Baustahlquerschnitt wirken Zug- und/oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{yd}$ ,
- c) im Betonstahl wirken im Bereich der mittragenden Gurtbreite Zug- und/oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert  $f_{sd}$ . Betonstahl in der Druckzone des Querschnitts darf vernachlässigt werden,
- d) in der Druckzone des mittragenden Betonquerschnitts wirkt im Bereich zwischen der plastischen Nulllinie und der Randfaser der Druckzone eine konstante Spannung  $0,85 f_{cd}$ , wobei  $f_{cd}$  der Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons ist.

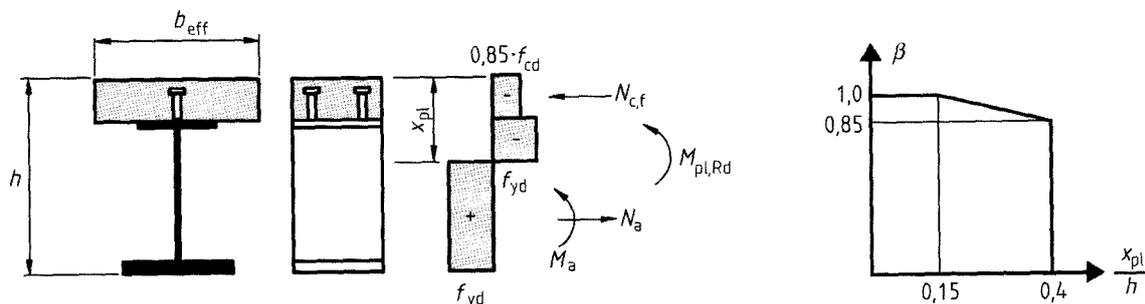
**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

Typische Spannungsverteilungen zeigt Bild 6.2.



**Bild 6.2 — Beispiele für vollplastische Spannungsverteilungen bei positiver und negativer Momentenbeanspruchung und bei vollständiger Verdübelung**

(3) Wenn bei Verbundquerschnitten mit Baustählen S420 und S460 der Abstand  $x_{pl}$  zwischen der plastischen Nulllinie und der auf Druck beanspruchten Randfaser größer als 15 % der Gesamtquerschnittshöhe  $h$  ist, ergibt sich der Bemessungswert der Momententragfähigkeit zu  $M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd}$ , wobei der Abminderungsfaktor  $\beta$  in Bild 6.3 angegeben ist. Für Werte  $x_{pl}/h > 0,4$  ist der Bemessungswert der Momententragfähigkeit in der Regel nach 6.2.1.4 oder 6.2.1.5 zu ermitteln.



**Bild 6.3 — Abminderungsfaktor  $\beta$  für  $M_{pl,Rd}$**

(3) Bei Anwendung plastischer Berechnungsverfahren ist auf Zug beanspruchte Bewehrung in Übereinstimmung mit 5.5.1(5) auszuführen.

(4)P Auf Druck beanspruchte Profilbleche sind bei Tragwerken des Hochbaus bei der Berechnung der Momententragfähigkeit zu vernachlässigen.

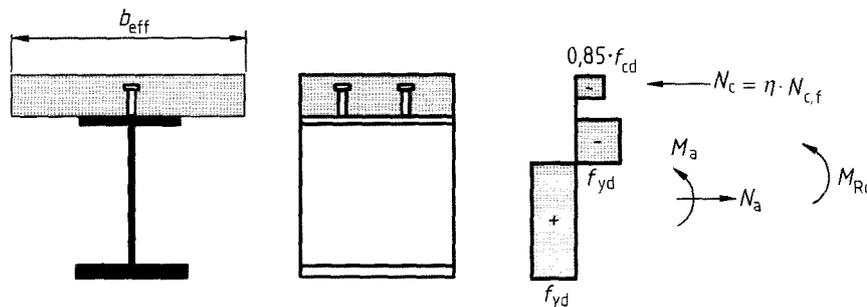
(5) Bei innerhalb des wirksamen Querschnitts auf Zug beanspruchten Profilblechen darf bei Tragwerken des Hochbaus angenommen werden, dass diese Bleche mit dem Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{yp,d}$  beansprucht werden können.

**6.2.1.3 Plastische Momenten Tragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung bei Tragwerken des Hochbaus**

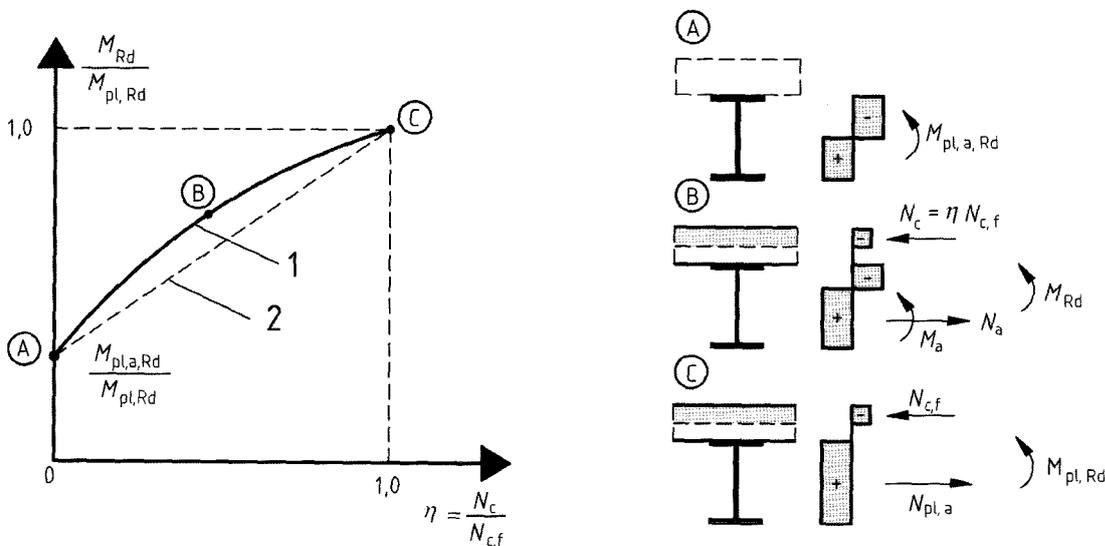
(1) Im Hochbau darf bei Verbundträgern in den positiven Momentenbereichen eine teilweise Verdübelung nach 6.6.1 und 6.6.2.2 ausgeführt werden.

(2) Wenn keine genaueren Nachweise geführt werden, ist die Momenten Tragfähigkeit bei negativer Momentenbeanspruchung in der Regel nach 6.2.1.2 zu ermitteln und die Verdübelung ist so auszubilden, dass die auf Zug beanspruchte Bewehrung bis zur Streckgrenze beansprucht werden kann.

(3) Wenn duktile Verbundmittel verwendet werden, darf die Momenten Tragfähigkeit  $M_{Rd}$  analog zu 6.2.1.2 in kritischen Schnitten vollplastisch ermittelt werden, wobei jedoch für die Normalkraft des Betongurtes anstelle des Wertes  $N_{c,f}$  nach 6.2.1.2(1)(d) ein reduzierter Wert  $N_c$  anzunehmen ist. Der Verhältniswert  $\eta = N_c/N_{c,f}$  wird als Verdübelungsgrad bezeichnet. Die Lage der plastischen Nulllinie im Betongurt nach Bild 6.4 resultiert aus der Gurtkraft  $N_c$ . Die Lage der zweiten plastischen Nulllinie im Baustahlquerschnitt ist für die Klassifizierung des Steges maßgebend.



**Bild 6.4 — Vollplastische Spannungsverteilung bei teilweiser Verdübelung und positiver Momentenbeanspruchung**



**Legende**

- 1 Teilverbundtheorie
- 2 vereinfachte Berechnung

**Bild 6.5 — Zusammenhang zwischen  $M_{Rd}$  und  $N_c$  (für duktile Verbundmittel)**

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(4) Der Zusammenhang zwischen  $M_{Rd}$  und  $N_c$  nach (3) wird durch die in Bild 6.5 dargestellte Kurve ABC beschrieben, wobei  $M_{pl,a,Rd}$  der Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts und  $M_{pl,Rd}$  der Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts bei vollständiger Verdübelung ist.

(5) Bei Anwendung des Nachweisverfahrens nach (3) darf  $M_{Rd}$  auch mit der in Bild 6.5 angegebenen Näherung (Linie AC) ermittelt werden:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (6.1)$$

#### 6.2.1.4 Elastisch-plastische (dehnungsbeschränkte) Momententragfähigkeit

(1)P Die elastisch-plastische Momententragfähigkeit von Verbundquerschnitten muss unter Berücksichtigung der Spannungs-Dehnungslinien der Werkstoffe ermittelt werden.

(2) In der Regel darf Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts angenommen werden und es darf vorausgesetzt werden, dass die Dehnungen der im Verbund liegenden Bewehrung sowohl für Zug als auch für Druck die gleiche Größe wie die des umgebenden Betons haben.

(3) Betondruckspannungen sind in der Regel mit den in EN 1992-1-1, 3.1.7 angegebenen Spannungs-Dehnungslinien zu ermitteln.

(4) Betonstahlspannungen sind in der Regel mit der in EN 1992-1-1, 3.2.7 angegebenen bi-linearen Spannungsdehnungslinie zu ermitteln.

(5) Die Spannungen im Baustahlquerschnitt sind bei Zug- und Druckbeanspruchung in der Regel mit der in EN 1993-1-1, 5.4.3(4) angegebenen bi-linearen Spannungsdehnungslinie zu bestimmen, wobei Einflüsse aus der Belastungsgeschichte (z. B. Herstellung mit oder ohne Eigengewichtsverbund) zu berücksichtigen sind.

(6) Für Verbundquerschnitte der Klassen 1 und 2, bei denen der Betongurt in der Druckzone liegt, darf die nicht lineare Momententragfähigkeit  $M_{Rd}$  vereinfacht in Abhängigkeit von der Normalkraft des Betongurtes  $N_c$  mit den nachfolgenden Gleichungen (6.2) und (6.3) berechnet werden. Siehe hierzu auch Bild 6.6.

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{für } N_c \leq N_{c,el} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{für } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (6.3)$$

Dabei ist

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (6.4)$$

mit

$M_{a,Ed}$  Anteil des auf den Baustahlquerschnitt einwirkenden Bemessungsmomentes vor Herstellung des Verbundes,

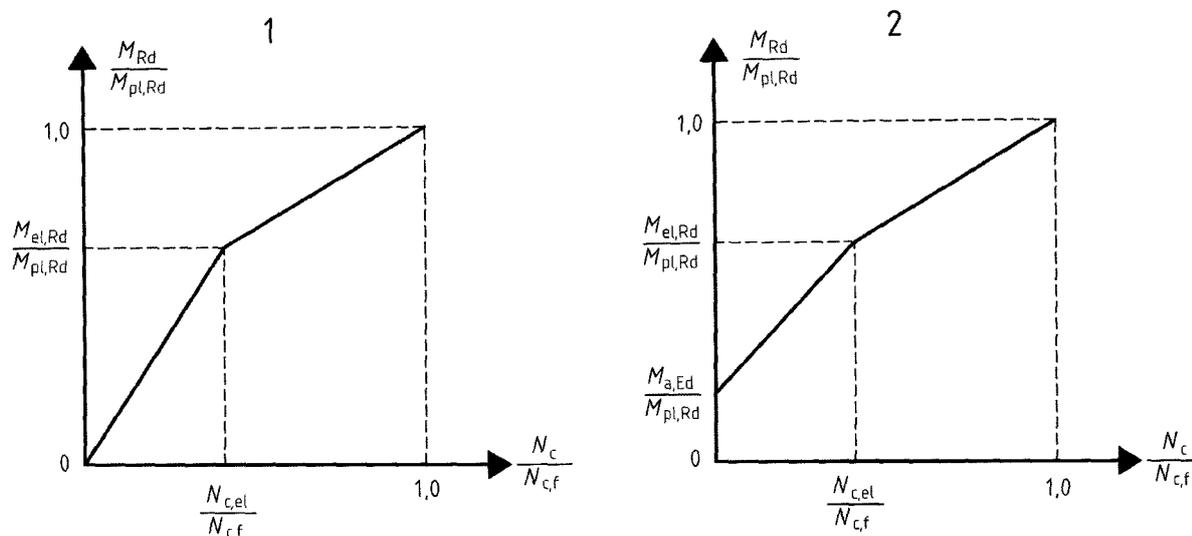
$M_{c,Ed}$  Anteil des auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Bemessungsmomentes,

$k$  kleinster Faktor, der sich aus den für die jeweiligen Randfasern des Querschnitts maßgebenden Grenzspannungen nach 6.2.1.5(2) ergibt, wobei bei Trägern ohne Eigengewichtsverbund der Einfluss aus der Belastungsgeschichte zu berücksichtigen ist,

$N_{c,el}$  Normalkraft des Betongurtes bei Erreichen des Bemessungswertes der elastischen Momententragfähigkeit  $M_{el,Rd}$ .

Bei Querschnitten, bei denen die Regelungen nach 6.2.1.2 (2) anzuwenden sind, ist in Gleichung (6.3) und in Bild 6.6 anstelle von  $M_{pl,Rd}$  die reduzierte Momententragfähigkeit  $\beta M_{pl,Rd}$  zu berücksichtigen.

(7) Für Tragwerke des Hochbaus dürfen bei der Ermittlung von  $M_{el,Rd}$  die Näherungen nach 5.4.2.2(11) zugrunde gelegt werden.



#### Legende

- 1 Träger mit Eigengewichtsverbund
- 2 Träger ohne Eigengewichtsverbund

**Bild 6.6 — Näherung für den Zusammenhang zwischen  $M_{Rd}$  und  $N_c$  für Verbundquerschnitte mit druckbeanspruchten Betongurten**

#### 6.2.1.5 Elastische Momententragfähigkeit

(1) Die Spannungen sind in der Regel nach Elastizitätstheorie unter Berücksichtigung der mittragenden Gurtbreite des Betongurtes nach 6.1.2 zu ermitteln. Für Querschnitte der Klasse 4 ist der wirksame Querschnitt des Baustahlquerschnittes nach EN 1993-1-5, 4.3 zugrunde zu legen.

(2) Bei der Ermittlung der elastischen Momententragfähigkeit sind für den wirksamen Querschnitt die nachfolgenden Grenzspannungen einzuhalten:

- $f_{cd}$  für Beton unter Druckbeanspruchung;
- $f_{yd}$  für Baustahl unter Zug- und Druckbeanspruchung;
- $f_{sd}$  für Betonstahl unter Zug- und Druckbeanspruchung. Vereinfachend darf Betonstahl in der Druckzone vernachlässigt werden.

(3)P Spannungen infolge von Einwirkungen auf den Baustahlquerschnitt und zusätzlichen Einwirkungen auf den Verbundquerschnitt sind zu überlagern.

(4) Wenn keine genaueren Berechnungsverfahren verwendet werden, sind die Einflüsse aus dem Kriechen des Betons in der Regel mit Hilfe von Reduktionszahlen für die Betonfläche nach 5.4.2.2 zu berücksichtigen.

(5) Bei Querschnitten mit zugbeanspruchten Betongurten, die bei der Berechnung als gerissen angenommen werden, dürfen die aus den primären Einwirkungen resultierenden Spannungen vernachlässigt werden.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

## 6.2.2 Querkrafttragfähigkeit

### 6.2.2.1 Anwendungsbereich

(1) 6.2.2 gilt für Verbundträger mit gewalzten und geschweißten Baustahlquerschnitten und vollwandigen Stegen mit und ohne Steifen.

### 6.2.2.2 Vollplastische Querkrafttragfähigkeit

(1) Wenn die Mitwirkung des Betonquerschnittes bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit nicht gesondert nachgewiesen wird, ist für die Querkrafttragfähigkeit  $V_{pl,Rd}$  in der Regel die Querkrafttragfähigkeit  $V_{pl,a,Rd}$  des Baustahlquerschnitts zugrunde zu legen.

(2) Der Bemessungswert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit  $V_{pl,a,Rd}$  des Baustahlquerschnitts ist in der Regel nach EN 1993-1-1, 6.2.6 zu ermitteln.

### 6.2.2.3 Querkrafttragfähigkeit bei Schubbeulen

(1) Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{b,Rd}$  unter Berücksichtigung des Schubbeulens ist für Querschnitte ohne Kammerbeton in der Regel nach EN 1993-1-5, Abschnitt 5 zu ermitteln.

(2) Der Beitrag des Betongurtes an der Querkrafttragfähigkeit darf bei dem in EN 1993-1-5, Abschnitt 5 angegebenen Verfahren nicht berücksichtigt werden, es sei denn, es wird ein genauere Nachweis geführt, bei dem zusätzlich die in den Verbundmitteln entstehenden vertikalen Kräfte nachgewiesen werden.

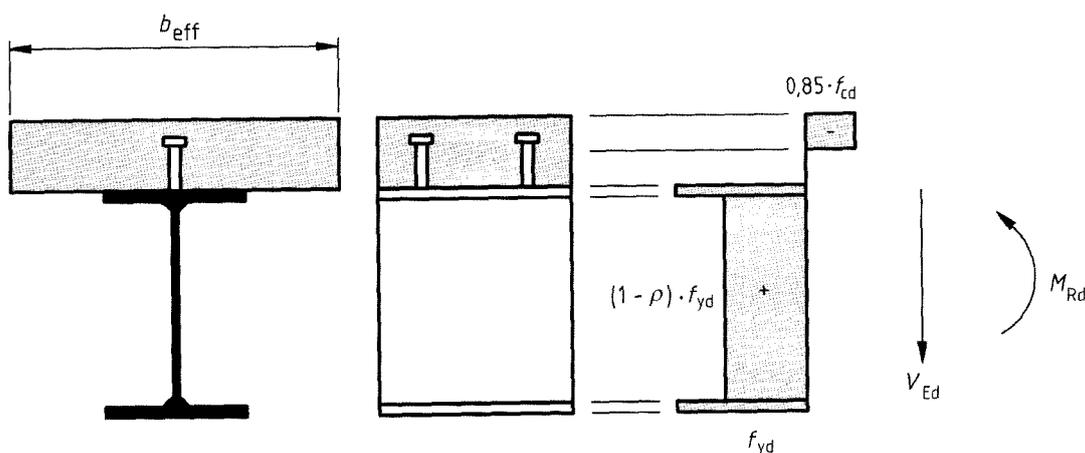
### 6.2.2.4 Interaktion Biegung und Querkraft

(1) Überschreitet der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft  $V_{Ed}$  den 0,5fachen Wert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd}$ , so ist in der Regel der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit zu berücksichtigen. Die maßgebende Querkrafttragfähigkeit ergibt sich jeweils aus dem kleineren Wert von  $V_{pl,Rd}$  nach 6.2.2.2 oder  $V_{b,Rd}$  nach 6.2.2.3.

(2) Für Querschnitte der Klassen 1 und 2 darf der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit durch Ansatz einer reduzierten Streckgrenze  $(1 - \rho) f_{yd}$  in den querkraftübertragenden Querschnittsteilen berücksichtigt werden. Siehe hierzu auch Bild 6.7. Dabei ist

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2 \quad (6.5)$$

und  $V_{Rd}$  die maßgebende Querkrafttragfähigkeit, die nach 6.2.2.2 oder 6.2.2.3 zu ermitteln ist.



**Bild 6.7 — Vollplastische Spannungsverteilung bei gleichzeitiger Querkraftbeanspruchung**

(3) **AC** Für Querschnitte der Klassen 3 und 4 gelten die Regelungen nach EN 1993-1-5, 7.1, wobei für  $M_{Ed}$  die Summe der Bemessungswerte der auf den Baustahl- und den Verbundquerschnitt einwirkenden Momente zu berücksichtigen ist. Für  $M_{pl,Rd}$  und  $M_{f,Rd}$  sind die Querschnittswiderstände des Verbundquerschnitts zu berücksichtigen. **AC**

### 6.3 Querschnittstragfähigkeit von kammerbetonierten Trägern in Tragwerken des Hochbaus

#### 6.3.1 Anwendungsbereich

- (1) Kammerbetonierte Querschnitte sind in 6.1.1(1) definiert. Sie können in Kombination mit Gurten, die aus Vollbetonplatten oder Verbunddecken bestehen, ausgebildet werden, wenn die Verdübelung in Übereinstimmung mit 6.6 ausgeführt wird. Typische Querschnitte zeigt Bild 6.8.
- (2) 6.3 gilt für kammerbetonierte Querschnitte der Klassen 1 und 2, bei denen  $d/t_w$  nicht größer als  $124 \epsilon$  ist

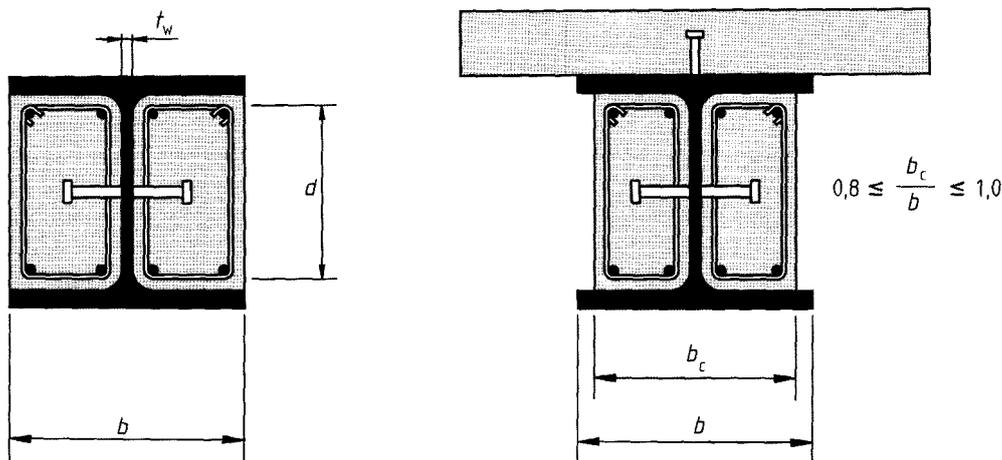


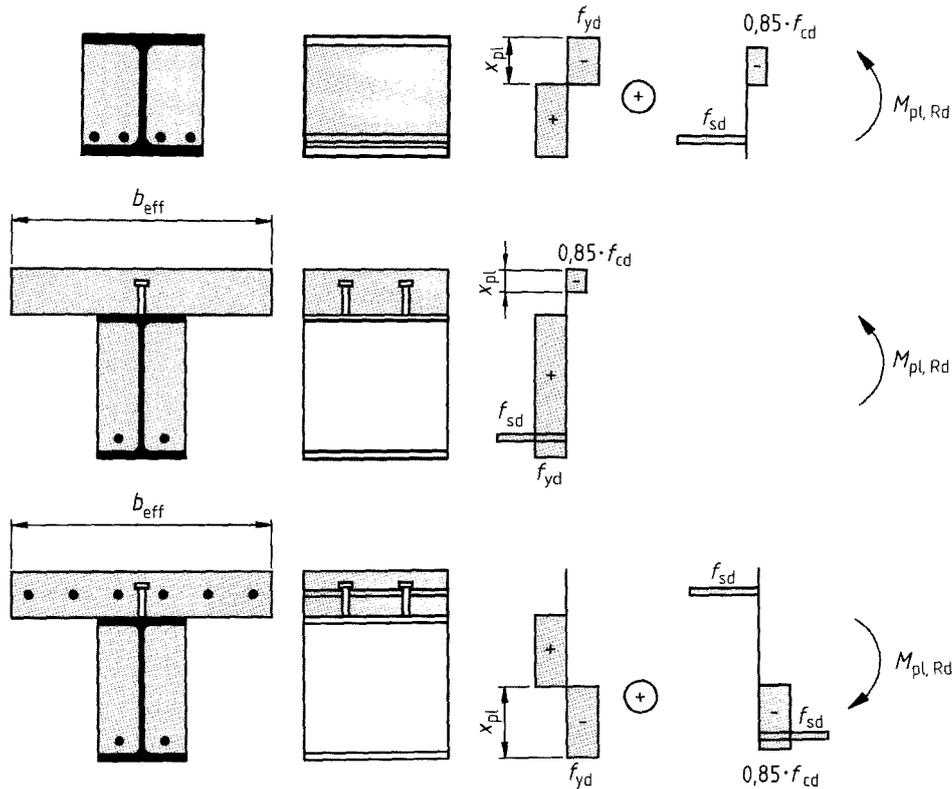
Bild 6.8 — Typische Querschnittsausgestaltung bei kammerbetonierten Trägern

(3) Wenn in 6.3 keine abweichenden Regelungen angegeben werden, gelten die in den anderen Abschnitten der EN 1994-1-1 enthaltenen Regelungen.

#### 6.3.2 Momententragfähigkeit

- (1) Der Kammerbeton ist in der Regel nach 6.6 mit dem Baustahlquerschnitt vollständig zu verdübeln.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

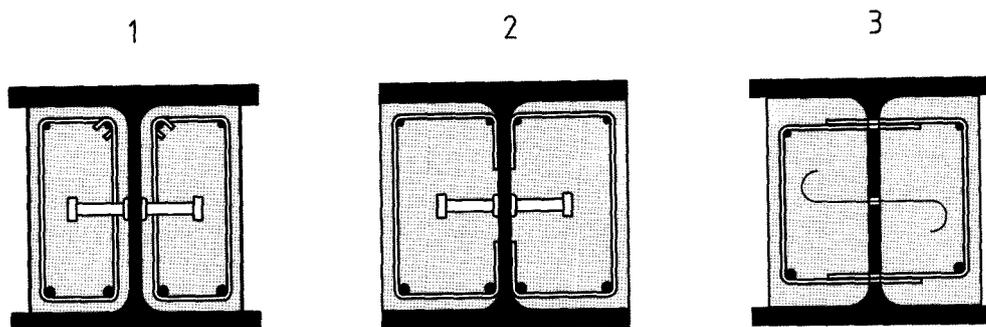


**Bild 6.9 — Beispiele für plastische Spannungsverteilungen und wirksame Querschnitte**

- (2) Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit darf vollplastisch ermittelt werden. Betonstahl in der Druckzone des Kammerbetons darf vernachlässigt werden. Typische Beispiele für vollplastische Spannungsverteilungen sind in Bild 6.9 dargestellt.
- (3) Wenn auf Druck beanspruchte Betongurte Bestandteil des wirksamen Querschnitts sind, ist in der Regel eine teilweise Verdübelung zulässig.
- (4) Bei teilweiser Verdübelung und bei Verwendung von duktilen Verbundmitteln darf die plastische Momententragfähigkeit nach 6.3.2(2) und 6.2.1.2(1) ermittelt werden, wobei für die Normalkraft des Betongurtes  $N_c$  ein abgeminderter Wert nach 6.2.1.3(3), (4) und (5) zu berücksichtigen ist.

### 6.3.3 Querkrafttragfähigkeit

- (1) Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnitts  $V_{pl,a,Rd}$  ist in der Regel nach 6.2.2.2(2) vollplastisch zu ermitteln.
- (2) Der Beitrag des Kammerbetons an der Querkrafttragfähigkeit darf berücksichtigt werden, wenn eine Bügelbewehrung nach Bild 6.10 angeordnet wird und eine geeignete Verdübelung zwischen Kammerbeton und Baustahlquerschnitt vorgesehen wird. Wenn die Bügelbewehrung aus offenen Bügeln besteht, müssen die Bügel in der Regel voll kraftschlüssig an den Steg angeschweißt werden. Andernfalls darf der Beitrag der Bügel zur Querkrafttragfähigkeit nicht in Rechnung gestellt werden.
- (3) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, darf die Aufteilung der einwirkenden Querkraft  $V_{Ed}$  in die Anteile, die vom Stahlprofil ( $V_{a,Ed}$ ) und vom Kammerbetonquerschnitt ( $V_{c,Ed}$ ) aufgenommen werden, im Verhältnis der Beiträge des Baustahlquerschnitts und des bewehrten Kammerbetonquerschnitts zur Momententragfähigkeit  $M_{pl,Rd}$  erfolgen.
- (4) Die Querkrafttragfähigkeit des Kammerbetonquerschnitts ist in der Regel unter Berücksichtigung der Rissbildung nach EN 1992-1-1, 6.2 und den weiteren Regelungen dieser Norm nachzuweisen.

**Legende**

- 1 geschlossene Bügel
- 2 Bügel am Steg angeschweißt
- 3 durch Öffnungen im Steg gesteckte Bügel

**Bild 6.10 — Anordnung von Bügeln****6.3.4 Biegung und Querkraft**

(1) Wenn der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft  $V_{a,Ed}$  den 0,5fachen Wert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Stahlquerschnitts  $V_{pl,a,Rd}$  überschreitet, ist der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit in der Regel zu berücksichtigen.

(2) Der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit darf in Übereinstimmung mit 6.2.2.4(2) berücksichtigt werden, wobei jedoch anstelle von  $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$  der Wert  $V_{a,Ed}/V_{pl,a,Rd}$  bei der Ermittlung des reduzierten Bemessungswertes der Streckgrenze für die querkraftübertragenden Querschnittsteile des Baustahlquerschnittes und bei der Ermittlung der reduzierten Momententragfähigkeit  $M_{Rd}$  nach 6.3.2 zu berücksichtigen ist.

**6.4 Biegedrillknicken bei Verbundträgern****6.4.1 Allgemeines**

(1) Bei Gurten von Stahlträgern, die unmittelbar mit Betongurten, die als Vollbetonplatten oder Profilblechdecken ausgebildet sind, verdübelt sind und bei denen die Verdübelung nach 6.6 ausgeführt wird, darf davon ausgegangen werden, dass keine Biegedrillknickgefahr besteht, wenn für den Betongurt selbst keine Gefahr bezüglich eines seitlichen Ausweichens besteht.

(2) Für alle anderen druckbeanspruchten Gurte ist in der Regel ein Biegedrillknicknachweis erforderlich.

(3) Die Nachweisverfahren nach EN 1993-1-1, 6.3.2.1 bis 6.3.2.3 und das allgemeine Nachweisverfahren nach EN 1993-1-1, 6.3.4 dürfen verwendet werden, wobei für den Nachweis die Teilschnittgrößen des Baustahlquerschnittes zugrunde zu legen sind. Diese sind unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte in Übereinstimmung mit 5.4.2.4 zu ermitteln. Beim Nachweis darf angenommen werden, dass der Obergurt des Stahlträgers durch die Betonplatte seitlich unverschieblich und drehelastisch gehalten ist.

(4) Für Verbundträger des Hochbaus mit konstanten Baustahlquerschnitten in Längsrichtung und Querschnitten der Klassen 1, 2 und 3 darf der Nachweis mit dem in 6.4.2 angegebenen Verfahren geführt werden.

**6.4.2 Biegedrillknicknachweis für Durchlaufträger des Hochbaus mit Querschnitten der Klassen 1, 2 und 3**

(1) Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit bei Biegedrillknicken ergibt sich für Durchlaufträger und durchlaufende Rahmenriegel, die über die gesamte Trägerlänge als Verbundträger ausgeführt werden, die keine seitlichen Zwischenabstützungen und über die Trägerlänge konstante Baustahlquerschnitte besitzen sowie in die Querschnittsklassen 1,2 oder 3 eingestuft werden können, zu:

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (6.6)$$

Dabei ist

- $\chi_{LT}$  der Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken, der vom Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_{LT}$  abhängig ist,  
 $M_{Rd}$  der Bemessungswert der Momententragfähigkeit für negative Momentenbeanspruchung für den maßgebenden Auflagerpunkt (bzw. den maßgebenden Stützen-Träger-Anschluss).

Der Abminderungsfaktor  $\chi_{LT}$  ergibt sich nach EN 1993-1-1, 6.3.2.2 oder 6.3.2.3.

(2) Für Querschnitte der Klassen 1 und 2 ist in der Regel  $M_{Rd}$  entweder nach 6.2.1.2 vollplastisch oder nach 6.2.1.4 elastisch-plastisch zu ermitteln. Für Träger mit Kammerbeton gelten die Regelungen nach 6.3.2. Bei der Berechnung von  $M_{Rd}$  ist in der Regel für  $f_{yd}$  der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{M1}$  nach EN 1993-1-1, 6.1(1) zu berücksichtigen.

(3) Für Querschnitte der Klasse 3 ist  $M_{Rd}$  in der Regel nach Gleichung (6.4) zu bestimmen, wobei sich die Momententragfähigkeit  $M_{Rd}$  jeweils aus dem kleineren Moment ergibt, bei dem entweder in der Bewehrung die Zugspannung  $f_{sd}$  oder in der Randfaser des Baustahlquerschnittes die Druckspannung  $f_{yd}$  erreicht wird. Bei der Berechnung von  $M_{Rd}$  ist in der Regel für  $f_{yd}$  der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{M1}$  nach EN 1993-1-1, 6.1(1) zu berücksichtigen.

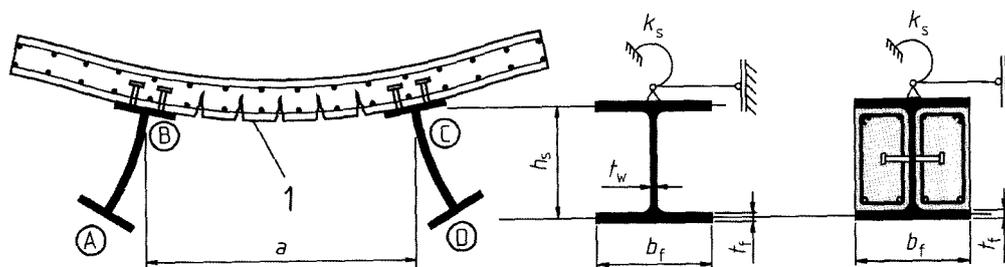
(4) Der Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_{LT}$  darf wie folgt berechnet werden:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

Dabei ist

- $M_{Rk}$  die Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts, ermittelt mit den charakteristischen Werten der Werkstoffeigenschaften,  
 $M_{cr}$  das ideale Biegedrillknickmoment an der Innenstütze des maßgebenden Feldes mit dem größten negativen Moment.

(5) Wenn bei näherungsweise parallel verlaufenden Trägern der Gurt des Verbundträgers in Querrichtung als Einfeld- oder Durchlaufplatte ausgebildet ist und die Bedingungen nach 6.4.3 c), e) und f) erfüllt sind, darf die Berechnung von  $M_{cr}$  mit dem in Bild 6.11 dargestellten Modell (Rahmen A; B; C; D) erfolgen, bei dem die Einflüsse aus der Profilverformung des Steges und die drehelastische Bettung des Betongurtes berücksichtigt werden.



**Legende**

1 Rissbildung

**Bild 6.11 — Modell zur Ermittlung des idealen Biegedrillknickmomentes**

(6) Die aus der Rahmensteifigkeit resultierende drehelastische Bettung  $k_s$  je Längeneinheit am Obergurt des Stahlträgers darf wie folgt berechnet werden:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (6.8)$$

Dabei ist

$k_1$  der Drehbettungsanteil aus der Biegesteifigkeit der senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Betonplatte oder Verbunddecke, der unter Berücksichtigung der Rissbildung zu bestimmen ist. Dieser Anteil ergibt sich zu:

$$k_1 = \alpha (EI)_2 / a \quad (6.9)$$

wobei

$k_1$  für Randträger (mit und ohne Kragarm) mit  $\alpha = 2$ , für Innenträger mit  $\alpha = 3$  und für Deckensysteme mit 4 und mehr Innenträgern mit  $\alpha = 4$  zu berechnen ist,

$a$  der Abstand der Träger in Querrichtung,

$(EI)_2$  die Biegesteifigkeit der Betonplatte oder der Verbunddecke je Längeneinheit, die unter Berücksichtigung der Rissbildung zu berechnen ist. Als maßgebende Biegesteifigkeit ist der kleinere Wert anzunehmen, der sich für den Feld- oder Stützbereich der Decke ergibt,

$k_2$  der Drehbettungsanteil aus der Profilverformung des Steges. Dieser ergibt sich für einen Querschnitt ohne Kammerbeton zu:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s} \quad (6.10)$$

Dabei ist  $\nu_a$  die Querkontraktionszahl für Baustahl. Die Querschnittsabmessungen  $h_s$  und  $t_w$  sind in Bild 6.11 angegeben.

(7) Für kammerbetonierte Träger nach 5.5.3(2) darf der Drehbettungsanteil  $k_2$  wie folgt berechnet werden:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16 h_s (1 + 4 n t_w / b_c)} \quad (6.11)$$

Dabei ist

$n$  die Reduktionszahl für ständige Einwirkungen nach 5.4.2.2,

$b_c$  die Breite des Kammerbetons nach Bild 6.8.

(8) Der günstige Einfluss der St. Venantschen Torsionssteifigkeit  $G_a I_{at}$  des Stahlprofils darf bei der Berechnung von  $M_{cr}$  berücksichtigt werden.

(9) Bei Trägern mit Kammerbeton und geschlossenen Bügeln oder Bügeln, die an den Steg angeschlossen werden, darf zusätzlich zur Torsionssteifigkeit  $G_a I_{at}$  des Stahlprofils die Torsionssteifigkeit des Kammerbetons additiv angerechnet werden. Die Torsionssteifigkeit des Kammerbetons darf in der Regel mit  $G_c I_{ct} / 10$  angesetzt werden, wobei  $G_c = 0,3 E_a / n$  der Schubmodul des Betons ( $n$  ist die Reduktionszahl für ständige Einwirkungen) und  $I_{ct}$  das St. Venantschen Torsionsträgheitsmoment des Kammerbetonquerschnitts ohne Berücksichtigung der Rissbildung ist. Für die Ermittlung des St. Venantschen Torsionsträgheitsmoments  $I_{ct}$  darf die gesamte Kammerbetonbreite angesetzt werden.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

### 6.4.3 Vereinfachter Nachweis ohne direkte Berechnung für Tragwerke des Hochbaus

(1) Durchlaufträger oder durchlaufende Rahmenriegel, die über die gesamte Länge als Verbundträger ausgebildet werden und deren Querschnitte die Anforderungen der Klassen 1, 2 oder 3 erfüllen, dürfen ohne zusätzliche seitliche Halterungen bemessen werden, wenn die nachfolgenden Bedingungen eingehalten sind:

- a) Benachbarte Stützweiten unterscheiden sich bezogen auf die kleinere Stützweite um nicht mehr als 20 %. Bei Kragarmen ist die Kragarmlänge kleiner als 15 % der Stützweite des angrenzenden Endfeldes.
- b) Die Träger werden nur durch Gleichstreckenlasten beansprucht und der Bemessungswert der ständigen Einwirkungen ist größer als 40 % des Bemessungswertes der Gesamtlast.
- c) Die Verdübelung zwischen dem Stahlträgerobergurt und dem Betongurt wird nach 6.6 ausgeführt.
- d) Der Betongurt ist mit weiteren Trägern, die näherungsweise parallel zu dem jeweils betrachteten Träger verlaufen, so verbunden, dass eine kontinuierliche Aussteifung durch die in Bild 6.11 dargestellte Rahmenwirkung aktiviert wird.
- e) Bei Gurten aus Profilblechverbunddecken verläuft die Spannrichtung der Decke senkrecht zur Achse des betrachteten Verbundträgers.
- f) An jedem Auflagerpunkt ist der Untergurt des Stahlquerschnitts seitlich gehalten und der Steg ausgesteift. In allen anderen Bereichen darf auf eine Aussteifung verzichtet werden.
- g) Es handelt sich um Träger ohne Kammerbeton mit Baustahlquerschnitten aus IPE- oder HE-Profilen und die Profilhöhe  $h$  des Stahlquerschnitts ist nicht größer als die in Tabelle 6.1 angegebenen Grenzhöhen.
- h) Bei Trägern mit Kammerbeton nach 5.5.3(2) überschreitet die Profilhöhe  $h$  die in Tabelle 6.1 angegebenen Grenzwerte bei Verwendung von Stählen S235, S275 und S355 um nicht mehr als 200 mm und bei Verwendung von Stählen S420 und S460 um nicht mehr als 150 mm.

ANMERKUNG Angaben für andere Walzprofile dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

**Tabelle 6.1 — Maximale Profilhöhen  $h$  in mm für Träger ohne Kammerbeton für den Nachweis nach 6.4.3**

Stahlprofil	Baustahl			
	S235	S275	S355	S420 und S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

### 6.5 Stege mit Querbelastrung

#### 6.5.1 Allgemeines

- (1) Die in EN 1993-1-5, Abschnitt 6 enthaltenen Regelungen zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit von Stegen ohne und mit Steifen unter einer Querbelastrung, die über die Gurte eingeleitet wird, gelten nur für Gurte, die nicht mit dem Betongurt verdübelt sind.
- (2) Der Tragfähigkeitsnachweis bei kombinierter Beanspruchung durch Querbelastrung, Biegung und Normalkraft ist in der Regel nach EN 1993-1-5, 7.2 zu führen.
- (3) Erfolgt bei Tragwerken des Hochbaus die Bemessung an Zwischenauflagern von Durchlaufträgern mit einem wirksamen Querschnitt der Klasse 2 nach 5.5.2(3), so ist in der Regel die Anordnung einer

Auflagersteife erforderlich. Andernfalls ist für den nicht ausgesteiften Steg die Beanspruchbarkeit unter Berücksichtigung des Stegkrüppelns und des Beulens nachzuweisen.

### 6.5.2 Flanschinduziertes Stegblechbeulen

(1) Es gelten die Regelungen nach EN 1993-1-5, Abschnitt 8, wobei für die Querschnittsfläche  $A_{fc}$  der jeweils kleinere Wert zu berücksichtigen ist, der sich entweder aus der Querschnittsfläche des nicht mit dem Betongurt verdübelten Gurtes des Stahlquerschnitts oder aus der ideellen Querschnittsfläche des mit dem Betongurt verdübelten Gurtes ergibt.

Die ideelle Querschnittsfläche, bestehend aus der mit dem Betongurt verdübelten Gurtfläche des Stahlquerschnitts und dem Betongurt, ist dabei mit der Reduktionszahl für Kurzzeitbeanspruchungen zu berechnen.

## 6.6 Verdübelung

### 6.6.1 Allgemeines

#### 6.6.1.1 Bemessungsgrundlagen

(1) Abschnitt 6.6 gilt für Verbundträger und vergleichbare Verbundbauteile.

(2)P Die Verbundmittel und die Querbewehrung müssen in Trägerlängsrichtung so angeordnet werden, dass die Längsschubkräfte in der Verbundfuge zwischen Stahlträger und Betongurt übertragen werden können, wobei der natürliche Haftverbund nicht berücksichtigt werden darf.

(3)P Verbundmittel müssen ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweisen, um eine bei der Bemessung angenommene plastische Umlagerung von Längsschubkräften zu ermöglichen.

(4)P Als duktil werden Verbundmittel mit einem Verformungsvermögen bezeichnet, das die Annahme eines ideal plastischen Verhaltens in der Verbundfuge bei der Berechnung des Tragwerks rechtfertigt.

(5) Ein Verbundmittel darf als duktil eingestuft werden, wenn das charakteristische Verformungsvermögen  $\delta_{uk}$  mindestens 6 mm beträgt.

ANMERKUNG Zur Bestimmung von  $\delta_{uk}$  siehe Anhang B.

(6)P Wenn bei einem Verbundträger innerhalb einer Stützweite Verbundmittel mit signifikant unterschiedlichem Verformungsverhalten verwendet werden, muss dies bei der Bemessung berücksichtigt werden.

(7)P Verbundmittel müssen eine ausreichende Tragfähigkeit gegen Abheben der Betonplatte aufweisen. Andernfalls ist das Abheben der Betonplatte durch andere Maßnahmen zu verhindern.

(8) Um ein Abheben der Betonplatte zu verhindern, sind Verbundmittel in der Regel für eine senkrecht zum Stahlträgergurt wirkende Zugkraft zu bemessen, die mindestens dem 0,1fachen Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit des Verbundmittels entspricht. Falls erforderlich, sind zusätzliche Verankerungen vorzusehen.

(9) Bei Kopfbolzendübeln nach 6.6.5.7 darf davon ausgegangen werden, dass sie ein Abheben des Betongurtes verhindern, wenn sie nicht durch planmäßige Zugkräfte beansprucht werden.

(10)P Ein Längsschubversagen sowie ein örtliches Versagen des Betongurtes infolge der konzentrierten Lasteinleitung durch die Verbundmittel muss verhindert werden.

(11) Wenn die konstruktive Ausbildung der Verbundmittel nach 6.6.5 und die Querbewehrung in Übereinstimmung mit 6.6.6 erfolgt, darf vorausgesetzt werden, dass die Anforderungen nach 6.6.1.1(10) erfüllt sind.

(12) Wenn zur Übertragung der Längsschubkräfte in der Verbundfuge andere Verbundmittel als in 6.6 angegeben verwendet werden, ist in der Regel ein auf Versuchen basierendes Tragmodell der Bemessung

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

zugrunde zu legen. Die weiteren Tragfähigkeitsnachweise für das Verbundbauteil sind im Allgemeinen soweit wie möglich in Übereinstimmung mit den Bemessungsregeln für Bauteile mit Verbundmitteln nach 6.6 zu führen.

(13) Für Tragwerke des Hochbaus ergibt sich die erforderliche Mindestanzahl der Verbundmittel in der Regel aus der im Grenzzustand der Tragfähigkeit einwirkenden resultierenden Längsschubkraft nach 6.6.2, dividiert durch den Bemessungswert der Tragfähigkeit  $P_{Rd}$  eines Dübels. Bei Verwendung von Kopfbolzendübeln ergibt sich der Bemessungswert der Tragfähigkeit nach 6.6.3 oder 6.6.4.

(14)P Wenn bei Trägern des Hochbaus alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen, ist eine teilweise Verdübelung zulässig. Die Anzahl der Verbundmittel muss dann nach der Teilverbundtheorie bestimmt werden, wobei das Verformungsvermögen der Verbundmittel berücksichtigt werden muss.

### 6.6.1.2 Anwendungsgrenzen für eine teilweise Verdübelung bei Tragwerken des Hochbaus

(1) Kopfbolzendübel, bei denen die Höhe nach dem Aufschweißen nicht kleiner als der 4fache Schaftdurchmesser und bei denen der Nennwert des Schaftdurchmessers nicht kleiner als 16 mm und nicht größer als 25 mm ist, gelten als duktil, wenn gleichzeitig die nachfolgenden Bedingungen für den Verdübelungsgrad  $\eta = n / n_f$  eingehalten werden:

Träger mit doppelsymmetrischen Baustahlquerschnitten:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (6.12)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (6.13)$$

Träger mit einfachsymmetrischen Baustahlquerschnitten, bei denen die Querschnittsfläche des Untergurtes den 3fachen Wert der Querschnittsfläche des Obergurtes nicht überschreitet:

$$L_e \leq 20: \quad \eta \geq 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015 L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (6.14)$$

$$L_e > 20: \quad \eta \geq 1 \quad (6.15)$$

Dabei ist

$L_e$  die Länge des positiven Momentenbereiches (Abstand der Momentennullpunkte) in m, die für typische Durchlaufträger mit  $L_e$  nach Bild 5.1 angenommen werden darf,

$n_f$  die für vollständige Verdübelung erforderliche Anzahl von Verbundmitteln für die in 6.6.1.1(13) und 6.6.2.2(2) angegebenen Trägerbereiche,

$n$  die vorhandene Dübelanzahl in diesen Trägerbereichen.

(2) Für Stahlquerschnitte, bei denen die Querschnittsfläche des Untergurtes größer als die Querschnittsfläche des Obergurtes ist, jedoch kleiner als der 3fache Wert, darf der Mindestverdübelungsgrad  $\eta$  durch lineare Interpolation mit Hilfe der Beziehungen (6.12) bis (6.15) ermittelt werden.

(3) Kopfbolzendübel dürfen über den Anwendungsbereich nach (1) hinaus als duktil eingestuft werden, wenn:

- a) die Höhe der Dübel nach dem Aufschweißen nicht kleiner als 76 mm ist und der Nennwert des Schaftdurchmessers 19 mm beträgt,
- b) der Baustahlquerschnitt aus einem gewalzten oder geschweißten doppelsymmetrischen Querschnitt besteht,

- c) der Betongurt aus einer Profilblechverbunddecke mit senkrecht zum Träger verlaufenden Profilblechen besteht und die Profilbleche über dem Träger durchlaufen,
- d) innerhalb einer Rippe nur ein Kopfbolzendübel vorhanden ist, der entweder zentrisch in jeder Rippe oder über die gesamte Trägerlänge alternierend je Rippe links und rechts angeordnet wird,
- e) die Profilblechgeometrie die Bedingungen  $b_o / h_p \geq 2$  und  $h_p \leq 60$  mm erfüllt (Bezeichnungen siehe Bild 6.13) und
- f) die Gurtnormalkraft  $N_C$  nach dem in Bild 6.5 angegebenen Näherungsverfahren ermittelt wird.

Wenn diese Bedingungen eingehalten sind, gilt für den Verdübelungsgrad  $\eta$ :

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) (1,0 - 0,04 L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (6.16)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (6.17)$$

ANMERKUNG Die Bedingungen nach 6.6.1.2 wurden für Träger mit äquidistanter Dübelanordnung hergeleitet.

### 6.6.1.3 Verteilung von Verbundmitteln bei Tragwerken des Hochbaus

(1)P Die Verbundmittel sind in Trägerlängsrichtung nach dem Verlauf der Bemessungslängsschubkraft anzuordnen, wobei zusätzlich ein Abheben vom Stahlträger vermieden werden muss.

(2) Im Bereich von Kragarmen und in den negativen Momentenbereichen von Durchlaufrägern ist die Abstufung der Längsbewehrung unter Berücksichtigung der erforderlichen Verankerungslänge in der Regel entsprechend der Dübelverteilung vorzunehmen.

(3) Duktile Verbundmittel dürfen zwischen kritischen Schnitten nach 6.1.1 äquidistant verteilt werden, wenn:

- im betrachteten Trägerbereich die Querschnitte an kritischen Schnitten die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen,
- der Verdübelungsgrad  $\eta$  die Bedingungen nach 6.6.1.2 erfüllt und
- die vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts den 2,5fachen Wert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts nicht überschreitet.

(4) Wenn die vollplastische Momententragfähigkeit den 2,5fachen Wert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts überschreitet, sind bei der Ermittlung der Anzahl der Verbundmittel zusätzliche Schnitte etwa in der Mitte zwischen zwei benachbarten kritischen Schnitten zu untersuchen.

(5) Die erforderliche Anzahl der Verbundmittel darf in den Bereichen zwischen dem maximalen Feldmoment und dem Endauflager bzw. dem extremalen Stützmoment nach dem elastisch ermittelten Längsschubkraftverlauf verteilt werden. Auf zusätzliche Nachweise zwischen kritischen Schnitten darf dann verzichtet werden.

## 6.6.2 Ermittlung der Längsschubkräfte für Träger in Tragwerken des Hochbaus

### 6.6.2.1 Träger, bei denen die Tragfähigkeit elastisch-plastisch ermittelt wird

(1) Wenn die Querschnittstragfähigkeit elastisch-plastisch oder elastisch ermittelt wird, sind die Längsschubkräfte auf der Grundlage der in 6.2.1.4 oder 6.2.1.5 angegebenen Verfahren zu ermitteln.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

**6.6.2.2 Träger, bei denen die Tragfähigkeit vollplastisch ermittelt wird**

(1)P Die aus der Differenz der Normalkräfte des Betongurtes oder des Stahlträgers zu ermittelnde resultierende Längsschubkraft innerhalb der jeweils betrachteten kritischen Länge ist mit den zugehörigen Momentenragfähigkeiten zu ermitteln.

- (2) Bei vollständiger Verdübelung gilt 6.2.1.2 und bei kammerbetonierten Trägern 6.3.2.  
 (3) Bei teilweiser Verdübelung gilt 6.2.1.3 und bei kammerbetonierten Trägern 6.3.2.

**6.6.3 Kopfbolzendübel in Vollbetongurten und bei kammerbetonierten Trägern**

**6.6.3.1 Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit**

(1) Der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit eines Kopfbolzendübels, bei dem ein automatisches Schweißverfahren nach EN 14555 verwendet wird, ergibt sich aus dem jeweils kleineren Wert der nachfolgenden Gleichungen:

$$F_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (6.18)$$

$$F_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19)$$

Dabei ist

$$\alpha = 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{für } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{für } h_{sc} / d > 4 \quad (6.21)$$

$\gamma_V$  der Teilsicherheitsbeiwert,

$d$  der Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit  $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$ ,

$f_u$  die spezifizierete Zugfestigkeit des Bolzenmaterials, die jedoch höchstens mit  $500 \text{ N/mm}^2$  in Rechnung gestellt werden darf,

$f_{ck}$  der im maßgebenden Alter vorhandene charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons mit einer Dichte nicht kleiner als  $1750 \text{ kg/m}^3$ ,

$h_{sc}$  der Nennwert der Gesamthöhe des Dübels.

ANMERKUNG Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_V$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,25.

(2) Für die Schweißwulste der Dübel gelten die Anforderungen nach EN 13918.

(3) Wenn Dübel so angeordnet werden, dass Spaltzugkräfte in Gurtdickenrichtung entstehen, darf (1) in der Regel nicht angewendet werden.

ANMERKUNG Weitere Regelungen dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

**6.6.3.2 Einfluss von Zugkräften auf die Längsschubtragfähigkeit**

(1) Werden Kopfbolzendübel neben Längsschubkräften zusätzlich planmäßig durch Zugkräfte beansprucht, so ist in der Regel der aus dem Bemessungswert der Zugkraft  $F_{ten}$  resultierende Einfluss nachzuweisen.

- (2) Für  $F_{ten} \leq 0,1 P_{Rd}$  darf der Einfluss der Zugkraft vernachlässigt werden. Dabei ist  $P_{Rd}$  der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit nach 6.6.3.1.
- (3) Kopfbolzendübel mit Zugkräften  $F_{ten} > 0,1 P_{Rd}$  liegen nicht im Anwendungsbereich von EN 1994.

#### 6.6.4 Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Kombination mit Profilblechen

##### 6.6.4.1 Profilbleche mit Rippen parallel zur Trägerachse

(1) Bei parallel zur Trägerachse angeordneten Profilblechen liegen die Dübel in einem voutenförmigen Bereich des Betongurtes nach Bild 6.12. Wird das Profilblech über dem Träger nicht gestoßen, so ist die Breite  $b_0$  der Voute gleich der in Bild 9.2 angegebenen Rippenbreite. Sind die Bleche über dem Träger gestoßen, so wird  $b_0$  wie in Bild 6.12 angegeben definiert. Die Voutenhöhe ergibt sich in der Regel aus der Gesamthöhe  $h_p$  des Profilbleches ohne Berücksichtigung von Sicken oder Noppen.

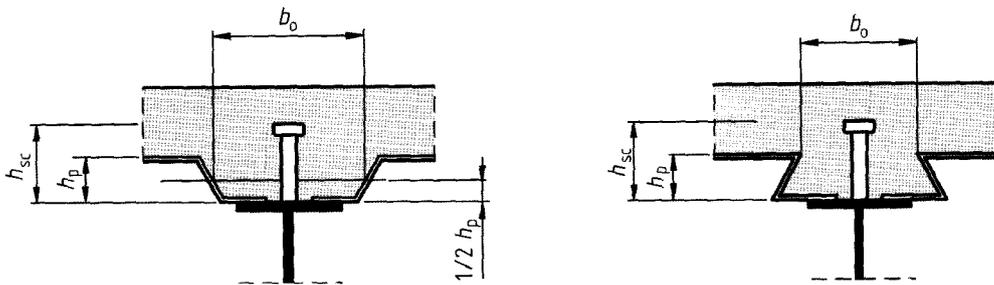


Bild 6.12 — Träger mit parallel zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen

(2) Der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit des Dübels ergibt sich aus der Dübeltragfähigkeit für Vollbetonplatten nach 6.6.3.1 durch Multiplikation mit dem Abminderungsfaktor  $k_\ell$ , wobei bei der Ermittlung der Dübeltragfähigkeit für die Vollbetonplatte die spezifizizierte Zugfestigkeit des Bolzenmaterials maximal mit  $450 \text{ N/mm}^2$  in Rechnung gestellt werden darf.

$$k_\ell = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (6.22)$$

Dabei ist  $h_{sc}$  die Gesamtlänge des Dübels, die jedoch nur mit maximal  $h_p + 75 \text{ mm}$  in Rechnung gestellt werden darf.

(3) Wenn die Profile über dem Träger gestoßen werden und keine kraftschlüssige Verbindung der Bleche mit dem Träger ausgeführt wird, sind in der Regel die in 6.6.5.4 angegebenen Bedingungen hinsichtlich der Voutenabmessungen und der Bewehrung einzuhalten.

ANMERKUNG Regelungen zur Verbindung der Profilbleche mit dem Träger dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

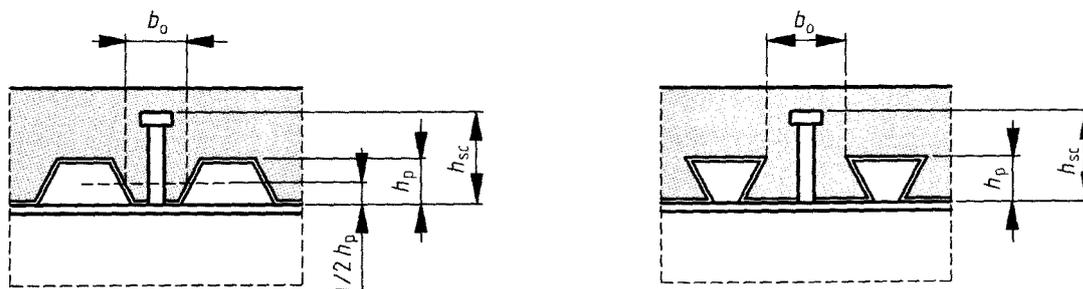
##### 6.6.4.2 Profilbleche mit Rippen senkrecht zur Trägerachse

(1) Wenn die Bedingungen nach (2) und (3) eingehalten werden, ergibt sich der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit des Dübels aus der Dübeltragfähigkeit für Vollbetonplatten nach 6.6.3.1 durch Multiplikation mit dem Abminderungsfaktor  $k_t$ , wobei bei der Ermittlung der Längsschubtragfähigkeit des Dübels für die Vollbetonplatte die spezifizizierte Zugfestigkeit  $f_u$  des Bolzenmaterials maximal mit  $450 \text{ N/mm}^2$  in Rechnung gestellt werden darf.

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (6.23)$$

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

**[AC]** Dabei ist  $n_r$  die Anzahl der Kopfbolzendübel je Rippe, die bei der Ermittlung des Beiwertes  $k_t$  und bei der Ermittlung der Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge maximal mit  $n_r=2$  berücksichtigt werden darf. Die weiteren Symbole sind in Bild 6.13 angegeben. **[AC]**



**Bild 6.13 — Träger mit senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen**

(3) Der Abminderungsfaktor  $k_t$  darf maximal mit den in Tabelle 6.2 angegebenen oberen Grenzwerten  $k_{t,max}$  berücksichtigt werden.

**Tabelle 2 — Obere Grenzwerte  $k_{t,max}$  für den Abminderungsfaktor  $k_t$**

Anzahl der Dübel je Rippe	Blechdicke $t$ des Profilbleches in mm	Durch die Profilbleche geschweißte Dübel mit Schaftdurchmessern $d$ kleiner als 20 mm	Vorgebohrte Profilbleche und Dübel mit Schaftdurchmessern von 19 mm und 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

(3) Die Werte für  $k_t$  nach (1) und (2) dürfen verwendet werden, wenn:

- die Dübel in Rippen angeordnet werden, bei denen die Profilblechhöhe  $h_p$  85 mm nicht überschreitet und bei denen die Rippenbreite  $b_0$  nicht kleiner als die Rippenhöhe  $h_p$  ist und
- der Schaftdurchmesser der Dübel bei Anwendung der Durchschweißtechnik nicht größer als 20 mm bzw. bei vorgebohrten Profilblechen nicht größer als 22 mm ist.

#### 6.6.4.3 Zweiachsige Beanspruchung von Kopfbolzendübeln

(1) Werden die Dübel sowohl aus dem Trägerverbund als auch aus dem Deckenverbund beansprucht, so ist in der Regel bei gleichzeitiger Wirkung dieser Schubkräfte die folgende Bedingung einzuhalten:

$$\frac{F_\ell^2}{P_{\ell,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1 \quad (6.24)$$

Dabei ist

- $F_\ell$  die Längsschubkraft aus dem Träger;
- $F_t$  die rechtwinklig dazu wirkende Schubkraft aus der Verbundwirkung mit der Decke. Siehe hierzu Abschnitt 9;

$P_{\ell,Rd}$  und  $P_{t,Rd}$  die zugehörigen Längsschubtragfähigkeiten des Dübels.

### 6.6.5 Konstruktions- und Ausführungsregeln für die Verbundsicherung

#### 6.6.5.1 Sicherung gegen Abheben der Betonplatte

(1) Die für die Verhinderung des Abhebens wirksame Verankerungsfläche eines Verbundmittels (z. B. die Unterseite des Kopfes eines Kopfbolzendübels) soll mindestens 30 mm (lichter Abstand) über der unteren Bewehrung des Betongurtes liegen. Siehe hierzu auch Bild 6.14.

#### 6.6.5.2 Betondeckung und Verdichtung des Betons für Tragwerke des Hochbaus

(1)P Die Verdübelung ist konstruktiv so auszubilden, dass eine einwandfreie Verdichtung des Betons im Dübelfußbereich sichergestellt ist.

(2) Wenn für die Verbundmittel eine Betondeckung gefordert wird, darf der Nennwert der Betondeckung den größeren der nachfolgenden Werte nicht unterschreiten:

- a) nicht kleiner als 20 mm oder
- b) Betondeckung für Betonstahl nach EN 1992-1-1, Tabelle 4.4, abzüglich 5,0 mm.

(3) Wenn keine Anforderungen an die Betondeckung gestellt werden, darf die Oberkante des Dübels bündig mit der Oberkante des Betongurtes abschließen.

(4) Bei der Ausführung ist die Betonierreihenfolge so zu wählen, dass noch nicht vollständig abgebundener Beton infolge einer unplanmäßigen Verbundwirkung, die aus den Tragwerksverformungen infolge der nachfolgenden Betonierlasten resultiert, nicht geschädigt wird. In der Regel sollten Verbundmittel erst planmäßig beansprucht werden, wenn die Zylinderdruckfestigkeit des Betons mindestens 20 N/mm<sup>2</sup> beträgt.

#### 6.6.5.3 Örtliche Bewehrung des Betongurtes

(1) Bei Randträgern ist eine Querbewehrung nach 6.6.6 erforderlich, die zwischen der dem freien Betonrand zugewandten Dübelreihe und dem freien Betonrand voll zu verankern ist.

(2) Um eine örtliche Rissbildung in Trägerlängsrichtung zu verhindern, sind in der Regel bei Verbundträgern, bei denen der Abstand zwischen dem freien Betonrand und der Achse der benachbarten Dübelreihe kleiner als 300 mm ist, die nachfolgenden Konstruktionsregeln zu beachten:

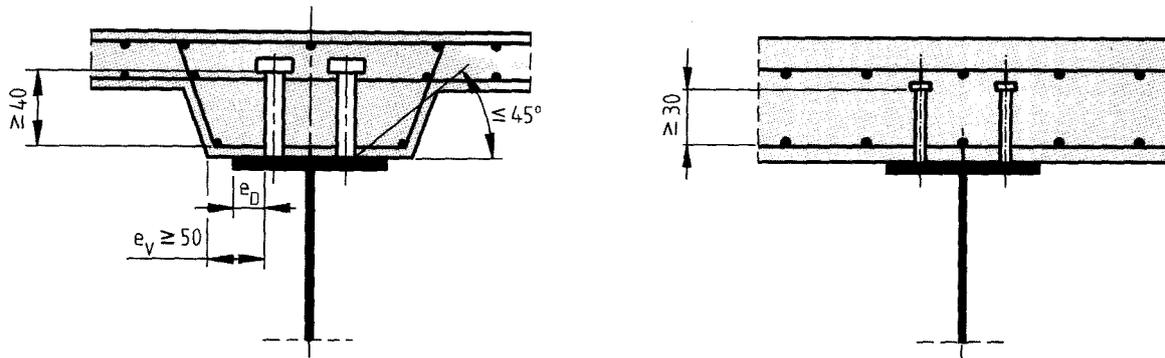
- a) Anordnung einer Schlaufenbewehrung, die um die Dübel greift,
- b) bei Verwendung von Kopfbolzendübeln Einhalten eines Mindestabstandes von  $6d$  zwischen dem freien Betonrand und der Achse der benachbarten Dübelreihe, wobei  $d$  der Nennwert des Dübelschaftdurchmessers ist. Der Durchmesser der Schlaufenbewehrung sollte mindestens  $0,5d$  betragen und
- c) die Schlaufenbewehrung sollte unter Beachtung der Betondeckung so tief wie möglich angeordnet werden.

(3)P An Kragarmenden muss eine ausreichende örtliche Querbewehrung zur Einleitung der aus den Dübeln resultierenden Längsschubkräfte in die Längsbewehrung angeordnet werden.

#### 6.6.5.4 Vouten bei Trägern ohne Profilbleche

(1) Bei Ausbildung von Vouten zwischen dem Stahlträger und der Unterseite des Betongurtes ist in der Regel zu beachten, dass die Außenseiten der Voute außerhalb einer Linie liegen, die unter 45° von der Außenkante des Dübels zur oberen Kante der Voute verläuft (siehe Bild 6.14).

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**



**Bild 6.14 — Konstruktive Ausbildung**

(2) Der Nennwert der seitlichen Betondeckung  $e_v$  des Dübels am unteren Rand darf in der Regel nicht kleiner als 50 mm sein.

(3) Der lichte Abstand zwischen der nach 6.6.6 erforderlichen unteren Querbewehrung und der für die Abhebesicherung wirksamen Fläche des Verbundmittels darf nicht kleiner als 40 mm sein.

#### 6.6.5.5 Dübelabstände

(1)P Wenn bei der Bemessung angenommen wird, dass ein örtliches Stabilitätsversagen des Stahl- oder Betonteils durch die Verdübelung verhindert wird, muss zur Realisierung dieser Annahme ein ausreichend enger Dübelabstand gewählt werden.

(2) Wenn ein gedrückter Gurt, der normalerweise  $\text{AC}$  in die Klasse 3 oder 4 eingestuft werden müsste  $\text{AC}$ , in die Querschnittsklasse 1 oder 2 eingestuft wird, weil sich die Verdübelung mit dem Betongurt günstig auf das örtliche Stabilitätsverhalten auswirkt, darf der Achsabstand der Verbundmittel in Richtung der Druckbeanspruchung in der Regel die nachfolgenden Grenzwerte nicht überschreiten:

- $22 t_f \sqrt{235/f_y}$  bei Betongurten von Vollbetonplatten, die vollflächig auf dem Stahlbergurt aufliegen;
- $15 t_f \sqrt{235/f_y}$  bei Betongurten mit senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen, die nicht vollflächig aufliegen.

Dabei ist

- $t_f$  die Dicke des Stahlgurtes und
- $f_y$  der Nennwert der Streckgrenze in  $\text{N/mm}^2$ .

Zusätzlich darf der lichte Abstand zwischen der Außenkante des Druckgurtes und der äußeren Dübelreihe in der Regel nicht größer als  $9 t_f \sqrt{235/f_y}$  sein.

(3) Bei Tragwerken des Hochbaus darf der Abstand der Dübel in Längsrichtung in der Regel nicht größer als die 6fache Gurtstärke bzw. nicht größer als 800 mm sein.

#### 6.6.5.6 Abmessungen des Stahlgurtes

(1)P Die Dicke des Bleches bzw. Stahlgurtes ist so zu wählen, dass eine einwandfreie Schweißung und eine Einleitung der Dübelkraft in den Stahlgurt ohne örtliche Überbeanspruchungen oder übermäßige Verformungen sichergestellt ist.

(2) Bei Tragwerken des Hochbaus darf der Abstand  $e_D$  (siehe Bild 6.14) zwischen den Außenkanten des Dübels und des Flansches in der Regel nicht kleiner als 20 mm sein.

### 6.6.5.7 Kopfbolzendübel

- (1) Dübel mit einer Gesamthöhe kleiner als der 3fache Schaftdurchmesser  $d$  sind in der Regel nicht zulässig.
- (2) Der Kopfdurchmesser des Dübels sollte nicht kleiner als der 1,5fache und die Höhe des Dübelkopfes nicht kleiner als der 0,4fache Schaftdurchmesser  $d$  sein.
- (3) Bei zugbeanspruchten Blechen und Gurten mit aufgeschweißten Dübeln darf der Schaftdurchmesser des Dübels nicht größer als der 1,5fache Wert der Blech- bzw. Flanschdicke sein, wenn für diese Bauteile ein Nachweis der Ermüdung erforderlich ist. Andernfalls ist mit Hilfe von Versuchen nachzuweisen, dass der Dübel eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit aufweist. Dies gilt auch, wenn die Dübel direkt über dem Steg angeordnet werden.
- (4) Der Achsabstand der Dübel in Krafrichtung sollte nicht kleiner als  $5d$  sein. Senkrecht zur Krafrichtung sollte der Achsabstand bei Vollbetonplatten  $2,5d$  und in allen anderen Fällen  $4d$  nicht unterschreiten.
- (5) Werden die Dübel nicht direkt über dem Steg angeordnet, so darf der Durchmesser des Dübels den 2,5fachen Wert der Flansch- bzw. Blechdicke nicht überschreiten. Andernfalls ist in der Regel eine ausreichende Tragfähigkeit des Dübels mit Hilfe von Versuchen nachzuweisen.

### 6.6.5.8 Kopfbolzendübel bei Profilblechen

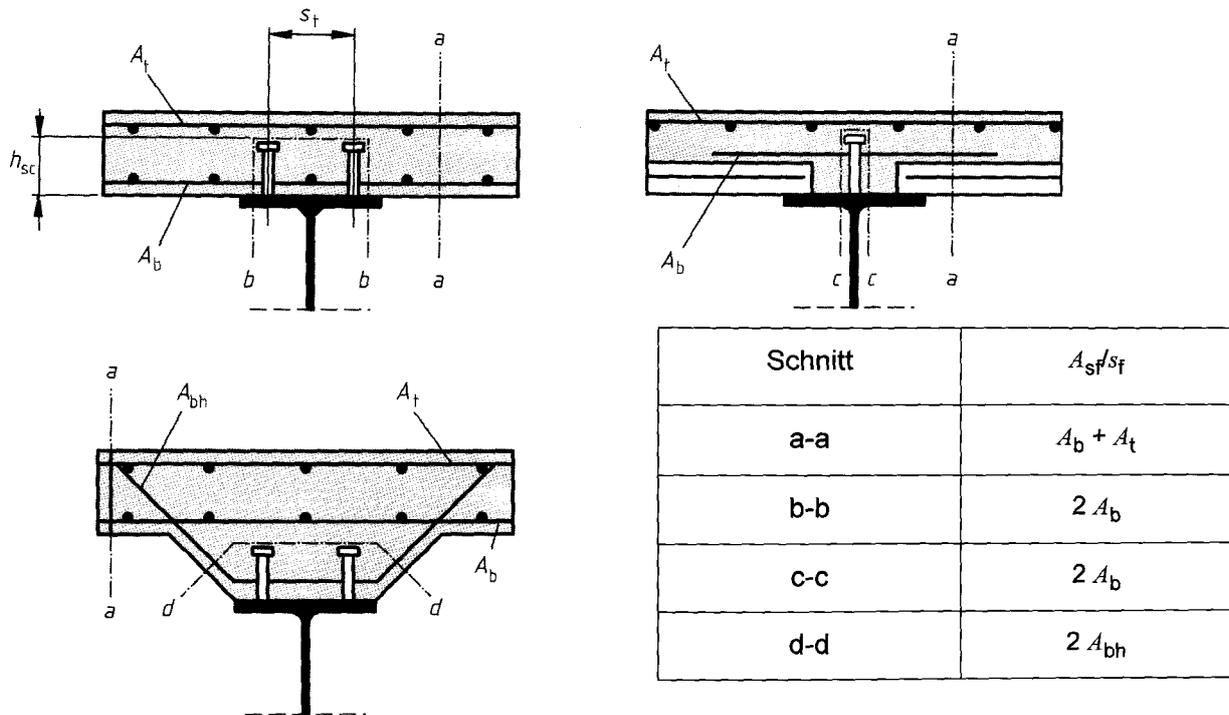
- (1) Die Einbindetiefe des Dübels in den Beton oberhalb des Profilbleches muss im aufgeschweißten Zustand in der Regel größer als der 2fache Schaftdurchmesser des Dübels sein.
- (2) Die minimale Breite von ausbetonierten Rippenzellen darf nicht kleiner als 50 mm sein.
- (3) Wenn die Geometrie des Profilbleches eine zentrische Anordnung der Dübel in den Rippen nicht zulässt, sind die Dübel in der Regel über die gesamte Trägerlänge alternierend exzentrisch in den Rippen anzuordnen.

## 6.6.6 Längsschub in Betongurten

### 6.6.6.1 Allgemeines

- (1)P Für den Betongurt und die Querbewehrung ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen, dass ein Versagen infolge Längsschub oder örtlicher Schubkrafteinleitung verhindert wird.
- (2)P Der Bemessungswert der einwirkenden Längsschubspannung muss in den für das Längsschubversagen maßgebenden Schnitten kleiner als die Längsschubkrafttragfähigkeit in dem jeweils betrachteten Schnitt sein.
- (3) Bei der Ermittlung der einwirkenden Längsschubspannung  $v_{Ed}$  ergibt sich die Länge des Schnittes c-c nach Bild 6.15 bei einreihigen oder bei versetzt angeordneten Dübeln aus dem zweifachen Wert der Dübelhöhe zuzüglich des Kopfdurchmessers des Dübels. Bei zweireihiger Dübelanordnung resultiert die Länge des Schnittes b-b nach Bild 6.15 aus  $(2h_{sc} + s_t)$  zuzüglich des Kopfdurchmessers eines Dübels. Dabei ist  $h_{sc}$  die Höhe des Dübels und  $s_t$  der Achsabstand der Dübel in Querrichtung.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**



**Bild 6.15 — Maßgebende Schnitte beim Nachweis der Längsschubkrafttragfähigkeit**

(4) Die in der Verbundfuge einwirkende Längsschubkraft je Längeneinheit ist in Übereinstimmung mit 6.6.2 aus der erforderlichen Dübelanzahl unter Berücksichtigung der Verteilung der Dübel in Längsrichtung zu ermitteln. Der Verlauf der Längsschubkraft in Gurtquerrichtung darf bei der Bemessung berücksichtigt werden.

(5) Der für den jeweils betrachteten Schnitt des Betongurtes maßgebende Bemessungswert der einwirkenden Längsschubspannung  $v_{Ed}$  ergibt sich aus dem Bemessungswert der Längsschubkraft in der Verbundfuge unter Berücksichtigung der Anzahl der für das Längsschubversagen maßgebenden Schnitte und der jeweils zugehörigen Länge des betrachteten Schnittes.

#### 6.6.6.2 Bemessungswert der Längsschubkrafttragfähigkeit

(1) Der Bemessungswert der Längsschubkrafttragfähigkeit des Betongurtes im Schnitt a-a in Bild 6.15 ist in der Regel nach EN 1992-1-1, 6.2.4 zu ermitteln.

(2) Wenn keine genauere Berechnung erfolgt, ist der Bemessungswert der Längsschubkrafttragfähigkeit für die Dübelumrissfläche sowie für Vouten mit der maßgebenden Länge  $h_f$  für die jeweilige Dübelumrissfläche (z. B. Schnitt b-b nach Bild 6.15) nach EN 1992-1-1, 6.2.4(4) zu ermitteln.

(3) Für die anrechenbare Querbewehrung je Längeneinheit  $A_{st}/s_f$  nach EN 1992-1-1 gelten die Regelungen nach Bild 6.15, wobei  $A_b$ ,  $A_t$  und  $A_{bh}$  die jeweiligen Querschnittsflächen der Querbewehrung je Längeneinheit sind. Für die Verankerungslängen der Querbewehrung gelten die Regelungen nach EN 1992-1-1, 8.4.

(4) Wenn Teilfertigeteile in Kombination mit Ortbeton verwendet werden, ist die Längsschubkrafttragfähigkeit in Fugen in der Regel nach EN 1992-1-1, 6.2.5 zu ermitteln.

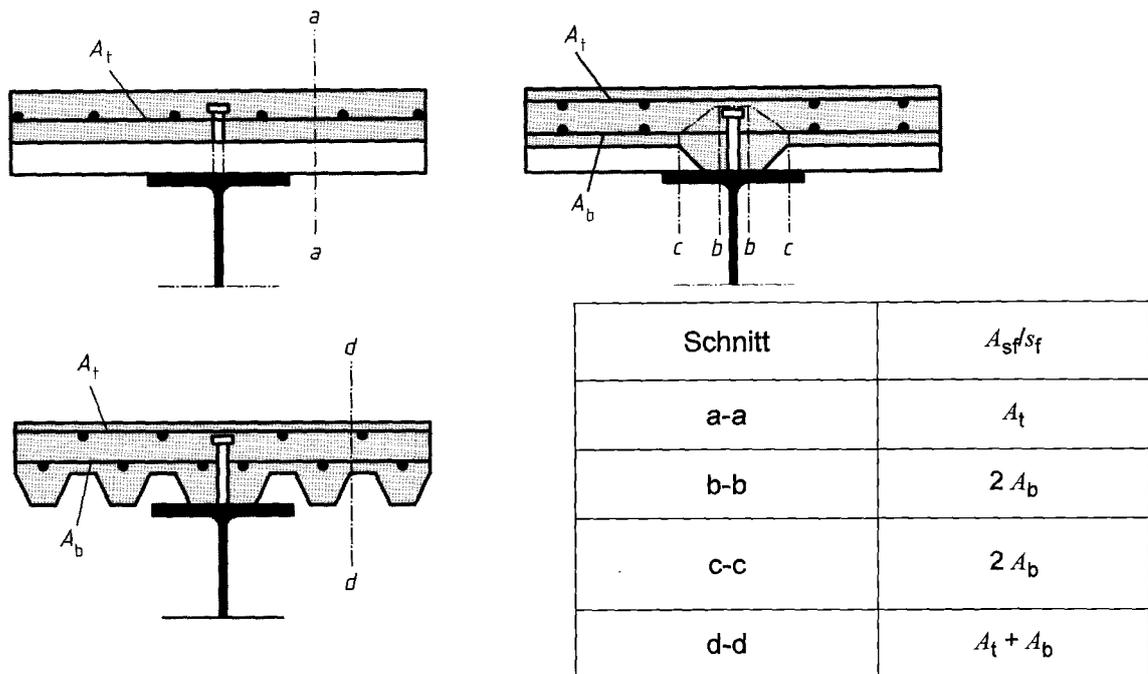
### 6.6.6.3 Mindestbewehrung

(1) Die Mindestbewehrung ist in der Regel in Übereinstimmung mit den Regelungen nach EN 1992-1-1, 9.2.2(5) zu ermitteln.

### 6.6.6.4 Längsschub und Querbewehrung für Träger des Hochbaus mit Profilblechen

(1) Bei Gurten mit Profilblechen darf beim Nachweis im Plattenanschnitt (Schnitt a-a nach Bild 6.16) als maßgebende Länge  $h_f$  nur die Aufbetondicke oberhalb des Profilbleches berücksichtigt werden.

(2) Bei Verwendung von senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen ist ein Nachweis im Schnitt b-b nach Bild 6.16 nicht erforderlich, wenn die Tragfähigkeit der Dübel unter Berücksichtigung des in 6.6.4.2 angegebenen Abminderungsfaktors  $k_t$  ermittelt wird.



**Bild 6.16 — Maßgebende Schnitte für den Nachweis der Längsschubtragfähigkeit bei Betongurten mit Profilblechen**

(3) Beim Nachweis des Schnittes c-c nach Bild 6.16 darf bei der Ermittlung von  $h_f$  der Beton innerhalb der Rippenhöhe nicht berücksichtigt werden. Andernfalls ist die Mitwirkung des Betons in den Rippen mit Hilfe von Versuchen nachzuweisen.

(4) Senkrecht zur Trägerachse angeordnete durchlaufende Profilbleche mit mechanischem Verbund oder Reibungsverbund dürfen beim Nachweis der Längsschubkrafttragfähigkeit im Schnitt a-a angerechnet werden. Anstelle der in EN 1992-1-1, 6.2.4(4) angegebenen Beziehung (6.21) ist dann die nachfolgende Beziehung zu verwenden:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) + A_{pe} f_{yp,d} > \nu_{Ed} h_f / \cot \theta \quad (6.25)$$

Dabei ist

$A_{pe}$  die wirksame Querschnittsfläche des Profilbleches je Längeneinheit quer zur Trägerrichtung nach 9.7.2(3), wobei bei vorgelochten Blechen die Netto-Querschnittsfläche maßgebend ist,

$f_{yp,d}$  der Bemessungswert der Streckgrenze des Profilbleches.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(5) Wenn bei senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen die Bleche über dem Träger gestoßen werden und die Dübel direkt durch die Bleche auf den Träger geschweißt werden, ist in der Beziehung (6.25) für den Traganteil des Bleches anstelle von  $\boxed{\text{AC}} A_{pe} f_{yp,d} \boxed{\text{AC}}$  der folgende Traganteil zu berücksichtigen:

$$P_{pb,Rd} / s \quad \text{jedoch} \quad \leq \boxed{\text{AC}} A_{pe} f_{yp,d} \boxed{\text{AC}} \quad (6.26)$$

Dabei ist

$P_{pb,Rd}$  der Bemessungswert der Tragfähigkeit für die Endverdübelung mit durchgeschweißten Kopfbolzendübeln nach 9.7.4,

$s$  der Achsabstand der für die Endverdübelung des Profilbleches wirksamen Dübel in Trägerlängsrichtung.

(6) Bei Gurten mit Profilblechen sind die Regelungen zur Ermittlung der erforderlichen Mindestbewehrung in der Regel auf die Betonfläche oberhalb des Profilbleches zu beziehen.

## 6.7 Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile

### 6.7.1 Allgemeines

(1)P Abschnitt 6.7 regelt die Bemessung und konstruktive Ausbildung von Verbundstützen und druckbeanspruchten Verbundbauteilen nach Bild 6.17, die aus vollständig und teilweise einbetonierten Stahlprofilen oder aus runden bzw. rechteckigen ausbetonierten Hohlprofilen bestehen.

(2)P Dieser Abschnitt gilt für Stützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile, bei denen Baustähle S235 bis S460 und Normalbetone der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 verwendet werden.

(3) Die Regelungen dieses Abschnittes gelten für Einzelstützen sowie für Stützen und Druckglieder in Rahmentragwerken, in denen weitere Bauteile entweder als Verbund- oder als Stahlbauteile ausgebildet sind.

(4) Der Querschnittsparameter  $\delta$  nach 6.7.3.3(1) muss in der Regel die nachfolgende Bedingung erfüllen:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (6.27)$$

(5) Für Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile sind in der Regel folgende Nachweise zu führen:

- Nachweis ausreichender Tragfähigkeit des Bauteils nach 6.7.2 oder 6.7.3,
- Nachweis gegen örtliches Beulen nach (8) und (9),
- Nachweis der Lasteinleitung nach 6.7.4.2,
- Nachweis der Längsschubtragfähigkeit zwischen Beton- und Stahlquerschnittsteilen nach 6.7.4.3.

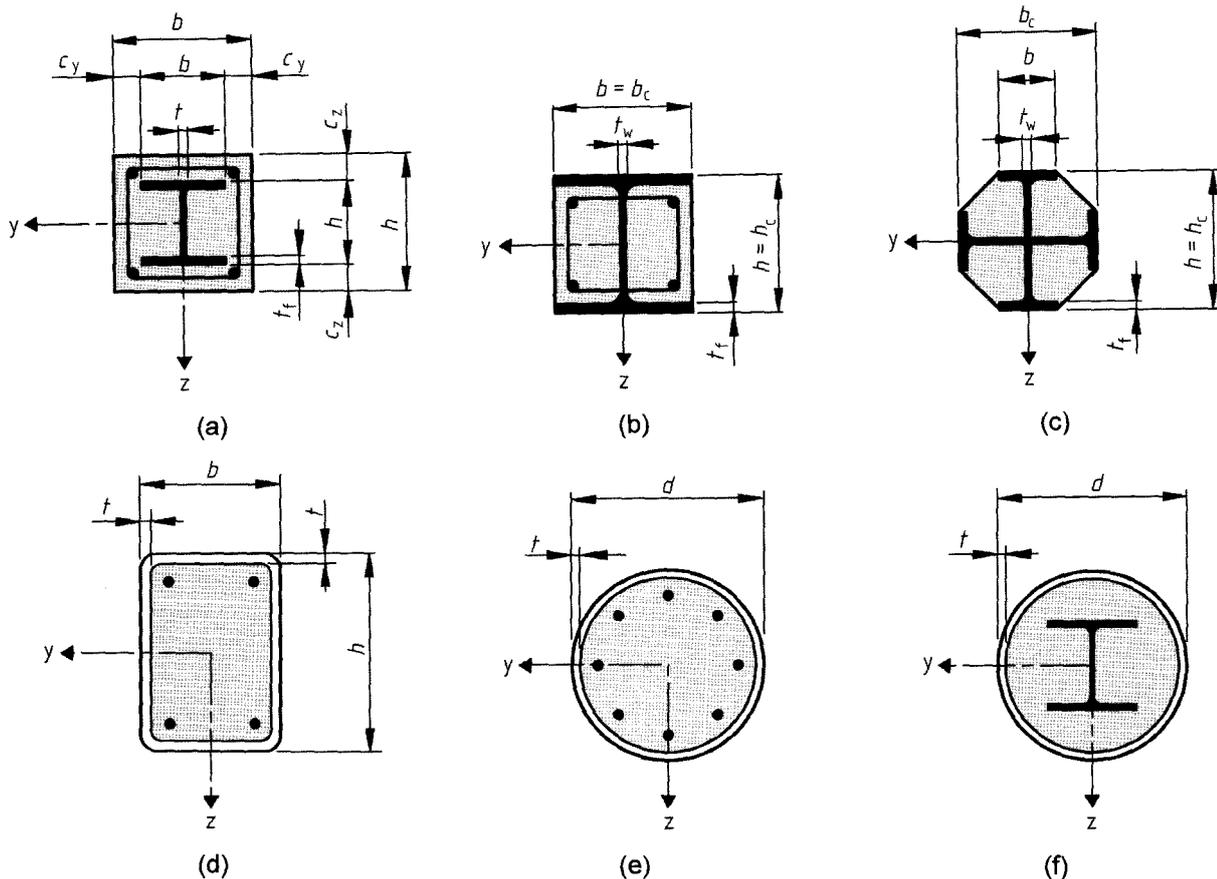


Bild 6.17 — Typische Querschnitte von Verbundstützen — Bezeichnungen

(6) Es werden zwei Bemessungsverfahren angegeben:

- ein allgemeines Verfahren nach 6.7.2, das auch für Druckglieder mit unsymmetrischen Querschnitten oder über die Stützenlänge veränderlichen Querschnitten gültig ist;
- ein vereinfachtes Verfahren nach 6.7.3 für Druckglieder mit doppelsymmetrischen und über die Bauteillänge konstanten Querschnitten.

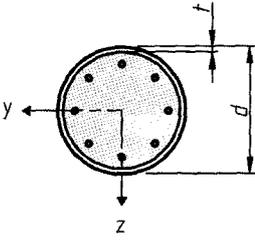
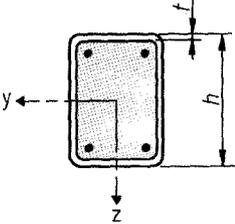
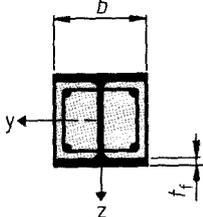
(7) Wenn bei druckbeanspruchten Verbundbauteilen Biegemomente und Normalkräfte aus unabhängigen Einwirkungen resultieren, sind die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  für diejenigen Schnittgrößen, die zu einer Erhöhung der Beanspruchbarkeit führen, um 20 % abzumindern.

(8)P Wenn die Tragfähigkeit durch örtliches Beulen in Stahlquerschnittsteilen beeinflusst wird, muss dies bei der Bemessung berücksichtigt werden.

(9) Der Nachweis gegen örtliches Beulen darf bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen mit Betondeckungen nach 6.7.5.1(2) entfallen. Für andere Querschnitte darf der Nachweis entfallen, wenn die in Tabelle 6.3 angegebenen Grenzwerte nicht überschritten werden.

DIN EN 1994-1-1:2010-12  
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Tabelle 6.3 — Grenzwerte für  $(d/t)$ ,  $(h/t)$  und  $(b/t_f)$  mit  $f_y$  in N/mm<sup>2</sup>

Querschnitt	$\max (d/t)$ , $\max (h/t)$ und $\max (b/t_f)$
ausbetonierte Rohre 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
ausbetonierte rechteckige Hohlprofile 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
teilweise einbetonierte I-Querschnitte 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

### 6.7.2 Allgemeines Bemessungsverfahren

(1)P Beim Nachweis der Gesamtstabilität sind die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung von geometrischen und strukturellen Imperfektionen, örtlichen Instabilitäten, des Einflusses der Rissbildung und des Plastizierens sowie der Auswirkungen aus dem Kriechen und Schwinden des Betons zu berücksichtigen. Es ist nachzuweisen, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter der ungünstigsten Kombination der Einwirkungen stabiles Gleichgewicht herrscht und an keiner Stelle die Tragfähigkeit des Querschnitts für Biegung, Normalkraft und Querkraft überschritten wird.

(2)P Die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung sind für alle möglichen Versagensrichtungen zu untersuchen, wenn sie die Tragfähigkeit nennenswert beeinflussen.

(3)P Die Schnittgrößen sind nach der Fließzonentheorie zu ermitteln.

(4) Bei der Berechnung darf Ebenbleiben des Querschnitts und vollständiger Verbund zwischen Beton- und Stahlprofil angenommen werden.

(5)P Die Zugfestigkeit des Betons ist bei der Berechnung zu vernachlässigen. Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen darf bei der Biegesteifigkeit berücksichtigt werden.

(6)P Wenn die Gesamtstabilität durch das Kriechen und Schwinden des Betons ungünstig beeinflusst wird, muss dieser Einfluss berücksichtigt werden.

(7) Die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden dürfen vernachlässigt werden, wenn die Vergrößerung der nach Theorie I. Ordnung ermittelten Schnittgrößen durch die aus ständigen Einwirkungen hervorgerufenen Verformungen infolge des Kriechens des Betons nicht größer als 10 % sind.

(8) Der nicht linearen Berechnung sind in der Regel die Spannungsdehnungsbeziehungen:

- für Beton unter Druckbeanspruchung nach EN 1992-1-1, 3.1.5,
- für Betonstahl nach EN 1992-1-1, 3.2.7 und
- für Baustahl nach EN 1993-1-1, 5.4.3(4)

zugrunde zu legen.

(9) Bei der Berechnung dürfen anstelle von geometrischen und strukturellen Imperfektionen für die Vorkrümmung auch geometrische Ersatzimperfektionen nach Tabelle 6.5 verwendet werden.

### 6.7.3 Vereinfachtes Nachweisverfahren

#### 6.7.3.1 Allgemeines und Anwendungsbereich

(1) Das vereinfachte Nachweisverfahren gilt für Stützen mit doppelsymmetrischen und über die Bauteillänge konstanten Verbundquerschnitten mit gewalzten, kaltprofilieren oder geschweißten Stahlprofilen. Baustahlquerschnitte, die aus zwei oder mehreren nicht miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, fallen nicht in den Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens. Der bezogene Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  nach 6.7.3.3 muss die nachfolgende Bedingung erfüllen:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (6.28)$$

(2) Bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen nach Bild 6.17a dürfen rechnerisch maximal die nachfolgend angegebenen Betondeckungen berücksichtigt werden.

$$\max c_z = 0,3h \quad \max c_y = 0,4b \quad (6.29)$$

(3) Vorhandene Längsbewehrung darf rechnerisch maximal mit 6 % der Betonfläche berücksichtigt werden.

(4) Das Verhältnis von Querschnittshöhe zu Querschnittsbreite des Verbundquerschnitts liegt zwischen 0,2 und 5,0.

#### 6.7.3.2 Querschnittstragfähigkeit

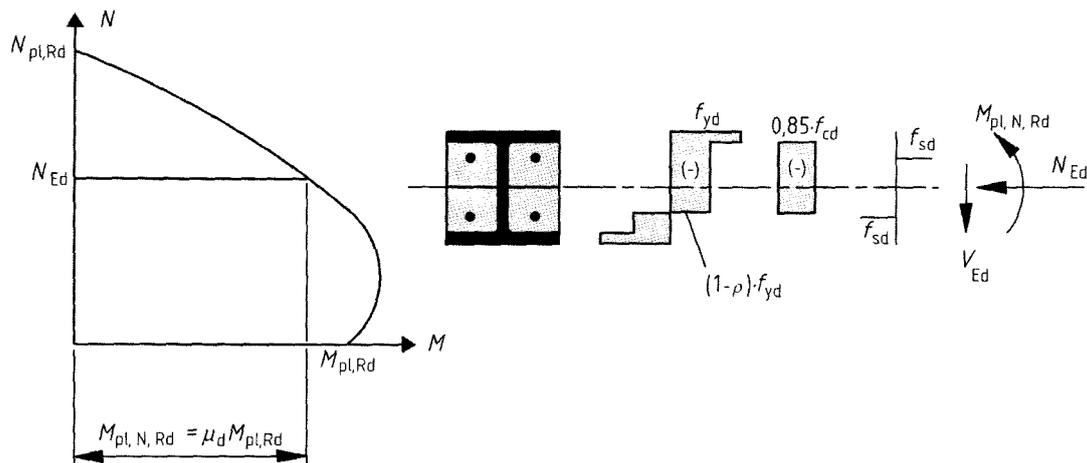
(1) Der Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit  $N_{pl,Rd}$  des Verbundquerschnitts ergibt sich aus der Addition der Bemessungswerte der einzelnen Querschnittsteile.

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.30)$$

Gleichung (6.30) gilt für Querschnitte mit teilweise und vollständig einbetonierten Stahlprofilen. Für betongefüllte Hohlprofile darf bei der Ermittlung des Traganteils des Betonquerschnitts anstelle des Faktors 0,85 der Faktor 1,0 verwendet werden.

(2) Bei Druck und Biegung darf die Querschnittstragfähigkeit und die Interaktionskurve des Verbundquerschnitts mit den in Bild 6.18 dargestellten vollplastischen Spannungsblöcken ermittelt werden, wobei der Einfluss einer Querkraft  $V_{Ed}$  nach (3) zu berücksichtigen ist und die Zugfestigkeit des Betons nicht berücksichtigt werden darf.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**



**Bild 6.18 — Vollplastische Interaktionskurve für Druck und einachsige Biegung**

(3) Der Einfluss von Querkraften auf die Tragfähigkeit bei Druck und Biegung ist bei der Ermittlung der Interaktionskurve zu berücksichtigen, wenn die einwirkende anteilige Querkraft des Baustahlquerschnittes  $V_{a,Ed}$  den 0,5fachen Wert der in 6.2.2.2 angegebenen vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnittes  $V_{pl,a,Rd}$  überschreitet.

Für  $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$  darf der Einfluss der Querkraft auf die Querschnittstragfähigkeit für Druck und Biegung durch Ansatz eines reduzierten Bemessungswertes der Streckgrenze  $(1-\rho)f_{yd}$  in den querkraftübertragenden Querschnittsteilen berücksichtigt werden. Siehe hierzu auch 6.2.2.4(2) und Bild 6.18.

Die anteilige Bemessungsquerkraft des Stahlprofils  $V_{a,Ed}$  darf die in 6.2.2 angegebene Querkrafttragfähigkeit des Stahlprofils nicht überschreiten. Die Querkrafttragfähigkeit des bewehrten Betonquerschnittes  $V_{c,Rd}$  ist nach EN 1992-1-1, 6.2 nachzuweisen.

(4) Wenn kein genauere Nachweis erfolgt, darf die Aufteilung der Bemessungsquerkraft  $V_{Ed}$  in den auf das Stahlprofil ( $V_{a,Ed}$ ) und auf den Stahlbetonquerschnitt ( $V_{c,Ed}$ ) entfallenden Anteil mit den nachfolgenden Beziehungen ermittelt werden.

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.32)$$

Dabei ist

$M_{pl,a,Rd}$  die vollplastische Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnittes und

$M_{pl,Rd}$  die vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnittes.

Näherungsweise darf angenommen werden, dass  $V_{Ed}$  nur vom Baustahlquerschnitt übertragen wird.

(5) Die Interaktionskurve darf durch den in Bild 6.19 dargestellten Polygonzug A bis D angenähert werden. Die zu den Punkten A bis D zugehörigen vollplastischen Spannungsverteilungen sind für einen vollständig einbetonierten Stahlquerschnitt in Bild 6.19 exemplarisch dargestellt. Die Normalkraft  $N_{pm,Rd}$  ergibt sich für teilweise und vollständig einbetonierte Stahlprofile nach Bild 6.17(a) bis (c) zu  $N_{pm,Rd} = 0,85 f_{cd} A_c$  und für ausbetonierte Hohlprofile nach Bild 6.17(d) bis (f) zu  $N_{pm,Rd} = f_{cd} A_c$ .

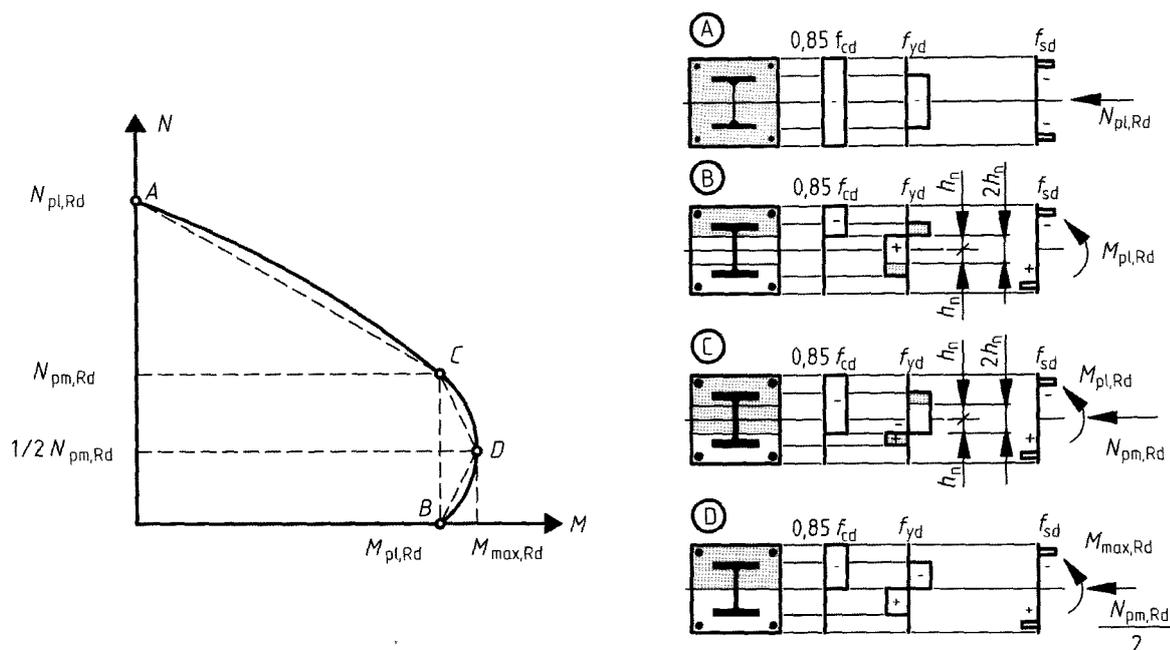


Bild 6.19 — Angenäherte Interaktionskurve und zugehörige vollplastische Spannungsverteilungen

(6) Bei betongefüllten kreisförmigen Hohlprofilen darf die aus der Umschnürungswirkung des Rohres resultierende Erhöhung der Betondruckfestigkeit berücksichtigt werden, wenn der bezogene Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  nach 6.7.3.3 nicht größer als 0,5 und die auf den Außendurchmesser der Stütze  $d$  bezogene Exzentrizität  $e = M_{Ed} / N_{Ed}$  kleiner als 0,1 ist. Die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit darf dann mit folgender Gleichung ermittelt werden, wobei  $t$  die Wanddicke des Rohres ist.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left( 1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (6.33)$$

Für Druckglieder mit  $e = 0$  ergeben sich die Werte  $\eta_a = \eta_{a0}$  und  $\eta_c = \eta_{c0}$  zu:

$$\eta_{a0} = 0,25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \quad (\text{jedoch} \leq 1,0) \quad (6.34)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \quad (\text{jedoch} \geq 0) \quad (6.35)$$

Bei Druckgliedern mit Beanspruchung durch Biegemomente und Normalkräfte mit  $0 < e/d \leq 0,1$  ergeben sich die Werte  $\eta_a$  und  $\eta_c$  nach den Gleichungen (6.36) und (6.37), wobei  $\eta_{a0}$  und  $\eta_{c0}$  nach den Gleichungen (6.34) und (6.35) zu bestimmen sind.

Für  $e/d > 0,1$ ,  $\eta_a = 1,0$  und  $\eta_c = 0$  gilt:

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) (10 e/d) \quad (6.36)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} (1 - 10 e/d) \quad (6.37)$$

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

**6.7.3.3 Wirksame Biegesteifigkeit, Querschnittsparameter  $\delta$  und Schlankheitsgrad**

(1) Der Querschnittsparameter  $\delta$  ergibt sich nach Gleichung (6.38). Dabei ist  $N_{pl,Rd}$  die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit bei Druckbeanspruchung nach 6.7.3.2(1).

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.38)$$

(2) Der Schlankheitsgrad ergibt sich für die jeweils betrachtete Versagensachse zu:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (6.39)$$

Dabei ist

$N_{pl,Rk}$  der charakteristische Wert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit, der sich nach Gleichung (6.30) ergibt, wenn anstelle der Bemessungswerte der Festigkeiten die charakteristischen Werte verwendet werden,

$N_{cr}$  die Normalkraft unter der kleinsten Verzweigungslast für die jeweils betrachtete Versagens-ebene, die mit der wirksamen Biegesteifigkeit  $(EI)_{eff}$  nach (3) und (4) zu bestimmen ist.

(3) Für die Berechnung des Schlankheitsgrades  $\bar{\lambda}$  sowie der idealen Verzweigungslast  $N_{cr}$  ergibt sich der charakteristische Wert der wirksamen Biegesteifigkeit  $(EI)_{eff}$  des Querschnitts einer Verbundstütze zu:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (6.40)$$

Dabei ist

$K_e$  ein mit 0,6 anzunehmender Korrekturbeiwert,

$I_a$ ,  $I_c$  und  $I_s$  die für die jeweils betrachtete Versagensebene maßgebenden Flächenmomente zweiten Grades für den Baustahl-, Betonstahl- und den als ungerissen angenommenen Betonquerschnitt.

(4) Bei der Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit ist der Einfluss aus dem Langzeitverhalten des Betons in der Regel durch Abminderung des Elastizitätsmoduls  $E_{cm}$  auf den effektiven Wert  $E_{c,eff}$  nach Gleichung (6.41) zu berücksichtigen.

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} \quad (6.41)$$

Dabei ist

$\varphi_t$  die Kriechzahl des Betons nach 5.4.2.2(2),

$N_{Ed}$  der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft,

$N_{G,Ed}$  der ständig wirkende Anteil der einwirkenden Normalkraft.

**6.7.3.4 Berechnung der Schnittgrößen und geometrische Ersatzimperfectionen für Vorkrümmungen**

(1) Die Schnittgrößen für den Tragfähigkeitsnachweis von Druckgliedern sind in der Regel nach Elastizitätstheorie II. Ordnung zu ermitteln.

(2) Bei der Berechnung der Schnittgrößen nach Elastizitätstheorie II. Ordnung ergibt sich der Bemessungswert der wirksamen Biegesteifigkeit  $(EI)_{\text{eff,II}}$  zu:

$$(EI)_{\text{eff,II}} = K_o (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \tag{6.42}$$

wobei die Korrekturbeiwerte  $K_{e,II} = 0,5$  und  $K_o = 0,9$  zu berücksichtigen sind. Für den Einfluss aus dem Langzeitverhalten des Betons gelten die Regelungen nach 6.7.3.3(4).

(3) Einflüsse aus Theorie II. Ordnung dürfen vernachlässigt werden, wenn die Bedingung nach 5.2.1(3) unter Berücksichtigung der mit der Biegesteifigkeit  $(EI)_{\text{eff,II}}$  nach (2) ermittelten idealen Verzweigungslast eingehalten ist.

(4) Der Einfluss von geometrischen und strukturellen Imperfectionen darf durch geometrische Ersatzimperfectionen berücksichtigt werden. Die geometrischen Ersatzimperfectionen für die Vorkrümmung von Stäben mit Verbundquerschnitten sind in Tabelle 6.5 angegeben, wobei  $L$  die Stützenlänge ist.

(5) Beim Nachweis des Einzelstabes dürfen die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung durch Multiplikation des nach Theorie I. Ordnung ermittelten maßgebenden Bemessungsmomentes  $M_{Ed}$  mit dem Vergrößerungsfaktor  $k$  nach Gleichung (6.43) berechnet werden.

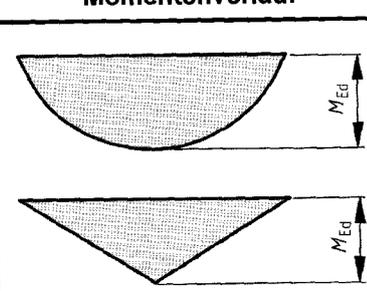
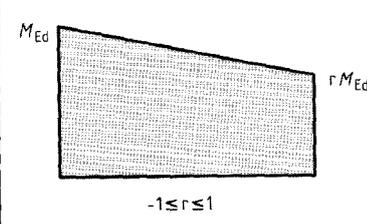
$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr,eff}} \geq 1,0 \tag{6.43}$$

Dabei ist

$N_{cr,eff}$  die für die jeweils betrachtete Versagensachse maßgebende ideale Verzweigungslast, ermittelt mit der wirksamen Biegesteifigkeit nach 6.7.3.4(2), wobei als Knicklänge die Stützenlänge anzunehmen ist,

$\beta$  ein Momentenbeiwert nach Tabelle 6.4.

**Tabelle 6.4 — Momentenbeiwert zur Ermittlung der Biegemomente nach Theorie II. Ordnung**

Momentenverlauf	Momentenbeiwert $\beta$	Bemerkung
	Biegemoment nach Theorie I. Ordnung infolge von Imperfectionen (Vorkrümmung) oder innerhalb der Stütze angreifender Querlasten:  $\beta = 1,0$	$M_{Ed}$ ist das nach Theorie I. Ordnung ermittelte maximale Bemessungsmoment innerhalb der Stützenlänge
	Randmomente: $\beta = 0,66 + 0,44r$ mit $\beta \geq 0,44$	$M_{Ed}$ und $r M_{Ed}$ sind die aus der Berechnung des Gesamttragwerks resultierenden Randmomente nach Theorie I. oder II. Ordnung.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

**6.7.3.5 Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischem Druck**

(1) Druckglieder dürfen bei planmäßig zentrischer Druckbeanspruchung nach 6.7.3.6 nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Auswirkungen von geometrischen Ersatzimperfektionen (Vorkrümmungen) nachgewiesen werden.

(2) Alternativ darf der Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischer Druckbeanspruchung unter der einwirkenden Bemessungsnormalkraft mit Gleichung (6.44) geführt werden.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.44)$$

Dabei ist

$N_{pl,Rd}$  die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts nach 6.7.3.2(1), wobei für  $f_{yd}$  der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{M1}$  nach EN 1993-1-1, 6.1(1) zu berücksichtigen ist,

$\chi$  ein Abminderungsfaktor nach EN 1993-1-1, 6.3.1.2, der vom Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  und der maßgebenden Knickspannungslinie abhängig ist.

Für Verbundstützenquerschnitte sind die maßgebenden Knickspannungslinien in Tabelle 6.5 angegeben, wobei  $\rho_s$  der Bewehrungsgrad  $A_s/A_c$  ist.

**6.7.3.6 Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und einachsiger Biegung**

(1) Der Tragfähigkeitsnachweis ist unter Verwendung der Interaktionskurve nach 6.7.3.2 (2) bis (5) mit der nachfolgenden Bedingung zu führen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (6.45)$$

Dabei ist

$M_{Ed}$  das betragsmäßig größere Moment, das sich entweder aus den Randmomenten oder aus dem innerhalb der Stützenlänge auftretenden Maximalmoment ergibt. Die Momente sind dabei im Allgemeinen nach 6.7.3.4 unter Berücksichtigung von Imperfektionen und gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung zu ermitteln,

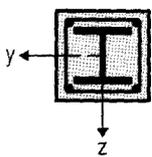
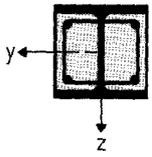
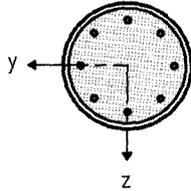
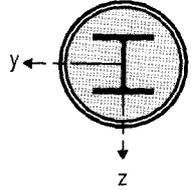
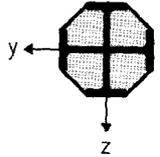
$M_{pl,N,Rd}$  die nach Bild 6.18 ermittelte vollplastische Momententragfähigkeit des Querschnitts bei gleichzeitiger Wirkung der Normalkraft  $N_{Ed}$  mit  $M_{pl,N,Rd} = \mu_d M_{pl,Rd}$ ,

$M_{pl,Rd}$  die vollplastische Momententragfähigkeit des Querschnitts (Punkt B in Bild 6.19).

Der Beiwert  $\alpha_M$  ist für die Baustähle S235, S275 und S355 mit 0,9 und für die Baustähle S420 und S460 mit 0,8 anzunehmen.

(2) Der Beiwert  $\mu_d = \mu_{dy}$  oder  $\mu_{dz}$  nach Bild 6.20 bezieht sich auf die zur betrachteten Biegeachse zugehörige vollplastische Momententragfähigkeit  $M_{pl,Rd}$ . Dabei sind Werte  $\mu_d > 1,0$  nur zulässig, wenn das Biegemoment  $M_{Ed}$  und die Normalkraft  $N_{Ed}$  nicht unabhängig voneinander wirken können (z. B., wenn das Biegemoment aus einer Exzentrizität der Normalkraft resultiert). Andernfalls ist ein zusätzlicher Nachweis unter Beachtung von 6.7.1(7) erforderlich.

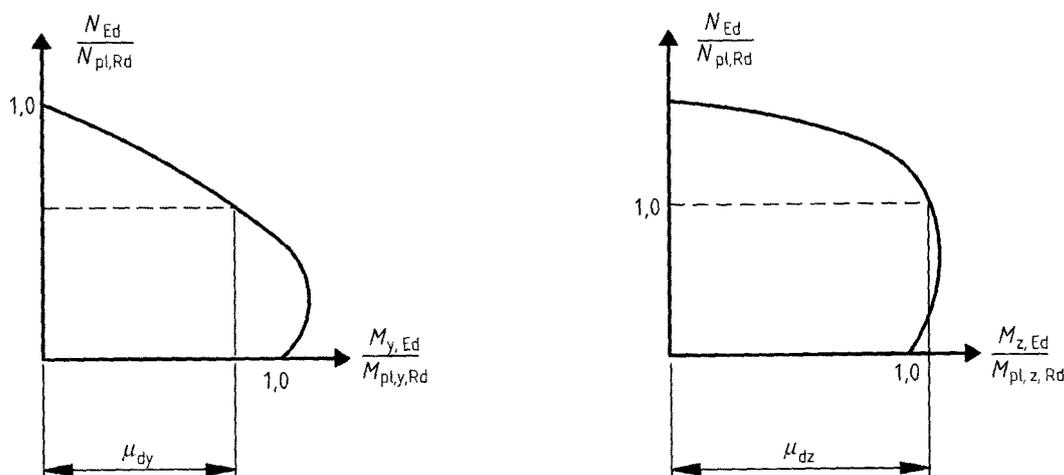
Tabelle 6.5 — Knickspannungslinien für Verbundstützen und geometrische Ersatzimperfektionen  
(Stich der Vorkrümmung bezogen auf die Stützenlänge  $L$ )

Querschnitt	Anwendungsgrenzen	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knickspannungslinie	maximaler Stich der Vorkrümmung
vollständig einbetonierte I-Querschnitte 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
teilweise einbetonierte I-Querschnitte 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
ausbetonierte kreisförmige und rechteckige Hohlprofile 	$\rho_s \leq 3\%$	y-y und z-z	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	y-y und z-z	b	$L/200$
ausbetonierte Röhre mit zusätzlichen I-Profilen als Einstellprofil 		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
teilweise einbetonierte, gekreuzte I-Profile 		y-y und z-z	b	$L/200$

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

**6.7.3.7 Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und zweiachsiger Biegung**

(1) Für Verbundstützen und Druckglieder in Verbundbauweise mit Druck und zweiachsiger Biegung dürfen die Beiwerte  $\mu_{dy}$  und  $\mu_{dz}$  nach Bild 6.20 für jede Biegeachse getrennt nach 6.7.3.6 ermittelt werden. Der Einfluss von Imperfektionen ist bei der stärker versagensgefährdeten Achse zu berücksichtigen. Wenn die stärker versagensgefährdete Achse nicht eindeutig bestimmbar ist, ist der Nachweis für beide Achsen mit den jeweils zugehörigen Imperfektionen getrennt zu führen.



**Bild 6.20 — Nachweis bei Druck und Biegung**

(2) Der Tragfähigkeitsnachweis ist bei Druck und zweiachsiger Biegung in der Regel für die maximalen Bemessungsmomente innerhalb der Stützenlänge und für die Randmomente mit den nachfolgenden Bedingungen zu führen:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.47)$$

Dabei sind

- $M_{pl,y,Rd}$  und  $M_{pl,z,Rd}$  die vollplastischen Momententragfähigkeiten für die jeweilige Biegeachse,
- $M_{y,Ed}$  und  $M_{z,Ed}$  die nach 6.7.3.4 nach Theorie II. Ordnung unter Ansatz von Imperfektionen ermittelten Bemessungswerte der einwirkenden Biegemomente,
- $\mu_{dy}$  und  $\mu_{dz}$  die Beiwerte nach 6.7.3.6,
- $\alpha_M = \alpha_{M,y}$  und  $\alpha_M = \alpha_{M,z}$  die Beiwerte nach 6.7.3.6(1).

**6.7.4 Verbundsicherung und Kraffteinleitung**

**6.7.4.1 Allgemeines**

(1)P Zur Sicherstellung der bei der Stützenbemessung gemachten Annahme eines vollständigen Verbundes der Querschnittskomponenten sind die Kraffteinleitungsbereiche und die Verbundsicherung so auszubilden, dass in der Verbundfuge kein unzulässiger Schlupf entsteht. Kraffteinleitungsbereiche sind Stützenend-

bereiche und Bereiche innerhalb der Stützenlänge mit Einleitung von Normalkräften und/oder Biegemomenten aus angrenzenden Bauteilen.

(2)P Bei Stützen und Druckgliedern in Verbundbauweise mit größeren Querkräften (z. B. aus Querlasten oder Randmomenten) ist zur Übertragung der Längsschubbeanspruchungen zwischen Stahlprofil und Beton eine Verbundsicherung erforderlich.

(3) Bei planmäßig zentrisch beanspruchten Stützen und Druckgliedern ist mit Ausnahme der Kräfteinleitungsbereiche eine Verbundsicherung nicht erforderlich.

#### 6.7.4.2 Kräfteinleitungsbereiche

(1) In den Kräfteinleitungsbereichen und an Stellen mit Querschnittsänderungen sind in der Regel Verbundmittel anzuordnen, wenn in der Verbundfuge zwischen Stahlprofil und Beton der Bemessungswert der Verbundspannung  $\tau_{Rd}$  nach 6.7.4.3 überschritten wird. Die Längsschubkräfte ergeben sich dabei aus der Differenz der Teilschnittgrößen des Stahl- oder Stahlbetonquerschnitts im Bereich der Kräfteinleitungslänge. Wenn die Lasteinleitung nur über den Betonquerschnitt erfolgt, sind die Teilschnittgrößen in der Regel mit Hilfe einer elastischen Berechnung unter Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens zu ermitteln. In allen anderen Fällen sind die Längsschubkräfte im Allgemeinen mit den elastisch oder vollplastisch ermittelten Teilschnittgrößen zu berechnen, wobei der ungünstigere Fall maßgebend ist.

(2) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, darf die Lasteinleitungslänge nicht größer als  $2d$  oder  $L/3$  angenommen werden. Dabei ist  $d$  die kleinste Außenabmessung des Querschnitts und  $L$  die Stützenlänge.

(3) Bei einer Lasteinleitung über Endkopfplatten ist im Kräfteinleitungsbereich keine Verbundsicherung mit Verbundmitteln erforderlich, sofern nachgewiesen werden kann, dass die Fuge zwischen Betonquerschnitt und Kopfplatte unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden ständig überdrückt ist. Andernfalls sind die Lasteinleitungsbereiche nach (5) nachzuweisen. Bei betongefüllten kreisförmigen Hohlprofilen darf der Einfluss aus der Umschnürungswirkung des Rohres berücksichtigt werden, wenn die Bedingungen nach 6.7.3.2(6) eingehalten sind. In diesem Fall dürfen beim Nachweis der Lasteinleitung die Beiwerte  $\eta_a$  und  $\eta_c$  für  $\bar{\lambda} = 0$  berücksichtigt werden.

(4) Wenn bei teilweise oder vollständig einbetonierten und vergleichbaren I-Querschnitten Kopfbolzendübel an den Stegen angeordnet werden, dürfen die an den Innenseiten der Flansche entstehenden Reibungskräfte berücksichtigt werden, die aus der Behinderung der Spaltzugkräfte im Beton resultieren. Die Reibungskräfte dürfen zusätzlich zu den Abscherkräften der Dübel berücksichtigt werden. Die zusätzliche Tragfähigkeit darf entsprechend Bild 6.21 mit  $\mu P_{Rd}/2$  für jeden Flansch und jede horizontale Dübelreihe in Rechnung gestellt werden. Hierbei ist  $\mu$  der von der Oberflächenbeschaffenheit abhängige Reibungsbeiwert, der bei walzrauen Stahlprofilen ohne Beschichtung mit 0,5 angenommen werden darf. Die Dübeltragfähigkeit  $P_{Rd}$  ergibt sich nach 6.6.3.1. Ohne Nachweis durch Versuche dürfen bei Berücksichtigung der Reibungskräfte die in Bild 6.21 angegebenen lichten Abstände zwischen den Flanschen nicht überschritten werden.

DIN EN 1994-1-1:2010-12  
 EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

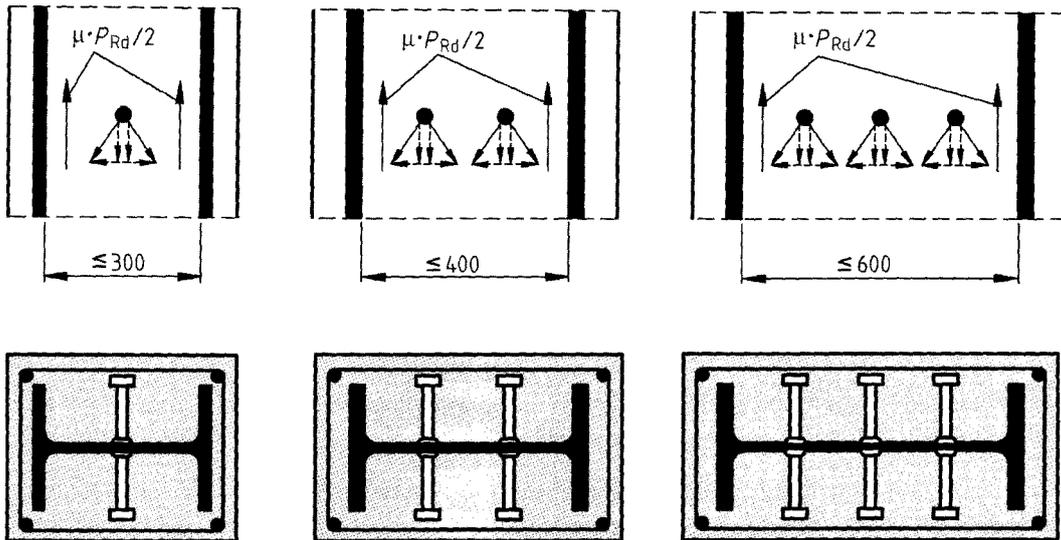


Bild 6.21 — Zusätzliche Aktivierung von Reibungskräften bei Kopfbolzendübeln

(5) Wenn die Lasteinleitungsfläche, wie in Bild 6.22(a) exemplarisch dargestellt, kleiner als die Querschnittsfläche der Stütze ist, dürfen die Lasten über die Kopfplattendicke  $t_e$  im Verhältnis von 1:2,5 verteilt werden. Die Betonspannung im Bereich der wirksamen Lasteinleitungsfläche ist dann bei betongefüllten Hohlprofilen nach (6) und bei allen anderen Querschnitten nach EN 1992-1-1, 6.7 zu begrenzen.

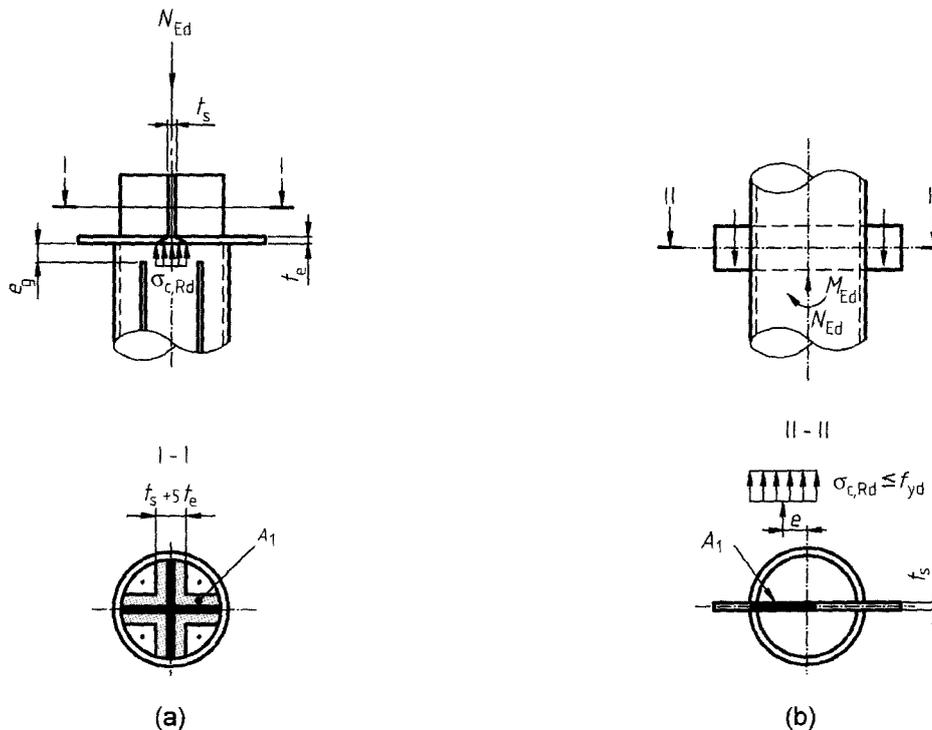


Bild 6.22 — Teilflächenpressung bei ausbetonierten Hohlprofilen

(6) Wenn bei betongefüllten kreisförmigen oder quadratischen Hohlprofilen der Beton nur über eine Teilfläche beansprucht wird, wie z. B. nach Bild 6.22 bei durchgesteckten Knotenblechen oder bei Lasteinleitung über Steifen, darf die aus der Teilschnittgröße des Betonquerschnitts resultierende örtliche Betonpressung unter dem Knotenblech bzw. unter der Steife die Grenzspannung  $\sigma_{c,Rd}$  nicht überschreiten. Die Grenzspannung  $\sigma_{c,Rd}$  ergibt sich zu:

$$\boxed{\text{AC}} \sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t f_y}{a f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \boxed{\text{AC}} \quad (6.48)$$

Dabei ist

- $t$  die Wanddicke des Hohlprofils,
- $a$  der Durchmesser bei Rohren oder die Seitenlänge bei quadratischen Hohlprofilen,
- $A_c$  die Betonquerschnittsfläche des Stützenquerschnittes,
- $A_1$  die Belastungsfläche unter dem Knotenblech bzw. unter den Steifen nach Bild 6.22,
- $\eta_{cL}$  Beiwert zur Erfassung der Umschnürungswirkung mit  $\eta_{cL} = 4,9$  für Rohre und  $\eta_{cL} = 3,5$  für quadratische Hohlprofile.

Das Flächenverhältnis  $A_c/A_1$  darf rechnerisch maximal mit 20 berücksichtigt werden. Für den Nachweis der Schweißnähte zwischen Rohr und Knotenblech gelten die Regelungen nach EN 1993-1-8, Abschnitt 4.

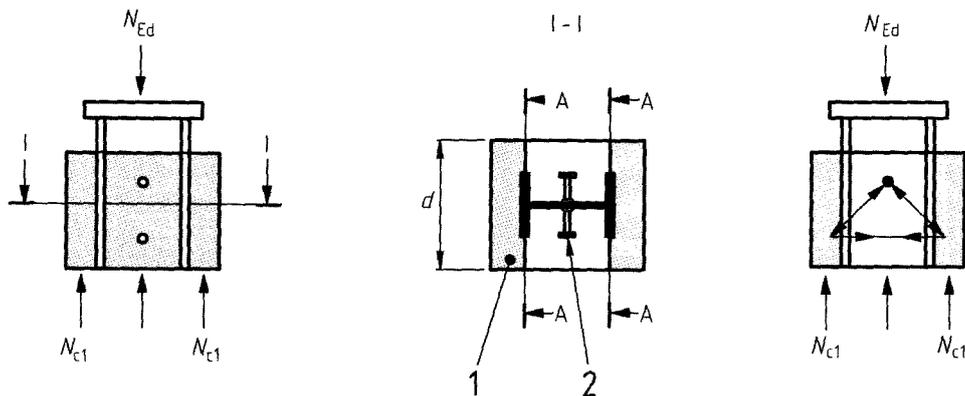
(7) Bei ausbetonierten kreisförmigen Hohlprofilen darf die Längsbewehrung beim Nachweis der Stütze auch dann angerechnet werden, wenn sie nicht unmittelbar mit Hilfe von Schweißnähten oder über Kontakt an die Endkopfplatten angeschlossen ist, wenn

- kein Nachweis der Ermüdung erforderlich ist und
- der lichte Abstand  $e_g$  zwischen dem Ende der Bewehrung und der Kopfplatte nach Bild 6.22(a) 30 mm nicht überschreitet.

(8) Für die Bügelbewehrung gelten die Regelungen nach EN 1992-1-1, 9.5.3. Bei teilweise einbetonierten Stahlprofilen ist zur Lagersicherung des Betons im Allgemeinen eine Bügelbewehrung nach Bild 6.10 erforderlich.

(9) Wenn bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen die Lasteinleitung nur über das Stahlprofil oder nur über den Betonquerschnitt erfolgt, ist die erforderliche Bügelbewehrung zum Anschluss der Teilschnittgrößen derjenigen Betonquerschnittsteile, die indirekt durch Verbundmittel angeschlossen sind, mit dem in Bild 6.23 dargestellten Fachwerkmodell für den Schnitt A-A zu ermitteln. Bei dem Querschnitt nach Bild 6.23 ist z. B. die anteilige Kraft  $N_{c1}$  im schraffierten Bereich als nicht direkt angeschlossen anzunehmen. Bei der Bemessung und Anordnung der Bügel ist im Allgemeinen für die Druckstreben des Fachwerks eine Neigung von  $45^\circ$  anzunehmen.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**



**Legende**

- 1 nicht direkt angeschlossene Querschnittsfläche
- 2 direkt angeschlossene Querschnittsfläche

**Bild 6.23 — Direkt und indirekt angeschlossene Betonquerschnittsflächen**

**6.7.4.3 Verbundsicherung außerhalb der Kraffteinleitungsbereiche**

(1) Außerhalb der Kraffteinleitungsbereiche ist im Allgemeinen ein Nachweis der Verbundsicherung erforderlich, wenn die Stützen durch Querlasten und/oder Randmomente beansprucht werden. Wenn die aus dem Bemessungswert der Längsschubkraft resultierenden Verbundspannungen den Bemessungswert der Verbundtragfähigkeit  $\tau_{Rd}$  überschreiten, ist in der Regel die Anordnung von Verbundmitteln erforderlich.

(2) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, dürfen die Verbundspannungen zwischen Stahlprofil und Beton näherungsweise elastisch unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens und der Rissbildung des Betons berechnet werden.

(3) Wenn die mit dem Beton in Kontakt stehenden Oberflächen des Stahlprofils keine Beschichtung aufweisen und frei von Schmierstoffen, loser Walzhaut und losem Rost sind, dürfen für die Verbundtragfähigkeit  $\tau_{Rd}$  die in Tabelle 6.6 angegebenen Verbundspannungen verwendet werden.

Tabelle 6.6 — Bemessungswert der Verbundtragfähigkeit  $\tau_{Rd}$ 

Querschnitt	$\tau_{Rd}$ in N/mm <sup>2</sup>
vollständig einbetonierte Stahlprofile	0,30
ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile	0,55
ausbetonierte rechteckige Hohlprofile	0,40
Flansche von teilweise einbetonierten Profilen	0,20
Stege von teilweise einbetonierten Profilen	0,00

(4) Die in Tabelle 6.6 angegebene Verbundtragfähigkeit für vollständig einbetonierte Stahlprofile gilt für Querschnitte mit einer Betondeckung von 40 mm und mit Längs- und Querbewehrung nach 6.7.5.2. Bei größerer Betondeckung und entsprechender Bewehrung dürfen für die Verbundtragfähigkeit größere Werte berücksichtigt werden. Wenn nicht mit Hilfe von Versuchen größere Tragfähigkeiten nachgewiesen werden, darf bei größeren Betondeckungen die erhöhte Verbundtragfähigkeit  $\beta_c \tau_{Rd}$  angesetzt werden. Der Beiwert  $\beta_c$  ergibt sich zu:

$$\beta_c = 1 + 0,02 c_z \left( 1 - \frac{c_{z,min}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (6.49)$$

Dabei ist

- $c_z$  der Nennwert der Betondeckung in mm nach Bild 6.17a,  
 $c_{z,min}$  die minimale zulässige Betondeckung mit  $c_{z,min} = 40$  mm.

(5) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, ist bei teilweise einbetonierten I-Querschnitten mit Querkraftbeanspruchung infolge planmäßiger Biegung um die schwache Achse des Stahlprofils (Biegung aus Querlasten und Endmomenten) stets eine Verdübelung erforderlich. Wenn die Querkraft nicht allein dem Stahlprofil zugewiesen wird, ist die für die anteilige Querkraft des Betonquerschnitts  $V_{c,Ed}$  (siehe hierzu 6.7.3.2(4)) erforderliche Bügelbewehrung im Allgemeinen kraftschlüssig an den Steg des Stahlprofils anzuschweißen oder durch Bohrungen im Steg des Stahlprofils zu stecken.

## 6.7.5 Bauliche Durchbildung

### 6.7.5.1 Betondeckung von Stahlprofilen und Bewehrung

(1)P Für vollständig einbetonierte Stahlprofile ist eine Mindestbetondeckung erforderlich, um die Übertragung der Schubkräfte zwischen Beton und Stahl sicherzustellen, das Stahlprofil gegen Korrosion zu schützen und um ein Abplatzen des Betons zu verhindern.

(2) Die Betondeckung der Flansche von vollständig einbetonierten Profilen darf 40 mm oder 1/6 der Flanschbreite  $b$  nicht unterschreiten.

(3) Für die Betondeckung der Bewehrung gilt EN 1992-1-1, Abschnitt 4.

### 6.7.5.2 Längs- und Bügelbewehrung

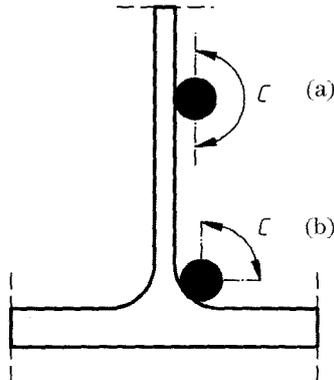
(1) Wird die Längsbewehrung bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen beim Tragfähigkeitsnachweis angerechnet, so ist eine Mindestbewehrung von 0,3 % der Betonfläche erforderlich. Wenn bei betongefüllten Hohlprofilen keine Brandschutzbemessung erforderlich ist, ist eine Ausführung ohne Längsbewehrung zulässig.

(2) Für die Bemessung und die bauliche Durchbildung der Längs- und Bügelbewehrung von vollständig oder teilweise einbetonierten Stahlprofilen gilt EN 1992-1-1, 9.5.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(3) Der lichte Abstand zwischen der Längsbewehrung und dem Stahlprofil darf auch kleiner als nach (2), im Grenzfall auch mit null, gewählt werden. In diesem Fall sind für die Bestimmung der Verbundtragfähigkeit der Bewehrung im Allgemeinen die wirksamen Umfänge  $c$  nach Bild 6.24 anzunehmen.

(4) Wird bei vollständig oder teilweise einbetonierten Stahlprofilen auf eine Anrechnung der Längsbewehrung beim Tragfähigkeitsnachweis verzichtet und liegen Umweltbedingungen vor, die eine Einstufung in die Expositionsklasse X0 nach EN 1992-1-1, Tabelle 4.1 erlauben, ist in der Regel eine konstruktive Längsbewehrung mit einem Mindeststabdurchmesser von 8 mm und einem maximalen Stababstand von 250 mm sowie eine Bügelbewehrung mit einem Mindeststabdurchmesser von 6 mm und einem maximalen Abstand von 200 mm erforderlich. Alternativ dürfen Betonstahlmatten mit einem Mindeststabdurchmesser von 4 mm verwendet werden.



**Bild 6.24 — Wirksamer Umfang  $c$  eines Bewehrungsstabes**

## 6.8 Ermüdung

### 6.8.1 Allgemeines

(1)P Wenn Verbundtragwerke häufigen wiederholten Spannungswechseln ausgesetzt sind, ist ein Nachweis gegen Ermüdung erforderlich.

(2)P Der Nachweis des Grenzzustandes der Ermüdung soll sicherstellen, dass mit einer angemessenen Zuverlässigkeit während der geplanten Nutzungsdauer ein Ermüdungsversagen und durch Ermüdungsschäden verursachte Reparaturarbeiten nicht wahrscheinlich sind.

(3) Bei Tragwerken des Hochbaus ist für Kopfbolzendübel unter der charakteristischen Kombination der Einwirkungen in der Regel nachzuweisen, dass die einwirkende Längsschubkraft je Dübel den 0,75fachen Wert der Dübeltragfähigkeit  $P_{Rd}$  nach 6.6.3.1 nicht überschreitet.

(4) Bei Tragwerken des Hochbaus ist für Stahlbauteile, die Bewehrung, den Beton und die Verdübelung kein Ermüdungsnachweis erforderlich, wenn für Baustahlteile die Bedingungen nach EN 1993-1-1, Abschnitt 4(4) eingehalten sind und für Betonbauteile die in EN 1992-1-1, 6.8.1 angegebenen Bedingungen nicht zutreffen.

### 6.8.2 Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der Ermüdung für Tragwerke des Hochbaus

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{Mf}$  für die Ermüdungsfestigkeit sind für Stahlbauteile in EN 1993-1-9, Abschnitt 3 und für den Beton und die Bewehrung in EN 1992-1-1, 2.4.2.4 geregelt. Für Kopfbolzendübel ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{Mf,s}$  zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Der Wert für  $\gamma_{Mf,s}$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist  $\gamma_{Mf,s} = 1,0$ .

(2) Bei der Ermüdungsbelastung ist in der Regel der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{Ff}$  zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{Ff}$  für die verschiedenen Arten von Ermüdungsbelastungen dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

### 6.8.3 Ermüdungsfestigkeit

- (1) Für die Ermüdungsfestigkeit von Baustahl und geschweißten Konstruktionsdetails gelten die Regelungen nach EN 1993-1-9, Abschnitt 7.
- (2) Die Ermüdungsfestigkeit von Beton- und Spannstahl ist in EN 1992-1-1 geregelt. Für Beton gilt EN 1992-1-1, 6.8.5.
- (3) Die Ermüdungsfestigkeitskurve für Kopfbolzendübel nach 6.6.3.1, die mit automatischen Schweißverfahren aufgeschweißt werden, ist in Bild 6.25 dargestellt und wird bei Verwendung von Normalbeton durch die nachfolgende Gleichung beschrieben.

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \quad (6.50)$$

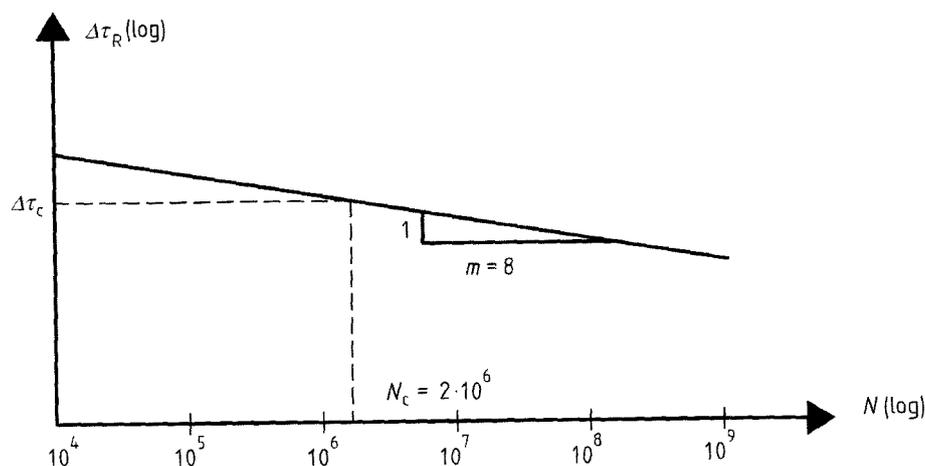
Dabei ist

$\Delta\tau_R$  die auf die Schaftfläche des Bolzens bezogene und mit dem Nenndurchmesser  $d$  ermittelte Ermüdungsfestigkeit,

$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$  der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei  $2 \times 10^6$  Spannungsspielen,

$m = 8$  die Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve,

$N_R$  die zu  $\Delta\tau_R$  zugehörige Anzahl der Spannungsspiele.



**Bild 6.25 — Ermüdungsfestigkeitskurve für Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten**

- (4) Bei Verwendung von Leichtbeton mit Rohdichteklassen nach EN 1992-1-1, 11 ergibt sich die Ermüdungsfestigkeit für Kopfbolzen nach (3), wobei jedoch anstelle von  $\Delta\tau_R$  und  $\Delta\tau_c$  die Ermüdungsfestigkeiten  $\eta_E \Delta\tau_R$  und  $\eta_E \Delta\tau_c$  zu verwenden sind. Der Beiwert  $\eta_E$  ergibt sich nach EN 1992-1-1, 11.3.2.

### 6.8.4 Ermüdungsbelastung und Schnittgrößen

- (1) Die Schnittgrößen sind in der Regel mit Hilfe einer elastischen Tragwerksberechnung nach 5.4.1 und 5.4.2 für die in EN 1992-1-1, 6.8.3 angegebene Kombination der Einwirkungen zu bestimmen.
- (2) Die maximalen und minimalen Biegemomente und/oder Schnittgrößen für die in (1) angegebene Kombination werden mit  $M_{Ed,max,f}$  und  $M_{Ed,min,f}$  bezeichnet.
- (3) Für Tragwerke des Hochbaus ist die Ermüdungsbelastung in der Regel den jeweils maßgebenden Teilen von EN 1991 zu entnehmen. Wenn keine spezifizierten Ermüdungsbelastungen vorliegen, gilt

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

EN 1993-1-9, Anhang A.1. Falls erforderlich, sind bei der Berechnung zur Erfassung von dynamischen Beanspruchungen Schwing- oder Stoßbeiwerte zu berücksichtigen.

### 6.8.5 Spannungen

#### 6.8.5.1 Allgemeines

- (1) Für die Berechnung der Spannungen gilt 7.2.1.
- (2)P Bei der Spannungsermittlung muss in Bereichen mit wahrscheinlicher Rissbildung im Betongurt der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen im Allgemeinen berücksichtigt werden.
- (3) Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, darf bei der Ermittlung der Spannungen im Betonstahl der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach 6.8.5.4 berücksichtigt werden.
- (4) Bei der Ermittlung der Spannungen des Baustahlquerschnittes darf auf der sicheren Seite liegend der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen vernachlässigt werden.

#### 6.8.5.2 Beton

- (1) Für die Ermittlung der Betonspannungen gilt EN 1992-1-1, 6.8.

#### 6.8.5.3 Baustahl

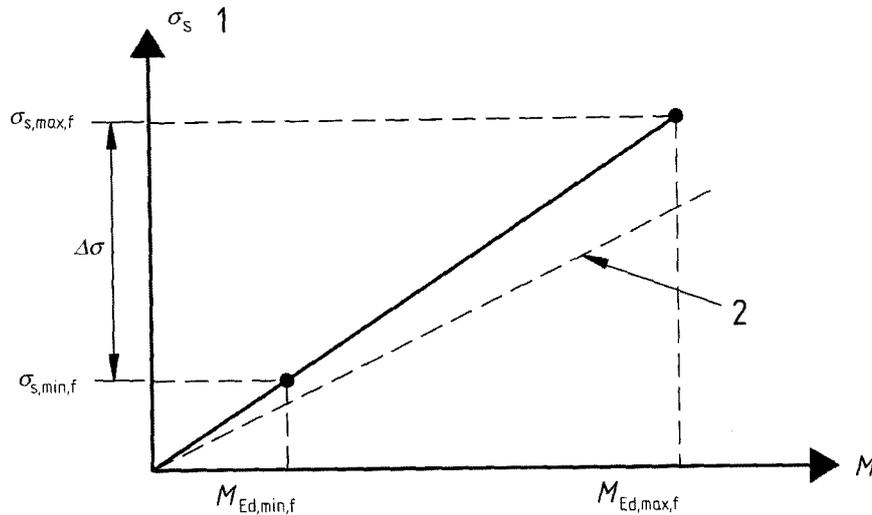
- (1) Wenn infolge der Biegemomente  $M_{Ed,max,f}$  und  $M_{Ed,min,f}$  im Betongurt Zugspannungen entstehen, dürfen die Spannungen im Baustahlquerschnitt mit Hilfe des Flächenmomentes zweiten Grades  $I_2$  nach 1.5.2.12 berechnet werden.
- (2) Wenn infolge  $M_{Ed,min,f}$  und  $M_{Ed,max,f}$ , oder nur infolge  $M_{Ed,min,f}$  im Betongurt Druckspannungen entstehen, sind die Spannungen für diese Biegemomente in der Regel unter Annahme eines ungerissenen Querschnitts zu ermitteln.

#### 6.8.5.4 Betonstahl

- (1) Wenn infolge des Biegemomentes  $M_{Ed,max,f}$  im Betongurt Zugspannungen entstehen und wenn kein genaueres Berechnungsverfahren verwendet wird, darf die unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu ermittelnde Betonstahlspannung  $\sigma_{s,max,f}$  infolge des Momentes  $M_{Ed,max,f}$  mit den Gleichungen (7.4) bis (7.6) nach 7.4.3(3) berechnet werden. In Gleichung (7.5) in 7.4.3(3) darf dabei anstelle des Faktors 0,4 der Wert 0,2 verwendet werden.
- (2) Wenn infolge des Biegemomentes  $M_{Ed,min,f}$  im Betongurt ebenfalls Zugspannungen entstehen, ergibt sich die Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma$  nach Bild 6.26 und die Spannung  $\sigma_{s,min,f}$  infolge  $M_{Ed,min,f}$  nach Gleichung (6.51).

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (6.51)$$

- (3) Wenn infolge  $M_{Ed,min,f}$  und  $M_{Ed,max,f}$ , oder nur infolge  $M_{Ed,min,f}$  im Betongurt Druckspannungen entstehen, sind die Spannungen für diese Biegemomente in der Regel unter Annahme eines ungerissenen Querschnitts zu ermitteln.

**Legende**

- 1 zugbeanspruchter Betongurt  
2 Spannung ohne Berücksichtigung des Betons

**Bild 6.26 — Betonstahlspannungen  $\sigma_{s,max,f}$  und  $\sigma_{s,min,f}$  bei Rissbildung im Betongurt**

**6.8.5.5 Verdübelung**

(1)P Für die Verbundfuge muss die Längsschubkraft je Längeneinheit auf der Grundlage der Elastizitätstheorie ermittelt werden.

(2) In Bereichen mit wahrscheinlicher Rissbildung in Betonquerschnittsteilen ist im Allgemeinen der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Auf der sicheren Seite liegend darf die Längsschubkraft in der Verbundfuge unter der Annahme eines ungerissenen Querschnitts bestimmt werden.

**6.8.6 Spannungsschwingbreiten****6.8.6.1 Baustahl und Bewehrung**

- (1) Die Spannungsschwingbreiten sind in der Regel mit den Spannungen nach 6.8.5 zu ermitteln.  
(2) Wenn der Ermüdungsnachweis mit Hilfe von schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten  $\Delta\sigma_E$  geführt wird, ist  $\Delta\sigma_E$  im Allgemeinen wie folgt zu ermitteln:

$$\Delta\sigma_E = \lambda \phi |\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}| \quad (6.52)$$

Dabei ist

- $\sigma_{max,f}, \sigma_{min,f}$  die maximale bzw. minimale Spannung nach 6.8.4 und 6.8.5,  
 $\lambda$  der Schadensäquivalenzfaktor,  
 $\phi$  der Schwingbeiwert.

(3) Bei kombinierten Beanspruchungen aus globalen und lokalen Wirkungen sind in der Regel beide Einflüsse zu berücksichtigen. Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, ist die aus beiden Einflüssen resultierende schadigungsäquivalente Spannungsschwingbreite in der Regel wie folgt zu ermitteln:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{glob} \phi_{glob} \Delta\sigma_{E, glob} + \lambda_{loc} \phi_{loc} \Delta\sigma_{E, loc} \quad (6.53)$$

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

wobei die Indizes „glob“ und „loc“ jeweils die Einflüsse aus globalen und lokalen Einflüssen beschreiben.

(4) Für Tragwerke des Hochbaus gilt für den Nachweis des Baustahlquerschnittes  $\Delta\sigma_E = \Delta\sigma_{E,2}$  nach EN 1993-1-9, 1.3 und für den Nachweis der Bewehrung  $\Delta\sigma_E = \Delta\sigma_{s,eq}$  nach EN 1992-1-1, 6.8.5.

(5) Für Tragwerke des Hochbaus ist der Schadensäquivalenzfaktor  $\lambda$  für den Nachweis des Baustahlquerschnittes in EN 1993-1-9, 6.2 sowie in den jeweils maßgebenden Teilen von EN 1993 und für den Nachweis des Betonstahls in den jeweils maßgebenden Teilen von EN 1992 angegeben.

(6) Wenn für Tragwerke des Hochbaus keine Werte für  $\lambda$  angegeben werden, ist der Schadensäquivalenzfaktor in der Regel nach EN 1993-1-9 zu ermitteln, wobei die jeweils maßgebende Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve zu berücksichtigen ist.

### 6.8.6.2 Verdübelung

(1) Für den Nachweis von Kopfbolzendübeln mit Hilfe von Nennspannungsschwingbreiten ergibt sich die auf 2 Millionen Lastspiele bezogene schädigungsäquivalente Schubspannungsschwingbreite  $\Delta\tau_{E,2}$  zu:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau \quad (6.54)$$

Dabei ist

$\lambda_v$  der von der Neigung  $m$  der Ermüdungsfestigkeitskurve abhängige Schadensäquivalenzfaktor,

$\Delta\tau$  die Schubspannungsschwingbreite im Dübelschaft infolge der Ermüdungsbelastung, berechnet mit dem Nennwert des Schaftdurchmessers des Dübels.

(2) Die schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten für geschweißte Details anderer Verbundmittel sind in der Regel nach EN 1993-1-9, Abschnitt 6 zu ermitteln.

(3) Wenn bei Tragwerken des Hochbaus für Kopfbolzendübel keine spezifizierten Werte für  $\lambda_v$  vorliegen, ist der Schadensäquivalenzfaktor in der Regel nach EN 1993-1-9, Anhang A unter Berücksichtigung der Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve für Kopfbolzendübel nach 6.8.3 zu ermitteln.

### 6.8.7 Nachweis gegen Ermüdung mit Nennspannungsschwingbreiten

#### 6.8.7.1 Baustahl, Betonstahl und Beton

(1) Für den Nachweis des Betonstahls gilt EN 1992-1-1, 6.8.5 oder 6.8.6.

(2) Für den Nachweis des Betons unter Druckbeanspruchung gilt EN 1992-1-1, 6.8.7.

(3) Bei Tragwerken des Hochbaus gilt für den Nachweis des Baustahls EN 1993-1-9, Abschnitt 8.

#### 6.8.7.2 Verdübelung

(1) Der Nachweis gegen Ermüdung ist in der Regel für Trägerbereiche, in denen Kopfbolzendübel auf Stahlträgergurte geschweißt werden, die unter der maßgebenden Einwirkungskombination nach 6.8.4.1 in der Druckzone liegen, mit der nachfolgenden Bedingung zu führen:

$$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (6.55)$$

Dabei ist

$\Delta\tau_{E,2}$  in 6.8.6.2(1) angegeben,

$\Delta\tau_c$  der auf zwei Millionen Spannungsspiele bezogene Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit nach 6.8.3.

Die Spannungsschwingbreite  $\Delta\tau$  im Dübel ist dabei mit der Querschnittsfläche des Dübelschaftes und dem Nenndurchmesser  $d$  des Dübelschaftes zu bestimmen.

(2) Wenn unter der maßgebenden Kombination im Gurt des Stahlträgers Zugspannungen auftreten, ist beim Nachweis von aufgeschweißten Kopfbolzendübeln in der Regel die gleichzeitige Wirkung von Schubspannungsschwingbreiten  $\Delta\tau_E$  im Schweißwulst des Dübels und von Normalspannungsschwingbreiten  $\Delta\sigma_E$  im Flansch des Trägers mit den nachfolgenden Bedingungen nachzuweisen:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.57)$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{E,2}$  die Spannungsschwingbreite im Flansch nach 6.8.6.1,

$\Delta\sigma_c$  der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit nach EN 1993-1-9, Abschnitt 7, für die Kerbfallkategorie 80,

$\Delta\tau_{E,2}$  und  $\Delta\tau_c$  die in (1) angegebenen Spannungsschwingbreiten.

Die Gleichung (6.56) ist in der Regel sowohl für die maximale Normalspannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_{E,2}$  und den zugehörigen Wert  $\Delta\tau_{E,2}$  als auch für die maximale Schubspannungsschwingbreite und den zugehörigen Wert  $\Delta\sigma_{E,2}$  nachzuweisen. Wenn der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nicht mit genaueren Berechnungsverfahren berücksichtigt wird, ist der Nachweis mit den jeweils zugehörigen Spannungsschwingbreiten im Allgemeinen sowohl mit den Querschnittskenngrößen des ungerissenen als auch mit den Querschnittskenngrößen des gerissenen Querschnitts zu führen.

## 7 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

### 7.1 Allgemeines

(1)P Ein Tragwerk mit Verbundbauteilen muss so entworfen und ausgeführt werden, dass die in EN 1990, 3.4 angegebenen grundlegenden Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit erfüllt werden.

(2) Für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit gelten die Anforderungen nach EN 1990, 3.4(3).

(3) Für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit von Verbunddecken gilt Abschnitt 9.

### 7.2 Spannungen

#### 7.2.1 Allgemeines

(1)P Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen für Träger bei der Ermittlung der Spannungen die nachfolgend genannten Einflüsse — sofern maßgebend — berücksichtigt werden:

- Schubverformungen bei breiten Gurten (mittragende Breite),
- Kriechen und Schwinden des Betons,

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

- Rissbildung im Betongurt und Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen,
  - Montageablauf und Belastungsgeschichte,
  - Nachgiebigkeit der Verbundfuge bei signifikantem Schlupf der Verbundmittel,
  - nichtlineares Verhalten von Bau- und Betonstahl (sofern maßgebend),
  - Verwölbung und Profilverformung des Querschnitts (sofern maßgebend).
- (2) Der Einfluss von Schubverformungen bei breiten Gurten darf nach 5.4.1.2 berücksichtigt werden.
- (3) Wenn keine genaueren Berechnungsverfahren verwendet werden, dürfen die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden bei Anwendung des Gesamtquerschnittsverfahrens mit den Reduktionszahlen nach 5.4.2.2 ermittelt werden.
- (4) Bei Querschnitten mit Rissbildung im Betongurt dürfen die primären Beanspruchungen aus dem Schwinden vernachlässigt werden.
- (5)P Beim Nachweis der Querschnitte ist die Zugfestigkeit des Betons zu vernachlässigen.
- (6) Der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ist bei der Ermittlung der Spannungen im Beton- und Spannstahl in der Regel zu berücksichtigen. Wenn kein genaueres Berechnungsverfahren verwendet wird, sind zur Berücksichtigung dieses Einflusses die Spannungen im Allgemeinen nach 7.4.3 zu ermitteln.
- (7) Der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen darf bei der Ermittlung der Spannungen für den Baustahlquerschnitt vernachlässigt werden.
- (8) Der Einfluss aus der Nachgiebigkeit der Verdübelung darf bei Tragwerken des Hochbaus vernachlässigt werden, wenn eine vollständige Verdübelung vorhanden ist und bei teilweiser Verdübelung die Bedingungen nach 7.3.1(4) eingehalten werden.

### **7.2.2 Begrenzung der Spannungen für Tragwerke des Hochbaus**

- (1) Wenn im Grenzzustand der Tragfähigkeit kein Ermüdungsnachweis erforderlich ist, keine Vorspannung mit Hilfe von Spanngliedern und/oder planmäßig eingepprägten Deformationen (z. B. planmäßiges Absenken von Auflagern) erfolgt, ist eine Begrenzung von Spannungen nicht erforderlich.
- (2) Für Verbundstützen ist normalerweise eine Begrenzung von Spannungen nicht erforderlich.
- (3) Wenn eine Begrenzung der Spannungen erforderlich ist, gelten für Beton und Betonstahl die Regelungen nach EN 1992-1-1, 7.2.

## **7.3 Verformungen bei Tragwerken des Hochbaus**

### **7.3.1 Durchbiegungen**

- (1) Verformungen infolge von Einwirkungen, die ausschließlich Stahlbauteile beanspruchen, sind in der Regel nach EN 1993-1-1 zu ermitteln.
- (2) Verformungen infolge von Einwirkungen auf Verbundbauteile sind mit Hilfe einer elastischen Berechnung nach Abschnitt 5 zu ermitteln.
- (3) Als Bezugsebene für die maximale vertikale Durchbiegung  $\delta_{\max}$  von Trägern ohne Eigengewichtsverbund ist in der Regel die Trägeroberseite zu verwenden. Die Trägerunterseite ist als Bezugsebene nur dann zu verwenden, wenn die Durchbiegung das Erscheinungsbild des Gebäudes beeinträchtigt.

- (4) Die Einflüsse aus der Nachgiebigkeit der Verdübelung dürfen vernachlässigt werden, wenn:
- die Verdübelung nach 6.6 erfolgt;
  - entweder nicht weniger als die Hälfte der Anzahl der Verbundmittel angeordnet wird, die für eine vollständige Verdübelung erforderlich ist, oder die für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach der Elastizitätstheorie ermittelte Längsschubkraft je Dübel den Bemessungswert  $P_{Rd}$  nicht überschreitet;
  - bei Verwendung von senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechdecken die Rippenhöhe nicht größer als 80 mm ist.
- (5) Der Einfluss aus der Rissbildung im Betongurt in den negativen Momentenbereichen ist bei der Ermittlung der Verformungen in der Regel mit den in 5.4.2.3 angegebenen Berechnungsverfahren zu berücksichtigen.
- (6) Bei Durchlaufträgern mit Querschnitten der Klassen 1, 2 oder 3 in kritischen Schnitten darf zur Berücksichtigung des Einflusses aus der Rissbildung auf die Momentenverteilung das nachfolgende Näherungsverfahren verwendet werden. An allen Innenstützen, an denen die Betonrandspannung  $\sigma_{ct}$  die Werte  $1,5 f_{ctm}$  bzw.  $1,5 f_{lctm}$  überschreitet, darf das aus einer Tragwerksberechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung (siehe hierzu auch 5.4.2.3(2)) ermittelte Stützmoment mit dem Faktor  $f_1$  nach Bild 7.1 abgemindert werden, wobei die Feldmomente in den angrenzenden Feldern unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen zu vergrößern sind.

Kurve A gilt ausschließlich für Innenfelder von Durchlaufträgern mit konstanter Gleichstreckenbelastung, bei denen sich die Stützweiten um nicht mehr als 25 % unterscheiden. Andernfalls ist die untere Grenzkurve B nach Bild 7.1 mit  $f_1 = 0,6$  maßgebend.

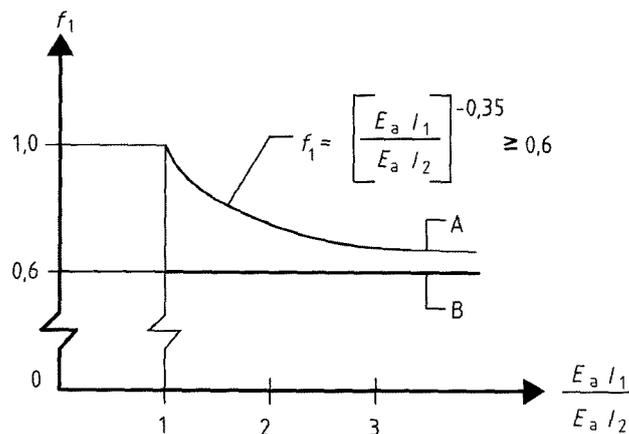


Bild 7.1 — Abminderungsfaktor für Stützmomente

- (7) Bei der Ermittlung der Durchbiegung von Trägern ohne Eigengewichtsverbund darf der Einfluss des örtlichen Plastizierens im Baustahlquerschnitt an Innenstützen auf die Momentenverteilung durch Abminderung der nach den Regelungen dieses Abschnittes ermittelten Biegemomente mit den nachfolgend angegebenen zusätzlichen Reduktionsfaktoren  $f_2$  berücksichtigt werden:

- $f_2 = 0,5$  wenn  $f_y$  vor Herstellung des Verbundes erreicht wird;
- $f_2 = 0,7$  wenn  $f_y$  nach Herstellung des Verbundes erreicht wird.

Diese Regelung gilt nur für die näherungsweise Ermittlung der maximalen Verformung und nicht für die Festlegung der Trägerüberhöhung.

## DIN EN 1994-1-1:2010-12 EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

(8) Wenn seitens des Auftraggebers keine genaueren Anforderungen bestehen, darf bei Verwendung von Normalbeton der Einfluss aus dem Schwinden vernachlässigt werden, wenn das Verhältnis von Stützweite zu Bauhöhe des Verbundquerschnitts den Wert 20 nicht überschreitet.

### 7.3.2 Schwingungen

(1) Für das Schwingungsverhalten von Deckenträgern gelten die Regelungen nach EN 1990, A.1.4.4.

## 7.4 Rissbildung im Beton

### 7.4.1 Allgemeines

(1) Für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung gelten die in EN 1992-1-1, 7.3.1(1) bis (9) angegebenen Grundlagen. Die zulässige Rissbreite ist dabei von der maßgebenden Expositionsklasse nach EN 1992-1-1, Abschnitt 4 abhängig.

(2) Für die rechnerische Ermittlung der zu erwartenden Rissbreite gilt EN 1992-1-1, 7.3.4. Die Betonstahlspannung  $\sigma_s$  ist dabei unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu berechnen. Wenn kein genaueres Berechnungsverfahren verwendet wird, darf  $\sigma_s$  nach 7.4.3(3) ermittelt werden.

(3) Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend darf der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung ohne direkte Berechnung erfolgen. Hierbei sind die Anforderungen an die Mindestbewehrung nach 7.4.2 und die Bedingungen für die Begrenzung der Stabdurchmesser der Bewehrung oder die Höchstwerte für Stababstände nach 7.4.3 zu erfüllen.

(4) Wenn bei Tragwerken des Hochbaus Träger als eine Kette von Einfeldträgern bemessen werden, obwohl der Betongurt durchlaufend ausgebildet ist und eine planmäßige Beschränkung der Rissbreite nicht erforderlich ist, ist in der Regel im Bereich der mittragenden Gurtbreite nach 6.1.2 eine Längsbewehrung anzuordnen, die die folgenden Grenzwerte nicht unterschreiten darf:

- 0,4 % der Betongurtfläche bei Trägern mit Eigengewichtsverbund;
- 0,2 % der Betongurtfläche bei Trägern ohne Eigengewichtsverbund.

Diese Bewehrung ist in Trägerlängsrichtung an Innenstützen beidseitig über jeweils eine Länge von  $0,25 L$  und bei Endfeldern mit Kragarmen im Endfeld über eine Länge von  $0,5 L$  anzuordnen, wobei  $L$  die jeweilige Trägerstützweite bzw. die Kragarmlänge ist. Profilbleche dürfen dabei nicht angerechnet werden. Für den maximalen Stababstand gelten für Gurte mit Profilblechen die Regelungen nach 9.2.1(5) und für Vollbetonplatten die Regelungen nach EN 1992-1-1, 9.3.1.1(3).

### 7.4.2 Mindestbewehrung

(1) Wenn keine genauere Ermittlung der Mindestbewehrung nach EN 1992-1-1, 7.3.2(1) erfolgt, ist in der Regel in allen Betonquerschnittsteilen, die durch Zwangsbeanspruchungen (z. B. primäre und sekundäre Beanspruchungen aus Schwinden) und/oder direkte Beanspruchungen aus äußeren Einwirkungen auf Zug beansprucht werden, eine Mindestbewehrung erforderlich. Bei Verbundträgern ohne Spanngliedvorspannung ergibt sich die erforderliche Mindestbewehrung  $A_s$  zu:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (7.1)$$

Dabei ist

$f_{ct,eff}$  der Mittelwert der wirksamen Betonzugfestigkeit zum erwarteten Zeitpunkt der Erstrissbildung. Für  $f_{ct,eff}$  dürfen die Werte  $f_{ctm}$  nach EN 1992-1-1, Tabelle 3.1, bzw.  $f_{ctm}$  nach Tabelle 11.3.1 angenommen werden, wobei jeweils die zum erwarteten Zeitpunkt der Rissbildung maßgebende Betonfestigkeitsklasse zugrunde zu legen ist. Wenn nicht zuverlässig vorhergesagt werden kann,

dass die Rissbildung bereits vor Ablauf von 28 Tagen eintritt, ist in der Regel von einer Mindestzugfestigkeit von  $3 \text{ N/mm}^2$  auszugehen,

- $k$  ein Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Eigenspannungen, der mit 0,8 angenommen werden darf,
- $k_s$  ein Beiwert, der die Abminderung der Normalkraft des Betongurtes infolge Erstrissbildung und Nachgiebigkeit der Verdübelung erfasst und mit 0,9 angenommen werden darf,
- $k_c$  ein Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung im Betongurt unmittelbar vor der Erstrissbildung. Er ergibt sich zu:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_o)} + 0,3 \leq 1,0 \quad (7.2)$$

- $h_c$  die Dicke des Betongurtes ohne Berücksichtigung von Vouten und Rippen,
- $z_o$  der vertikale Abstand zwischen der Schwerachse des ungerissenen Betongurtes und der ideellen Schwerachse des ungerissenen Verbundquerschnitts, wobei die ideelle Schwerachse des Verbundquerschnitts mit der Reduktionszahl  $n_0$  für Kurzzeitbeanspruchung zu ermitteln ist,
- $\sigma_s$  die maximal zulässige Betonstahlspannung bei Erstrissbildung. Diese darf als die Streckgrenze der Bewehrung  $f_{sk}$  angenommen werden. Zur Einhaltung der Anforderungen an die Rissbreite sind die vom verwendeten Stabdurchmesser abhängigen Werte nach (2) und Tabelle 7.1 zu verwenden,
- $A_{ct}$  die Fläche der Betonzugzone unmittelbar vor Erstrissbildung unter Berücksichtigung der Zugbeanspruchungen aus direkten Einwirkungen und Zwangsbeanspruchungen aus dem Schwinden. Näherungsweise darf die Fläche des mittragenden Betonquerschnitts angenommen werden.

(2) Die Begrenzung der Rissbreite darf durch Begrenzung des Stabdurchmessers auf den folgenden Wert  $\phi$  nachgewiesen werden:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,o} \quad (7.3)$$

Dabei ist

- $\phi^*$  der Grenzdurchmesser nach Tabelle 7.1,
- $f_{ct,o}$  der Bezugswert für die Betonzugfestigkeit mit  $f_{ct,o} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ .

(3) Die Mindestbewehrung ist über die Gurt Dicke so zu verteilen, dass mindestens die Hälfte der Mindestbewehrung in der Plattenhälfte mit der größten Zugrandspannung liegt.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

**Tabelle 7.1 — Grenzdurchmesser für Betonrippenstähle**

Stahlspannung $\sigma_s$ N/mm <sup>2</sup>	Grenzdurchmesser $\phi^*$ in mm für die maximal zulässige Rissbreite $w_k$		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

(4) Bei Betongurten mit veränderlicher Dicke in Querrichtung ist in der Regel bei der Ermittlung der Mindestbewehrung die lokale Gurtdicke zugrunde zu legen.

(5) Bei Tragwerken des Hochbaus ist die Mindestbewehrung nach (1) und (2) in der Regel in allen Trägerbereichen erforderlich, in denen sich unter der charakteristischen Kombination der Einwirkungen Betonzugspannungen ergeben.

(6) Bei Tragwerken des Hochbaus mit kammerbetonierten Trägern ergibt sich die erforderliche Mindestbewehrung für den Kammerbeton nach Gleichung (7.1), wobei in der Regel  $k_c = 0,6$  und  $k = 0,8$  anzunehmen ist.

#### 7.4.3 Begrenzung der Rissbreite infolge von direkten Einwirkungen

(1) Wenn die Anforderungen an die Mindestbewehrung nach 7.4.2 erfüllt sind, darf der Nachweis der Begrenzung der Rissbreite auf zulässige Werte durch Begrenzung der Stabdurchmesser oder durch Begrenzung der Stababstände erfolgen. Die maximal zulässigen Stabdurchmesser und Stababstände sind dabei von der Betonstahlspannung  $\sigma_s$  und der maximal zulässigen Rissbreite abhängig. Die maximal zulässigen Stabdurchmesser sind in Tabelle 7.1 und die Höchstwerte der Stababstände in Tabelle 7.2 angegeben.

**Tabelle 7.2 — Höchstwerte der Stababstände**

Stahlspannung $\sigma_s$ N/mm <sup>2</sup>	Höchstwerte der Stababstände in mm für die maximal zulässige Rissbreite $w_k$		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

(2) Die Schnittgrößen sind in der Regel mit Hilfe einer elastischen Tragwerksberechnung nach Abschnitt 5 unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Rissbildung zu ermitteln. Bei der Ermittlung der Betonstahlspannungen sind im Allgemeinen die Einflüsse aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Wenn kein genaueres Berechnungsverfahren verwendet wird, dürfen die Betonstahlspannungen nach (3) berechnet werden.

(3) Bei Verbundträgern ergeben sich bei Rissbildung im Betongurt infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen im Vergleich zu einer Berechnung bei Vernachlässigung des Betons vergrößerte Betonstahlspannungen. Für Träger ohne Spanngliedvorspannung dürfen die Betonzugspannungen  $\sigma_s$  aus direkten Einwirkungen wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (7.4)$$

mit:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \quad (7.5)$$

$$\alpha_{st} = \frac{A I}{A_a I_a} \quad (7.6)$$

Dabei ist

$\sigma_{s,0}$  die Betonstahlspannung infolge von auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Schnittgrößen unter Vernachlässigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsteilen,

$f_{ctm}$  der Mittelwert der Betonzugfestigkeit, der für Normalbeton mit  $f_{ctm}$  nach EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 oder für Leichtbeton mit  $f_{ctm}$  nach EN 1992-1-1, Tabelle 11.3.1 anzunehmen ist,

$\rho_s$  der Bewehrungsgrad  $\rho_s = (A_s / A_{ct})$ ,

$A_{ct}$  die Fläche der Betonzugzone des Betongurtes, die vereinfachend mit der mittragenden Gurtfläche des Betongurtes angenommen werden darf,

$A_s$  die gesamte Querschnittsfläche der in der Betonzugzone  $A_{ct}$  angeordneten Längsbewehrung,

$A, I$  die Fläche und das Flächenmoment zweiten Grades des Verbundquerschnittes bei Vernachlässigung von zugbeanspruchten Betonquerschnittsteilen und — falls vorhanden — ohne Berücksichtigung von Profilblechen,

$A_a, I_a$  die Fläche und das Flächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnitts.

(4) Bei Tragwerken des Hochbaus, die nicht mit Spanngliedern vorgespannt werden, ist die Betonstahlspannung  $\sigma_s$  in der Regel für die quasi-ständige Einwirkungskombination zu ermitteln.

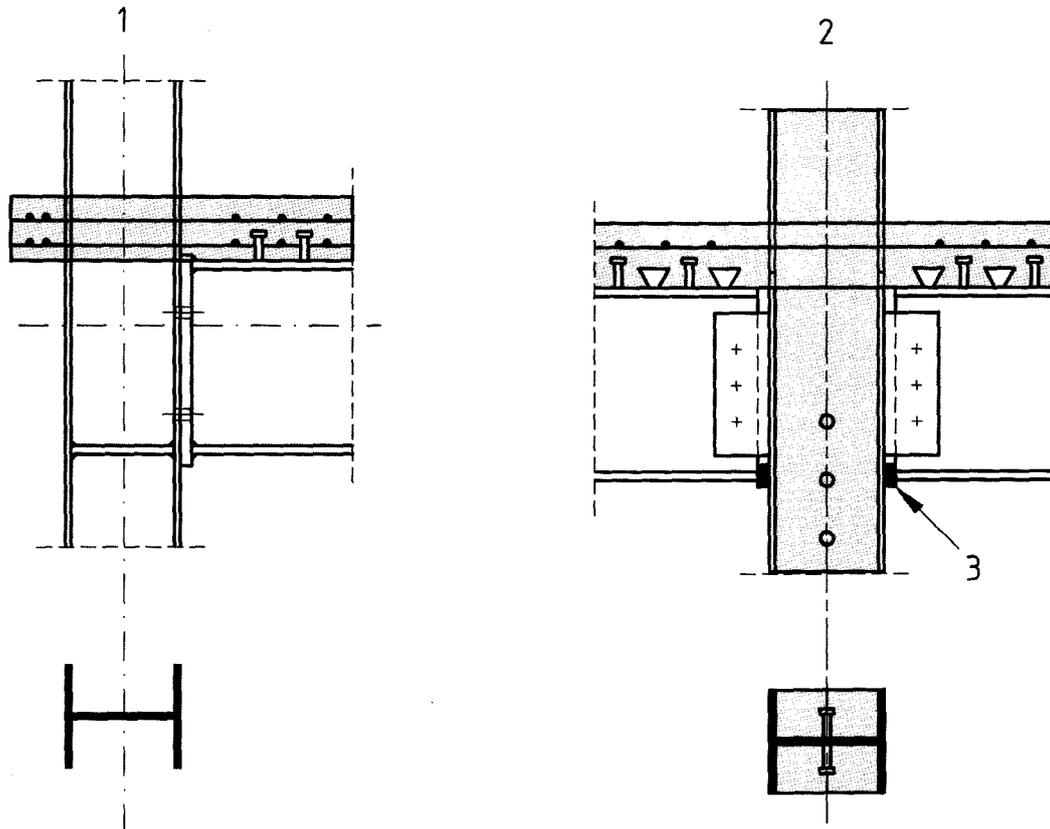
## 8 Verbundanschlüsse in Tragwerken des Hochbaus

### 8.1 Anwendungsbereich

(1) Verbundanschlüsse sind in 1.5.2.8 definiert. Zwei typische Beispiele zeigt Bild 8.1. Werden Anschlüsse in Verbundtragwerken nicht als Verbundanschlüsse ausgeführt, gelten die Regelungen nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1993-1-8.

(2) Abschnitt 8 behandelt Verbindungen, die ausschließlich vorwiegend ruhend beansprucht werden und enthält ergänzende und abweichende Regelungen zu EN 1993-1-8.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**



**Legende**

- 1 Randstütze
- 2 Mittelstütze
- 3 Kontaktstück

**Bild 8.1 — Beispiele für Verbundanschlüsse**

**8.2 Berechnung, Modellbildung und Klassifikation**

**8.2.1 Allgemeines**

(1) Die in EN 1993-1-8, Abschnitt 5 angegebenen Regelungen für Verbindungen mit H- bzw. I-Profilen sind in der Regel mit den nachfolgend in 8.2.2 und 8.2.3 angegebenen zusätzlichen Regelungen anzuwenden.

**8.2.2 Elastische Tragwerksberechnung**

(1) Wenn die Rotationssteifigkeit  $S_j$  nach EN 1993-1-8, 5.1.2 mit  $S_j/\eta$  berücksichtigt wird, ist der Beiwert  $\eta$  für die Steifigkeit bei Anschlüssen mit Kontaktstücken in der Regel mit 1,5 anzunehmen.

**8.2.3 Klassifikation von Verbindungen**

- (1) Für die Klassifizierung von Verbindungen gelten die Regelungen nach EN 1993-1-8, 5.2, wobei zusätzlich die Verbundtragwirkung zu berücksichtigen ist.
- (2) Bei der Klassifikation ist in der Regel die Abhängigkeit vom Vorzeichen der Schnittgrößen zu beachten.
- (3) Der Einfluss der Rissbildung und des Kriechens des Betons darf vernachlässigt werden.

### 8.3 Nachweisverfahren

#### 8.3.1 Grundlagen und Anwendungsbereich

(1) Als Grundlage für die Bemessung von Stützen-Riegelverbindungen und Anschlüssen darf EN 1993-1-8, Abschnitt 6 verwendet werden, wenn die Ausbildung der Stahlbauteile des Anschlusses im Anwendungsbereich von EN 1993-1-8, Abschnitt 6 liegt.

(2) Die mechanischen Eigenschaften und das Verformungsverhalten der bei der Modellierung des Anschlusses zu berücksichtigenden Komponenten sind in der Regel mit Hilfe von Versuchsergebnissen oder mit aus Versuchen hergeleiteten Berechnungsmodellen zu ermitteln.

ANMERKUNG Angaben zu den mechanischen Eigenschaften und zum Verformungsverhalten von Komponenten enthält 8.4 und Anhang A sowie EN 1993-1-8, Abschnitt 6.

(3) Bei der Ermittlung der Momenten-Rotations-Charakteristik eines Verbundanschlusses darf eine auf Zug beanspruchte Bewehrungslage vergleichbar zu einer Schraubenreihe bei einem reinen Stahlanschluss modelliert werden, wobei dabei jedoch die Querschnitts-, Verformungs- und Festigkeitseigenschaften der Bewehrung zugrunde zu legen sind.

#### 8.3.2 Tragfähigkeit

(1) Für die Querkrafttragfähigkeit eines Verbundanschlusses gelten die jeweils maßgebenden Regelungen nach EN 1993-1-8.

(2) Die Momententragfähigkeit eines Verbundanschlusses ist bei vollständiger Verdübelung in der Regel analog zu den Regelungen für reine Stahlanschlüsse nach EN 1993-1-8, 6.2.7 zu ermitteln, wobei der Traganteil der Bewehrung zusätzlich zu berücksichtigen ist.

(3) Die Tragfähigkeit der Grundkomponenten ergibt sich nach 8.4 und den entsprechenden Regelungen nach EN 1993-1-8, 6.2.6.

#### 8.3.3 Rotationssteifigkeit

(1) Die Rotationssteifigkeit eines Anschlusses ist in der Regel in Anlehnung an EN 1993-1-8, 6.3.1 zu ermitteln, wobei die Bewehrung zusätzlich zu berücksichtigen ist.

(2) Bei Anschlüssen mit Kontaktstücken ist in der Regel der Beiwert  $\psi$  nach EN 1993-1-8, 6.3.1(6) mit 1,7 anzunehmen.

#### 8.3.4 Rotationskapazität

(1) Die Einflüsse aus der Rissbildung im Beton und aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen sowie aus dem Verformungsverhalten der Verdübelung sind bei der Ermittlung der Rotationskapazität in der Regel zu berücksichtigen.

(2) Die Rotationskapazität von Verbundanschlüssen darf mit Versuchen nachgewiesen werden. Dabei sind Abweichungen der Materialeigenschaften von den charakteristischen Werten zu berücksichtigen. Ein experimenteller Nachweis ist nicht erforderlich, wenn die konstruktive Ausbildung so erfolgt, dass hinsichtlich des Verhaltens der Anschlussdetails ausreichende Erfahrungen vorliegen.

(3) Alternativ dürfen Berechnungsverfahren verwendet werden, die auf experimentellen Untersuchungen basieren.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

## 8.4 Tragfähigkeit von Grundkomponenten

### 8.4.1 Anwendungsbereich

(1) Die Tragfähigkeiten der nachfolgend angegebenen Grundkomponenten sind in der Regel nach 8.4.2 zu ermitteln:

- auf Zug beanspruchte Längsbewehrung;
- auf Druck beanspruchte Kontaktstücke.

(2) Die Tragfähigkeiten von in EN 1993-1-8 angegebenen Grundkomponenten sind mit Ausnahme der in 8.4.3 genannten Fälle in der Regel nach EN 1993-1-8 zu ermitteln.

(3) Für die Tragfähigkeit der Stege von teilweise einbetonierten Verbundstützen gelten die Regelungen nach 8.4.4.

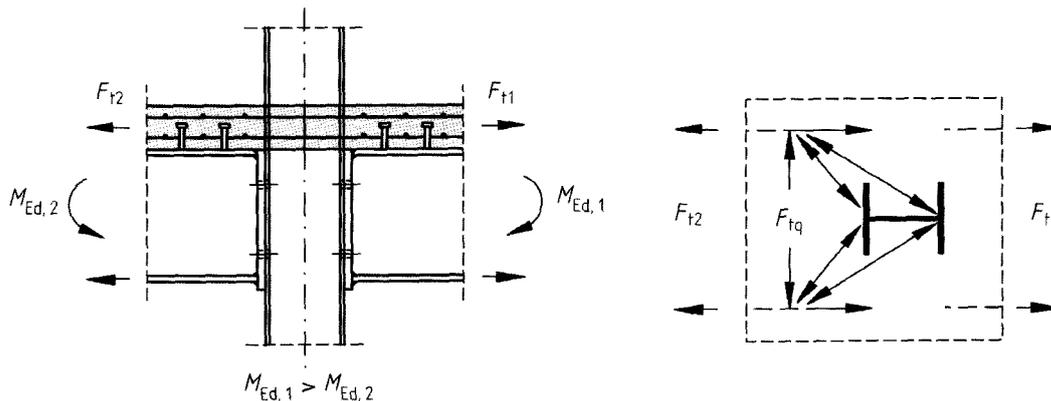
### 8.4.2 Grundkomponenten

#### 8.4.2.1 Zugbeanspruchte Längsbewehrung

(1) Die mittragende Breite des Betongurtes im Anschlussbereich ist in der Regel nach 5.4.1.2 zu ermitteln.

(2) Es darf angenommen werden, dass in der anrechenbaren Betonstahlfläche in der Regel Zugspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{sd}$  wirken.

(3) Bei zweiseitigen Anschlusskonfigurationen kann der Nachweis der Einleitung der aus den Momenten der Riegel resultierenden Normalkraft im Betongurt in die Stütze mit einem Fachwerkmodell nach Bild 8.2 erfolgen.



**Bild 8.2 — Fachwerkmodell**

(4) Bei einseitiger Anschlusskonfiguration und Ausbildung als Verbundanschluss ist die anrechenbare Längsbewehrung auf der trägerabgewandten Seite der Stütze so zu verankern, dass die volle Anrechenbarkeit der Längsbewehrung sichergestellt ist.

#### 8.4.2.2 Druckbeanspruchte Kontaktstücke

(1) Wenn die Höhe oder Breite eines Kontaktstückes größer als die zugehörigen Abmessungen des Druckflansches sind, sind die für die Kraftübertragung wirksamen Flächen in der Regel mit der Annahme einer Lastausbreitung unter  $45^\circ$  durch die Kontaktplatte zu ermitteln.

(2) Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit des Kontaktstückes darf in der Regel angenommen werden, dass in der für die Kraftübertragung wirksamen Fläche des Kontaktstückes Druckspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{yd}$  wirken.

### 8.4.3 Stützenstege mit Querdruckbeanspruchung

(1) Bei der Einleitung von senkrecht zur Stützenachse wirkenden Druckkräften in die Stege von Stützen ist die mittragende Breite  $b_{\text{eff,c,wc}}$  des querdruckbeanspruchten Stützensteiges bei Verwendung von Kontaktstücken in der Regel mit einer Lastausbreitung durch das Kontaktstück unter  $45^\circ$  zu ermitteln.

### 8.4.4 Stahlbetonkomponenten

#### 8.4.4.1 Schub im Stützenstegfeld von teilweise einbetonierten Stützen

(1) Bei Stützen mit teilweise einbetonierten Querschnitten nach Bild 6.17(b) kann zusätzlich zum Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Steiges nach EN 1993-1-8, 6.2.6.1 der Anteil des Kammerbetons berücksichtigt werden.

(2) Für einseitige und zweiseitige Anschlüsse, bei denen die Riegel etwa gleiche Bauhöhen besitzen, kann die Mitwirkung des Kammerbetons  $V_{\text{wp,c,Rd}}$  bei der Schubtragfähigkeit wie folgt ermittelt werden:

$$V_{\text{wp,c,Rd}} = 0,85 \nu A_c f_{cd} \sin \theta \quad (8.1)$$

mit:

$$A_c = 0,8 (b_c - t_w) (h - 2t_f) \cos \theta \quad (8.2)$$

$$\theta = \arctan [(h - 2t_f) / z] \quad (8.3)$$

Dabei ist

$b_c$  die Breite des Kammerbetons,

$h$  die Höhe  $h$  des Stützenquerschnitts,

$t_f$  die Dicke des Stützenflansches,

$t_w$  die Dicke des Stützensteiges,

$z$  der innere Hebelarm nach EN 1993-1-8, 6.2.7.1 und Bild 6.15.

(3) Der Abminderungsfaktor  $\nu$  zur Berücksichtigung des Einflusses der Stützennormalkraft auf die Schubtragfähigkeit des Steiges ist in der Regel wie folgt zu ermitteln:

$$\nu = 0,55 \left( 1 + 2 \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1,1 \quad (8.4)$$

Dabei ist

$N_{Ed}$  der Bemessungswert der einwirkenden Stützennormalkraft,

$N_{pl,Rd}$  die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit der Stütze unter Berücksichtigung des Kammerbetons nach 6.7.3.2.

## DIN EN 1994-1-1:2010-12 EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

### 8.4.4.2 Stützenstege von teilweise einbetonierten Stützen unter Querdruckbeanspruchung

(1) Bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Tragfähigkeit von querdruckbeanspruchten Stegen darf zusätzlich zum Bemessungswert nach EN 1993-1-8, 6.2.6.2 bei Stützen mit teilweise einbetonierten Querschnitten der Beitrag des Kammerbetons berücksichtigt werden.

(2) Der Bemessungswert des Beitrages des Kammerbetons  $F_{c,wc,c,Rd}$  darf bei der Ermittlung der Tragfähigkeit für Querdruckbeanspruchung wie folgt ermittelt werden:

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85 k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd} \quad (8.5)$$

Dabei ist  $t_{eff,c}$  die wirksame Länge des Betons, die in Anlehnung an die in EN 1993-1-8, 6.2.6.2 definierte wirksame Breite  $b_{eff,c,wc}$  zu ermitteln ist.

(3) Wenn der Kammerbeton gleichzeitig durch in Stützenlängsrichtung wirkende Druckspannungen beansprucht wird, kann der Einfluss der Längsdruckspannungen auf die Tragfähigkeit für Querdruck durch Erhöhung von  $F_{c,wc,c,Rd}$  mit dem nachfolgend angegebenen Faktor  $k_{wc,c}$  berücksichtigt werden:

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0 \quad (8.6)$$

Dabei ist  $\sigma_{com,c,Ed}$  die aus dem Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft resultierende Spannung im Kammerbeton. Wenn keine genauere Berechnung durchgeführt wird, darf  $\sigma_{com,c,Ed}$  mit derjenigen Normalkraft des Kammerbetons ermittelt werden, die sich aus dem Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft der Stütze multipliziert mit dem Verhältnis von vollplastischer Normalkraft des Kammerbetons zu  $N_{pl,Rd}$  nach 6.7.3.2 ergibt.

## 9 Verbunddecken mit Profiblechen für Tragwerke des Hochbaus

### 9.1 Allgemeines

#### 9.1.1 Anwendungsbereich

(1)P Dieser Abschnitt behandelt einachsig gespannte Verbunddecken und Kragplatten, bei denen die Rippen parallel zur Spannrichtung verlaufen. Die Regelungen dieses Abschnittes dürfen für vorwiegend ruhend beanspruchte Tragwerke des Hochbaus sowie für Industriebauten, bei denen die Decken zusätzlich durch Fahrzeuge beansprucht werden können, angewendet werden.

(2)P Der Anwendungsbereich ist auf Profibleche mit gedrungener Rippengeometrie beschränkt.

ANMERKUNG Eine gedrungene Rippengeometrie wird durch einen oberen Grenzwert für das Verhältnis  $b_r/b_s$  (siehe auch Bild 9.2) definiert. Der obere Grenzwert darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,6.

(3)P Für Tragwerke unter nicht vorwiegend ruhender Belastung oder bei Einwirkungen, die die Berücksichtigung dynamischer Einflüsse erfordern, ist die Verwendung von Verbunddecken grundsätzlich erlaubt. Bei der Bemessung und konstruktiven Ausbildung ist jedoch besonders darauf zu achten, dass während der Nutzung keine Verminderung der Verbundwirkung eintritt.

(4)P Decken unter Erdbebenbeanspruchung sind nicht ausgeschlossen, wenn ein geeignetes Nachweisverfahren für Erdbeben vorliegt, das entweder für das jeweilige Projekt festgelegt oder in einem anderen Eurocode angegeben ist.

(5) Verbunddecken dürfen zur seitlichen Stabilisierung von Stahlträgern sowie als aussteifende Scheiben für Horizontallasten benutzt werden. Hierzu werden keine spezifischen Anwendungsregeln angegeben. Wenn

Profilbleche im Bauzustand neben ihrer Tragwirkung als Schalung zusätzlich als Aussteifungselement für Horizontallasten dienen, gelten die Regelungen nach EN 1993-1-3, Abschnitt 10.

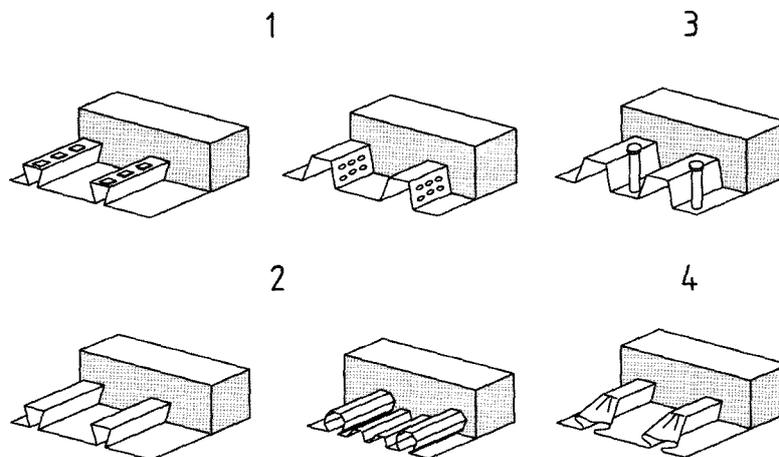
## 9.1.2 Definitionen

### 9.1.2.1 Verbundwirkung

(1)P Profilbleche müssen in der Lage sein, Längsschubkräfte in der Verbundfuge zwischen Profilblech und Aufbeton zu übertragen. Die reine Haftung zwischen Blech und Beton darf als Verbundwirkung rechnerisch nicht berücksichtigt werden. Die planmäßige Verbundwirkung zwischen Profilblech und Beton ist durch eine oder mehrere der nachfolgend genannten und in Bild 9.1 dargestellten Maßnahmen sicherzustellen:

- Mechanischer Verbund infolge von planmäßig in das Blech eingepprägten Deformationen (Sicken und Noppen),
- Reibungsverbund bei Blechen mit hinterschnittener Profilblechgeometrie,
- Endverankerung mittels aufgeschweißter Kopfbolzendübel oder anderer örtlicher Verankerungen, jedoch nur in Kombination mit a) oder b),
- Endverankerung mit Blechverformungsankern am Blechende, jedoch nur in Kombination mit b).

Andere Arten der Verbundwirkung liegen nicht im Anwendungsbereich dieser Norm.



#### Legende

- mechanischer Verbund
- Reibungsverbund
- Endverankerung mit durchgeschweißten Dübeln
- Endverankerung mit Blechverformungsankern

**Bild 9.1 — Typische Maßnahmen zur Sicherung der Verbundwirkung bei Verbunddecken**

### 9.1.2.2 Vollständige und teilweise Verdübelung

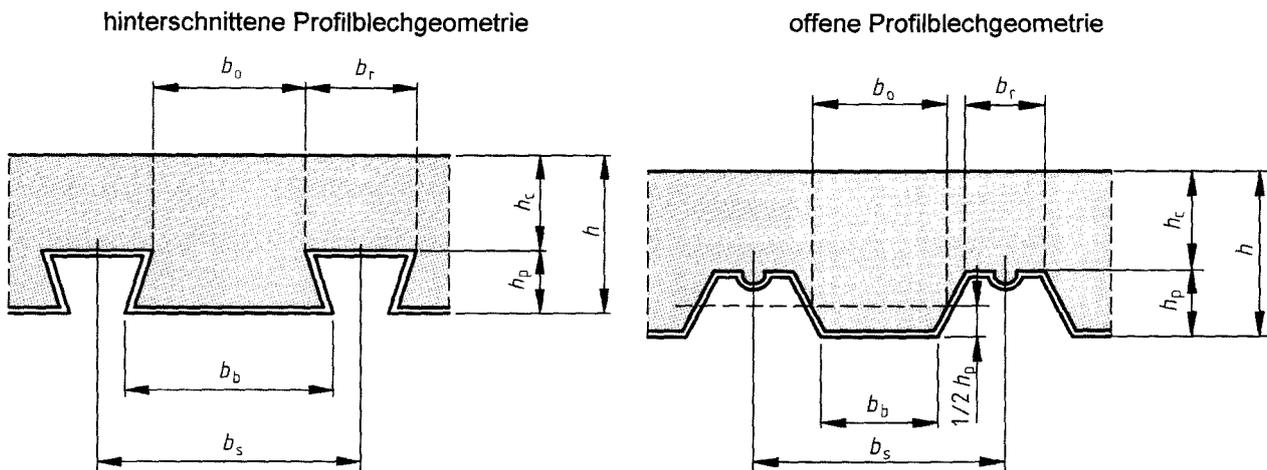
(1) Eine Verbunddecke gilt als vollständig verdübelt, wenn eine Vergrößerung der Längsschubtragfähigkeit zu keiner Vergrößerung der Momentenragfähigkeit führt. Andernfalls liegt eine teilweise Verdübelung vor.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

## 9.2 Konstruktionsgrundsätze

### 9.2.1 Deckendicke und Bewehrung

- (1)P Die Gesamtdicke  $h$  darf 80 mm nicht unterschreiten und die Aufbetondicke  $h_c$  oberhalb der Rippen (ohne Noppen) darf nicht geringer als 40 mm sein.
- (2)P Wenn die Verbunddecke gleichzeitig Gurt eines Verbundträgers ist oder zur Aussteifung herangezogen wird, darf die Gesamtdicke nicht geringer als 90 mm und  $h_c$  nicht geringer als 50 mm sein.
- (3)P Im Aufbeton ist eine Längs- und Querbewehrung anzuordnen.
- (4) In beiden Richtungen ist in der Regel eine konstruktive Mindestbewehrung von  $80 \text{ mm}^2/\text{m}$  erforderlich.
- (5) Die Stababstände dürfen in beiden Richtungen den Höchstwert  $2h$  und 350 mm nicht überschreiten. Der kleinere Wert ist maßgebend.



**Bild 9.2 — Profilblech- und Deckenabmessungen**

### 9.2.2 Zuschlagstoffe

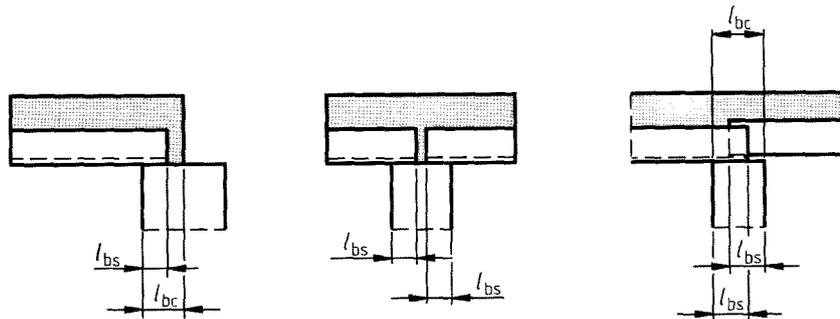
- (1)P Der zulässige Größtkorndurchmesser der Zuschlagstoffe wird durch die kleinsten Bauteilabmessungen nach Bild 9.2 bestimmt. Er darf  $0,4 h_c$ ,  $b_o/3$  und 31,5 mm nicht überschreiten. Dabei ist  $b_o$  bei offenen Profilblechgeometrien die mittlere Rippenbreite und bei hinterschnittener Profilblechgeometrie die kleinste Breite nach Bild 9.2.

### 9.2.3 Auflagerung der Bleche

- (1)P Durch eine ausreichende Auflagertiefe ist sicherzustellen, dass ein Versagen des Bleches und der Unterkonstruktion verhindert wird. Die Auflagertiefen sind im Allgemeinen so zu wählen, dass Verbindungsmittel zur Befestigung der Bleche auf der Unterkonstruktion ohne Beschädigung der Unterkonstruktion angeordnet werden können und dass beim Verlegen der Bleche infolge unplanmäßiger Verschiebungen kein Versagen des Auflagerpunktes, hervorgerufen durch eine zu geringe Auflagertiefe, eintreten kann.

- (2) Die in Bild 9.3 angegebenen Auflagertiefen  $l_{bc}$  und  $l_{bs}$  dürfen in der Regel die nachfolgend angegebenen Mindestwerte nicht unterschreiten:

- bei Auflagerung auf Stahl oder Beton:  $l_{bc} = 75 \text{ mm}$  und  $l_{bs} = 50 \text{ mm}$ ;
- bei Auflagerung auf anderen Werkstoffen:  $l_{bc} = 100 \text{ mm}$  und  $l_{bs} = 70 \text{ mm}$ .



ANMERKUNG Ein Überlappen von Blechen ist nicht bei allen Profilblechen möglich.

Bild 9.3 — Mindestauflagertiefen

## 9.3 Einwirkungen und deren Auswirkungen

### 9.3.1 Bemessungssituationen

(1)P Um eine ausreichende Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten, sind alle maßgebenden Bemessungssituationen und Grenzzustände zu berücksichtigen.

(2)P Die nachfolgenden Bemessungssituationen müssen berücksichtigt werden:

- a) *Profilblech als Schalung*: Im Bauzustand dient das Profilblech als Schalung und muss für die Einwirkungen aus dem Frischbeton unter Berücksichtigung von gegebenenfalls vorhandenen Hilfsunterstützungen nachgewiesen werden.
- b) *Verbunddecke*: Die für den Endzustand erforderlichen Nachweise gelten für den Zustand nach Herstellung der Verbundwirkung und nach Entfernen von eventuellen Hilfsunterstützungen.

### 9.3.2 Einwirkungen für den Nachweis des Profilbleches als Schalung

(1) Beim Nachweis des Profilbleches als Schalung sind in der Regel die folgenden Einwirkungen zu berücksichtigen:

- Eigengewicht des Betons und des Profilbleches;
- Montage- und Ersatzlasten aus Arbeitsbetrieb beim Betonieren in Übereinstimmung mit EN 1991-1-6, 4.11.2;
- Einwirkungen aus gelagerten Materialien, sofern vorhanden;
- Mehrgewicht des Betons infolge der Durchbiegung des Bleches.

(2) Wenn die Mittendurchbiegung  $\delta$  des Bleches unter seinem Eigengewicht und dem Gewicht des Frischbetons im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kleiner als  $1/10$  der Deckendicke ist, darf das aus der Durchbiegung resultierende Mehrgewicht des Betons bei der Bemessung des Profilbleches vernachlässigt werden. Andernfalls ist das Mehrgewicht des Betons in der Regel zu berücksichtigen, wobei näherungsweise über die gesamte Spannweite eine um den Wert  $0,7\delta$  vergrößerte Nenndicke des Betons zugrunde gelegt werden darf.

### 9.3.3 Einwirkungen für die Verbunddecke

(1) Für die Einwirkungen und maßgebenden Lastanordnungen gilt EN 1991-1-1.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(2) Bei den Nachweisen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit darf angenommen werden, dass die gesamte Belastung auf die Verbunddecke einwirkt, wenn diese Annahme auch für den Nachweis der Längsschubtragfähigkeit zugrunde gelegt wird.

## **9.4 Schnittgrößenermittlung**

### **9.4.1 Schnittgrößenermittlung für das Profilblech als Schalung**

- (1) Für die Bemessung des Profilbleches als Schalung gelten die Regelungen nach EN 1993-1-3.
- (2) Bei Verwendung von Hilfsunterstützungen ist in der Regel eine plastische Umlagerung der Momente nicht zulässig.

### **9.4.2 Schnittgrößenermittlung für die Verbunddecke**

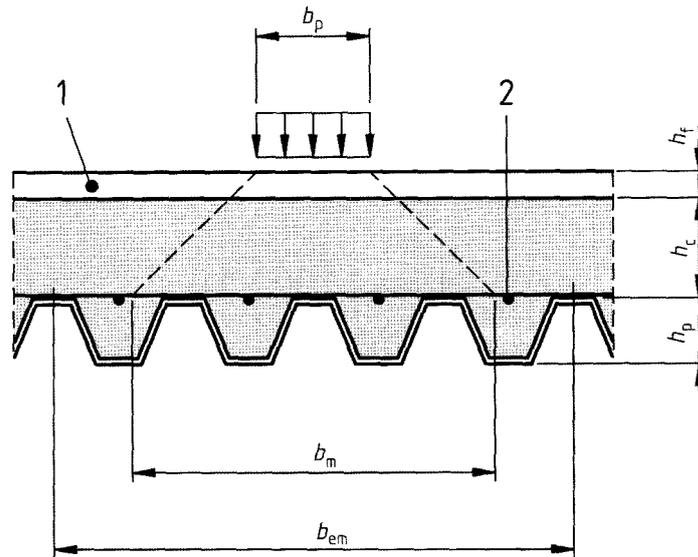
- (1) Für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit dürfen die Schnittgrößen nach den folgenden Verfahren ermittelt werden:
- Linear-elastische Berechnung mit oder ohne Momentenumlagerung;
  - Fließgelenktheorie, wenn nachgewiesen wird, dass Querschnitte, an denen plastische Rotationen auftreten, eine ausreichende Rotationskapazität besitzen;
  - Berechnung nach der Fließzonentheorie unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens der Werkstoffe.
- (2) Für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit sind die Schnittgrößen in der Regel mit linear-elastischen Berechnungsverfahren zu ermitteln.
- (3) Wenn der Einfluss der Rissbildung bei der Berechnung der Schnittgrößen nicht berücksichtigt wird, dürfen die Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit an Innenstützen unter Beachtung der Gleichgewichtsbedingungen bis zu 30 % abgemindert werden.
- (4) Eine Berechnung nach der Fließgelenktheorie ohne direkte Kontrolle der Rotationskapazität ist für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit nur zulässig, wenn Betonstahl der Klasse C nach EN 1992-1-1, Anhang C verwendet wird und die Deckenstützweite nicht größer als 3 m ist.
- (5) Durchlaufend ausgeführte Decken dürfen als eine Kette von Einfeldträgern bemessen werden, wenn an den Innenstützen eine konstruktive Bewehrung nach 9.8.1 angeordnet wird.

### **9.4.3 Mittragende Breite bei Verbunddecken mit konzentrierten Einzel- und Linienlasten**

- (1) Wenn keine genaueren Verfahren verwendet werden, dürfen konzentrierte Einzel- oder Linienlasten auf eine rechnerische Lasteintragungsbreite verteilt werden.
- (2) Einzellasten und Linienlasten parallel zur Spannrichtung dürfen auf eine Lasteintragungsbreite  $b_m$  nach Bild 9.4 verteilt werden. Die Lasteintragungsbreite  $b_m$  ist dabei auf die Ebene unmittelbar oberhalb des Profilbleches zu beziehen und ergibt sich zu:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (9.1)$$

- (3) Für Linienlasten senkrecht zur Spannrichtung der Decke ist die Lasteintragungsbreite in der Regel nach Gleichung (9.1) zu ermitteln, wobei für  $b_p$  die Länge der Linienlast anzunehmen ist.

**Legende**

- 1 Fußbodenaufbau  
2 Querbewehrung

**Bild 9.4 — Verteilung von konzentriert angreifenden Lasten**

(4) Für Decken mit  $h_p/h \leq 0,6$  darf diejenige Breite, die für die Schnittgrößenermittlung und die Querschnittstragfähigkeit als mittragend angenommen wird, vereinfachend nach den Gleichungen (9.2) bis (9.4) berechnet werden:

a) Biegung und Längsschub:

— Einfeldplatten und Endfelder von Durchlaufplatten

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left( 1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq b \quad (9.2)$$

— Innenfelder durchlaufender Platten:

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left( 1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq b \quad (9.3)$$

b) Querkräfte:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left( 1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq b \quad (9.4)$$

Dabei ist

$L_p$  der Abstand des Schwerpunktes der Last zum nächsten Auflager,

$L$  die Spannweite,

$b$  die Plattenbreite.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(5) Wenn bei konzentrierten Einzel- und Linienlasten die charakteristischen Werte der Einwirkungen bei Einzellasten 7,5 kN und bei Flächenlasten 5,0 kN/m<sup>2</sup> nicht überschreiten, ist eine konstruktive Querbewehrung ohne weiteren rechnerischen Nachweis ausreichend.

Der Querschnitt der erforderlichen konstruktiven Querbewehrung darf 0,2 % der Betonquerschnittsfläche oberhalb der Rippen nicht unterschreiten. Diese Bewehrung ist in der Regel über die zuvor angegebene Breite  $b_{em}$  zuzüglich der Verankerungslänge nach EN 1992-1-1 anzuordnen. Andere vorhandene Bewehrung darf dabei angerechnet werden.

(6) Wenn die Bedingungen nach (5) nicht erfüllt sind, sind die Schnittgrößen für Einzel- und Linienlasten in der Regel unter Berücksichtigung der Anisotropie der Decke zu ermitteln und die Querbewehrung ist nach EN 1992-1-1 nachzuweisen.

### 9.5 Nachweise des Profilbleches als Schalung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Für die Nachweise des Profilbleches als Schalung gelten für den Grenzzustand der Tragfähigkeit die Regelungen nach EN 1993-1-3. Bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Tragfähigkeit sind im Allgemeinen die Einflüsse aus Sicken, Noppen und anderen Profilierungen des Bleches zu beachten.

### 9.6 Nachweise des Profilbleches als Schalung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1) Für die Querschnittseigenschaften gilt EN 1993-1-3.

(2) Die Durchbiegung des Profilbleches  $\delta_s$  infolge des Blecheigengewichtes und des Frischbetongewichtes (ohne Montagelasten und Lasten aus Arbeitsbetrieb) darf den Grenzwert  $\delta_{s,max}$  nicht überschreiten.

ANMERKUNG Werte für  $\delta_{s,max}$  dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist  $L/180$ , wobei  $L$  die maßgebende Stützweite unter Berücksichtigung von Hilfsunterstützungen ist.

### 9.7 Nachweis der Verbunddecke im Grenzzustand der Tragfähigkeit

#### 9.7.1 Nachweisbedingungen

(1)P In den jeweils zu untersuchenden Grenzzuständen der Tragfähigkeit dürfen die Bemessungswerte der einwirkenden Schnittgrößen die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit nicht überschreiten.

#### 9.7.2 Biegung

(1) Bei vollständiger Verdübelung darf die Momententragfähigkeit  $M_{Rd}$  in Übereinstimmung mit 6.2.1.2(1) vollplastisch ermittelt werden, wobei jedoch für das Profilblech der Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{yp,d}$  zugrunde zu legen ist.

(2)P Bei negativer Momentenbeanspruchung darf das Profilblech bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit nur berücksichtigt werden, wenn es durchlaufend ausgebildet wird und wenn beim Nachweis im Bauzustand (Profilblech als Schalung) keine plastische Momentenumlagerung ausgenutzt wird.

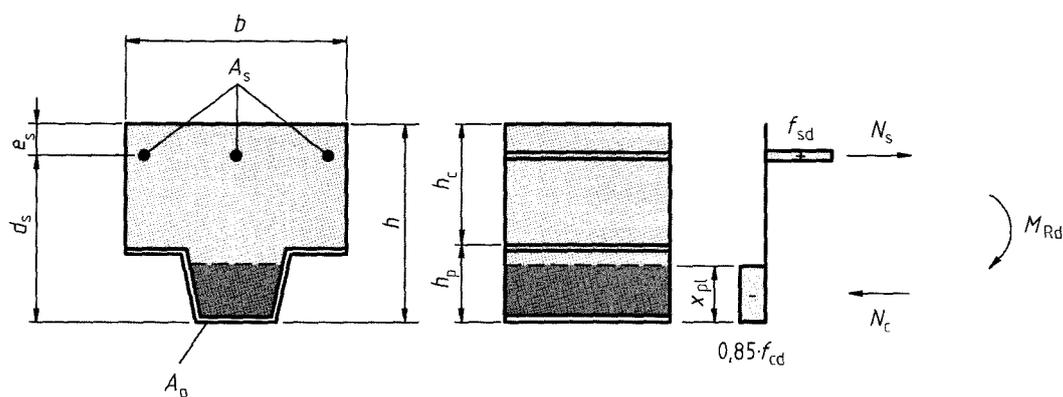
(3) Bei der Ermittlung der wirksamen Querschnittsfläche des Profilbleches  $A_{pe}$  sind im Allgemeinen die Flächenanteile von Sicken, Noppen und vergleichbaren Profilierungen zu vernachlässigen. Andernfalls ist durch Versuche nachzuweisen, dass eine größere Querschnittsfläche wirksam ist.

(4) Der Einfluss des örtlichen Beulens in druckbeanspruchten Querschnittsteilen des Profilbleches ist in der Regel mit Hilfe von wirksamen Breiten zu berücksichtigen. Die wirksame Breite darf die zweifachen Grenzwerte für Stege der Klasse 1 nach EN 1993-1-1, Tabelle 5.2 nicht überschreiten.

(5) Bei positiver Momentenbeanspruchung und plastischer Nulllinie im Aufbeton ist die Momententragfähigkeit in der Regel mit der in Bild 9.5 dargestellten plastischen Spannungsverteilung zu ermitteln.



**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**



**Bild 9.7 — Spannungsverteilung im vollplastischen Zustand bei negativer Momentenbeanspruchung**

### 9.7.3 Längsschub bei Decken ohne Endverankerung

(1)P Die Regelungen nach 9.7.3 gelten für Verbunddecken mit mechanischem Verbund oder Reibungsverbund (Verbundarten a) und b) nach 9.1.2.1).

(2) Der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit kann nach dem in (4) und (5) angegebenen  $m+k$ -Verfahren oder nach dem in (7) bis (10) angegebenen Teilverbund-Verfahren ermittelt werden. Die Anwendung des Teilverbund-Verfahrens ist nur bei Verbunddecken mit duktilem Verbundverhalten zulässig.

(3) Es darf ein duktiler Verbundverhalten vorausgesetzt werden, wenn in Versuchen die Versagenslast 10 % größer als diejenige Last ist, bei der ein Endschlupf von 0,1 mm auftritt. Wenn unter der Maximallast eine Mittendurchbiegung größer als  $L/50$  auftritt, ist als Versagenslast diejenige Last zu verwenden, bei der die Mittendurchbiegung  $L/50$  beträgt.

(4) Bei Anwendung des  $m+k$ -Verfahrens ist nachzuweisen, dass der auf die Plattenbreite  $b$  bezogene Bemessungswert der einwirkenden Querkraft  $V_{Ed}$  den nachfolgend angegebenen Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{l,Rd}$  nicht überschreitet:

$$V_{l,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{VS}} \left( \frac{m A_p}{b L_s} + k \right) \quad (9.7)$$

Dabei sind

$b, d_p$  die Plattenmaße in mm,

$A_p$  der Nennwert der Querschnittsfläche des Profilbleches in mm<sup>2</sup>,

$m, k$  Bemessungswerte in N/mm<sup>2</sup>, die aus Versuchen zu ermitteln sind, die die Anforderungen für eine Bemessung nach dem  $m+k$ -Verfahren erfüllen,

$L_s$  die Schublänge nach (5) in mm,

$\gamma_{VS}$  der Teilsicherheitsbeiwert für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

**ANMERKUNG 1** Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{VS}$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für  $\gamma_{VS}$  ist 1,25.

**ANMERKUNG 2** Es darf angenommen werden, dass die in Anhang B beschriebenen Versuche die Anforderungen für die Anwendung des  $m+k$ -Verfahrens erfüllen.

**ANMERKUNG 3** In Gleichung (9.7) wird der Nennwert der Querschnittsfläche  $A_p$  verwendet, weil dieser Wert auch bei der Versuchsauswertung für die Bestimmung der Beiwerte  $m$  und  $k$  verwendet wird.

(5) Beim Nachweis ist die folgende Schublänge  $L_s$  zugrunde zu legen:

- $L/4$  bei Gleichstreckenbelastung;
- der Abstand zwischen der Last und dem benachbarten Auflager für zwei gleiche und symmetrisch angeordnete Einzellasten;
- für andere Belastungsanordnungen einschließlich einer Kombination aus gleichmäßig verteilten und symmetrischen Einzellasten ist in der Regel eine auf Versuchen basierende Abschätzung erforderlich. Alternativ darf als maßgebende Schublänge diejenige Länge angesetzt werden, die sich aus dem maximalen Moment dividiert durch den jeweils größeren Wert der beiden Querkräfte ergibt, die an den Auflagerpunkten des betrachteten Feldes vorhanden sind.

(6) Wenn Decken als durchlaufende Verbunddecken ausgebildet werden, darf der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit für äquivalente Einfelddecken mit den nachfolgenden Stützweiten geführt werden:

- $0,8L$  für die Innenfelder,
- $0,9L$  für die Endfelder.

(7) Wenn der Nachweis nach dem Teilverbund-Verfahren geführt wird, darf der Bemessungswert des einwirkenden Momentes  $M_{Ed}$  an keiner Stelle den Bemessungswert der Momententragfähigkeit  $M_{Rd}$  überschreiten.

(8) Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit  $M_{Rd}$  ergibt sich nach 9.7.2(6), wobei anstelle von  $N_{c,f}$  der nachfolgende Wert zu verwenden ist:

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x \leq N_{c,f} \quad (9.8)$$

mit:

$$z = h - 0,5 x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}} \quad (9.9)$$

Dabei ist

- $\tau_{u,Rd}$  der Bemessungswert der Verbundfestigkeit ( $\tau_{u,Rd} = \tau_{u,Rk} / \gamma_{Vs}$ ), der aus Versuchen zu ermitteln ist, die die Anforderungen für die Anwendung des Teilverbund-Verfahrens erfüllen,
- $L_x$  der Abstand zwischen dem jeweils betrachteten Querschnitt und dem benachbarten Auflager,
- $\gamma_{Vs}$  der Teilsicherheitsbeiwert.

ANMERKUNG 1 Der Wert für  $\gamma_{Vs}$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für  $\gamma_{Vs}$  ist 1,25.

ANMERKUNG 2 Es darf angenommen werden, dass die in Anhang B beschriebenen Versuche die Anforderungen für die Ermittlung von  $\tau_{u,Rd}$  erfüllen.

(9) In Gleichung (9.8) darf bei  $N_c$  der Anteil  $\mu R_{Ed}$  additiv berücksichtigt werden, wenn bei der Bestimmung von  $\tau_{u,Rd}$  der Einfluss aus der zusätzlichen Längsschubtragfähigkeit infolge des aus der Auflagerkraft resultierenden Reibungsanteiles berücksichtigt wird.

Dabei ist

- $R_{Ed}$  die Auflagerkraft,
- $\mu$  der Nennwert des Reibungskoeffizienten.

ANMERKUNG Der Wert für  $\mu$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist  $\mu = 0,5$ .

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

(10) Bei Anwendung des Teilverbund-Verfahrens darf eine zusätzliche untere Längsbewehrung berücksichtigt werden.

#### 9.7.4 Längsschub bei Decken mit Endverankerung

(1) Wenn der Beitrag der Endverankerung an der gesamten Längsschubtragfähigkeit nicht durch Versuche nachgewiesen wird, sind Endverankerungen des Typs c) nach 9.1.2.1 in der Regel für die Zugkraft des Bleches im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen.

(2) Die Längsschubtragfähigkeit für Verbunddecken mit Endverankerungen des Typs c) und d), nach 9.1.2.1 darf nach dem Teilverbund-Verfahren ermittelt werden, indem bei  $N_c$  der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit der Endverankerung zusätzlich additiv berücksichtigt wird.

(3) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit  $P_{pb,Rd}$  eines durch das Profilblech geschweißten Kopfbolzendübels ergibt sich aus dem Bemessungswert nach 6.6.4.2 oder dem nachfolgend angegebenen Bemessungswert, wobei der kleinere Wert maßgebend ist:

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{do} t f_{yp,d} \quad (9.10)$$

mit:

$$k_{\varphi} = 1 + a / d_{do} \leq 6,0 \quad (9.11)$$

Dabei ist

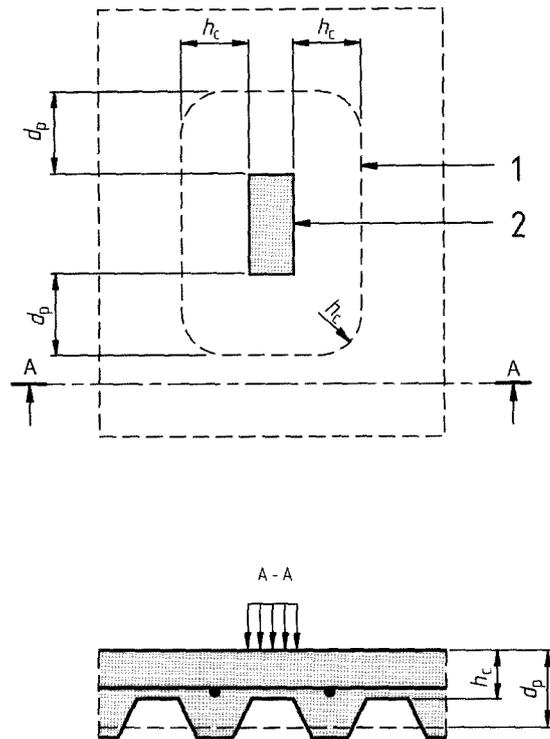
- $d_{do}$  der Durchmesser des Schweißwulstes, für den der 1,1fache Wert des Schaftdurchmessers des Dübels angesetzt werden darf,
- $a$  der Abstand zwischen der Dübelachse und dem Blechende, der nicht kleiner als  $1,5 d_{do}$  sein darf,
- $t$  die Dicke des Profilbleches.

#### 9.7.5 Querkraft

(1) Die auf den Achsabstand zweier Rippen bezogene Querkrafttragfähigkeit  $V_{v,Rd}$  einer Verbunddecke ist in der Regel nach EN 1992-1-1, 6.2.2 zu ermitteln.

#### 9.7.6 Durchstanzen

(1) Bei Verbunddecken mit konzentrierten Lasten gelten für den Durchstanzwiderstand  $V_{p,Rd}$  die Regelungen nach EN 1992-1-1, 6.4.4. Der kritische Rundschnitt ist in der Regel nach Bild 9.8 zu ermitteln.

**Legende**

- 1 kritischer Rundschnitt  $c_p$
- 2 Lasteinleitungsfläche

**Bild 9.8 — Kritischer Rundschnitt bei Durchstanzen****9.8 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit****9.8.1 Rissbreitenbeschränkung**

- (1) Für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung in negativen Momentenbereichen gilt EN 1992-1-1, 7.3.
- (2) Wenn durchlaufende Decken nach 9.4.2(5) als eine Kette von Einfeldträgern bemessen werden, ist zur Verhinderung einer unkontrollierten Rissbildung im Aufbeton in der Regel eine konstruktive Mindestbewehrung mit einer Querschnittsfläche ausreichend, die bei Decken ohne Hilfsunterstützungen im Bauzustand mindestens 0,2 % und bei Decken mit Hilfsunterstützung im Bauzustand mindestens 0,4 % der Betonquerschnittsfläche oberhalb des Profilbleches betragen sollte.

**9.8.2 Durchbiegungen**

- (1) Es gilt EN 1990, 3.4.3.
- (2) Für die Ermittlung der Verformungen infolge von Lasten, die nur auf das Profilblech einwirken, gilt EN 1993-1-3, Abschnitt 7.
- (3) Verformungen infolge von Einwirkungen auf die Verbunddecke sind in der Regel mit elastischen Berechnungsverfahren in Übereinstimmung mit Abschnitt 5 zu ermitteln, wobei die Einflüsse aus dem Schwinden vernachlässigt werden dürfen.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

- (4) Auf einen Nachweis der Verformungen darf verzichtet werden, wenn:
- die Biegeschlankheit (Verhältnis von Stützweite zu Nutzhöhe) die Grenzwerte für gering beanspruchten Beton nach EN 1992-1-1, 7.4 nicht überschreitet und
  - die nachfolgend in (6) angegebene Bedingung hinsichtlich des Einflusses aus dem Schlupf erfüllt ist.
- (5) Für Verbundwirkungen des Typs a), b) oder c) nach 9.1.2.1 dürfen die Verformungen für die Innenfelder von durchlaufenden Decken mit dem nachfolgend angegebenen Näherungsverfahren bestimmt werden:
- das effektive Flächenmoment zweiten Grades des Deckenquerschnitts wird aus dem Mittelwert der Werte des ungerissenen und des gerissenen Querschnitts ermittelt;
  - der Einfluss aus dem Langzeitverhalten des Betons darf beim Betonquerschnitt durch Ansatz des Mittelwertes der Reduktionszahlen für kurzzeitige und für ständige Beanspruchungen berücksichtigt werden.
- (6) Für Endfelder dürfen die Einflüsse aus dem Endschlupf vernachlässigt werden, wenn diejenige Versuchslast, bei der ein Endschlupf von 0,5 mm auftritt, größer als die 1,2fache Bemessungslast im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist.
- (7) Wenn ein größerer Endschlupf als 0,5 mm unter einer Last auftritt, die kleiner als die 1,2fache Bemessungslast im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist, sind in der Regel Endverankerungen erforderlich. Andernfalls sind die Verformungen unter Berücksichtigung des Schlupfes zu ermitteln.
- (8) Wenn der Einfluss des Verbundverhaltens und der Endverankerungen nicht aus Versuchen bekannt ist, darf die Berechnung der Verformungen vereinfacht mit einem Bogen-Zugband-Modell erfolgen.

## Anhang A (informativ)

### Steifigkeit der Grundkomponenten von Verbundanschlüssen bei Tragwerken des Hochbaus

#### A.1 Anwendungsbereich

- (1) Die Steifigkeit der nachfolgend aufgeführten Grundkomponenten von Anschlüssen kann nach A.2.1 ermittelt werden:
- zugbeanspruchte Längsbewehrung,
  - druckbeanspruchte Kontaktstücke.
- (2) Mit Ausnahme der Regelungen für die Ermittlung der Steifigkeit der in A.2.2. angegebenen Grundkomponenten gelten die Regelungen nach EN 1993-1-8. Die Steifigkeitskoeffizienten  $k_1$  sind in EN 1993-1-8, Gleichung (6.27) definiert.
- (3) Die Steifigkeit einbetonierter Stege von Stützenquerschnitten kann nach A.2.3 bestimmt werden.
- (4) Der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verdübelung auf die Steifigkeit des Anschlusses kann nach A.3 berücksichtigt werden.

#### A.2 Steifigkeitskoeffizienten

##### A.2.1 Grundkomponenten

###### A.2.1.1 Zugbeanspruchte Längsbewehrung

- (1) Der Steifigkeitskoeffizient  $k_{s,r}$  für eine Bewehrungslage  $r$  ergibt sich nach Tabelle A.1.

###### A.2.1.2 Druckbeanspruchte Kontaktstücke

- (1) Der Steifigkeitskoeffizient kann unendlich groß angenommen werden.

##### A.2.2 Weitere Grundkomponenten von Verbundanschlüssen

###### A.2.2.1 Stützenstegfeld unter Schubbeanspruchung

- (1) Für ein nicht ausgesteiftes Stützenstegfeld ergibt sich bei Anschlüssen mit Kontaktstücken der Steifigkeitskoeffizient  $k_1$  aus dem 0,87fachen des Wertes nach EN 1993-1-8, Tabelle 6.11.

###### A.2.2.2 Stützensteg unter Querdruckbeanspruchung

- (1) Für einen nicht ausgesteiften Steg darf der Steifigkeitskoeffizient  $k_2$  bei Verwendung von Kontaktstücken wie folgt berechnet werden:

$$k_2 = \frac{0,2 b_{\text{eff,c,wc}} t_{\text{wc}}}{d_c} \quad (\text{A.1})$$

Dabei ist  $b_{\text{eff,c,wc}}$  die wirksame Länge des druckbeanspruchten Stützensteges nach 8.4.3.1. Die weiteren Symbole sind in EN 1993-1-8, Abschnitt 6 angegeben.

DIN EN 1994-1-1:2010-12  
EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)

Tabelle A.1 — Steifigkeitskoeffizienten  $k_{s,r}$ 

Anschluss	Einwirkung	Steifigkeitskoeffizient
einseitig	—	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6h}$
zweiseitig	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{(h/2)}$
	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	Für den Anschluss mit $M_{Ed,1}$ :
		$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left( \frac{1+\beta}{2} + K_\beta \right)}$ mit: $K_\beta = \beta (4,3 \beta^2 - 8,9 \beta + 7,2)$
	Für den Anschluss mit $M_{Ed,2}$ :	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left( \frac{1-\beta}{2} \right)}$
<p><math>A_{s,r}</math> ist die Querschnittsfläche der Bewehrung der Bewehrungslage <math>r</math> innerhalb der mittragenden Breite. Die mittragende Breite des Querschnitts ist dabei nach 5.4.1.2 zu ermitteln.</p> <p><math>M_{Ed,i}</math> ist der Bemessungswert des auf den Anschluss <math>i</math> einwirkenden Biegemomentes des angrenzenden Trägers (siehe Bild A.1).</p> <p><math>h</math> ist die Höhe des Stützenquerschnitts nach Bild 6.17.</p> <p><math>\beta</math> ist der Übertragungsparameter nach EN 1993-1-8, 5.3.</p> <p>ANMERKUNG Der Steifigkeitskoeffizient für <math>M_{Ed,1} = M_{Ed,2}</math> kann auch für einen zweiseitigen Anschluss an einen unterstützenden Hauptträger verwendet werden, wenn anstelle der Querschnittshöhe <math>h</math> der Stütze die Flanschbreite des Hauptträgers zugrunde gelegt wird.</p>		

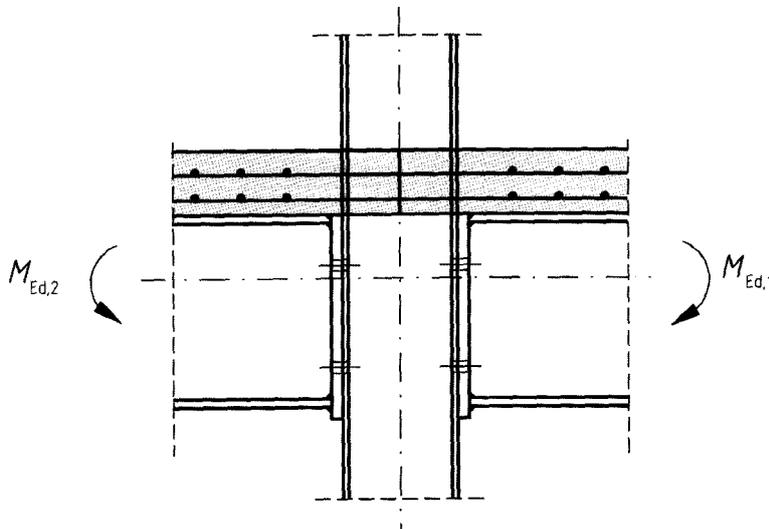


Bild A.1 — Anschluss und Momentenbeanspruchung

## A.2.3 Grundkomponenten mit aussteifenden Betonquerschnittsteilen

### A.2.3.1 Stützenstegfeld unter Schubbeanspruchung

(1) Bei Stegen von teilweise einbetonierten Querschnitten nach Bild 6.17(b) kann bei der Ermittlung der Komponentensteifigkeit des schubbeanspruchten Stegfeldes die Vergrößerung der Steifigkeit infolge der Mitwirkung des Kammerbetons berücksichtigt werden. Der resultierende Steifigkeitskoeffizient ergibt sich aus der Addition von  $k_1$  und dem nachfolgend angegebenen Koeffizienten  $k_{1,c}$ :

$$k_{1,c} = 0,06 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{b_c h_c}{\beta z} \quad (\text{A.2})$$

Dabei ist

$E_{cm}$  der Elastizitätsmodul des Betons,

$z$  der innere Hebelarm nach EN 1993-1-8, Bild 6.15.

### A.2.3.2 Stützensteg unter Querdruckbeanspruchung

(1) Bei Stegen von teilweise einbetonierten Querschnitten nach Bild 6.17(b) darf bei der Ermittlung der Komponentensteifigkeit von auf Querdruck beanspruchten Stegen die Vergrößerung der Steifigkeit infolge der Mitwirkung des Kammerbetons berücksichtigt werden.

(2) Bei Anschlüssen mit Kontaktstücken ergibt sich der resultierende Steifigkeitskoeffizient aus der Addition von  $k_2$  und dem nachfolgend angegebenen Koeffizienten  $k_{2,c}$

$$k_{2,c} = 0,13 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{\text{eff},c} b_c}{h_c} \quad (\text{A.3})$$

Dabei ist  $t_{\text{eff},c}$  die wirksame Dicke des Betons nach 8.4.4.2(2).

(3) Bei einem Kopfplattenanschluss ergibt sich der zusätzliche Koeffizient  $k_{2,c}$  zu:

$$k_{2,c} = 0,5 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{\text{eff},c} b_c}{h_c} \quad (\text{A.4})$$

## A.3 Nachgiebigkeit der Verdübelung

(1) Wenn der Einfluss aus der Nachgiebigkeit der Verdübelung nicht mit genaueren Berechnungsverfahren berücksichtigt wird, darf der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundmittel auf die Anschlusssteifigkeit nach (2) bis (5) bestimmt werden.

(2) Der resultierende Steifigkeitskoeffizient ergibt sich durch Multiplikation von  $k_{s,r}$  nach A.2.1.1 mit dem nachfolgend angegebenen Reduktionsfaktor  $k_{\text{slip}}$ :

$$k_{\text{slip}} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{K_{sc}}} \quad (\text{A.5})$$

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

mit:

$$K_{sc} = \frac{N k_{sc}}{\nu - \left( \frac{\nu-1}{1+\xi} \right) \frac{h_s}{d_s}} \quad (\text{A.6})$$

$$\nu = \sqrt{\frac{(1+\xi) N k_{sc} \ell d_s^2}{E_a I_a}} \quad (\text{A.7})$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s} \quad (\text{A.8})$$

Dabei ist

- $h_s$  der Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrungslage und dem Angriffspunkt der Druckkraft nach EN 1993-1-8, Bild 6.15;
- $d_s$  der Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrungslage und dem Schwerpunkt des Baustahlquerschnittes;
- $I_a$  das Flächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnittes;
- $\ell$  die an den Anschluss angrenzende Länge des negativen Momentenbereiches, die bei seitlich angesteiften Rahmentragwerken mit 15 % der Stützweite angenommen werden darf;
- $N$  die Anzahl der über die Länge  $\ell$  angeordneten Verbundmittel;
- $k_{sc}$  die Steifigkeit des Verbundmittels.

(3) Als Steifigkeit  $k_{sc}$  darf der Wert  $0,7 P_{RK}/s$  angenommen werden, wobei  $P_{RK}$  der charakteristische Wert der Tragfähigkeit des Verbundmittels und  $s$  der sich aus Versuchen nach Anhang B zu bestimmende Schlupf bei Erreichen einer Last von  $0,7 P_{RK}$  ist.

(4) Alternativ dürfen bei Gurten mit Vollbetonplatten oder bei profilierten Gurten, bei denen der Abminderungsfaktor  $k_t$  nach 6.6.4.2 berücksichtigt werden muss, die nachfolgend angegebenen Näherungswerte für  $k_{sc}$  angenommen werden:

- für Kopfbolzendübel mit Schaftdurchmessern von 19 mm:  $k_{sc} = 100 \text{ kN/mm}$ ,
- für kaltverformte Winkeldübel mit Schenkelhöhen von 80 mm bis 100 mm:  $k_{sc} = 70 \text{ kN/mm}$ .

(5) Absatz (2) gilt auch für Anschlüsse mit mehreren Bewehrungslagen. In diesem Fall dürfen die einzelnen Bewehrungslagen rechnerisch zu einer resultierenden Bewehrungslage zusammengefasst werden. Der Abstand zwischen der resultierenden Bewehrungslage und dem Druckpunkt des Anschlusses bzw. dem Schwerpunkt des Baustahlquerschnitts sind dann mit der Lage der resultierenden Zugkraft in der Bewehrung zu bestimmen.

## Anhang B (informativ)

### Experimentelle Untersuchungen

#### B.1 Allgemeines

- (1) Dieser Anhang enthält Regelungen für experimentelle Untersuchungen für:
- Verbundmittel in B.2
  - Verbunddecken in B.3

**ANMERKUNG** Die nachfolgenden Regelungen für experimentelle Untersuchungen wurden aufgenommen, da derzeit keine Richtlinie für Europäische Zulassungen (ETA) existiert. Wenn eine derartige Richtlinie vorliegt, verlieren die Regelungen dieses Anhangs ihre Gültigkeit.

#### B.2 Versuche für Verbundmittel

##### B.2.1 Allgemeines

- (1) Wenn die in 6.6 angegebenen Bemessungsregeln nicht anwendbar sind, ist die Bemessung auf der Grundlage von Versuchen durchzuführen. Die Versuche sind so durchzuführen, dass sie ausreichende Informationen über diejenigen Eigenschaften der Verdübelung liefern, die für die Bemessung nach dieser Norm erforderlich sind.
- (2) Die Versuche müssen in der Regel die Einflüsse aus der Prüfkörpergeometrie sowie die aus den mechanischen Eigenschaften des verwendeten Betons, des Verbundmittels und der Bewehrung resultierenden Einflüsse berücksichtigen.
- (3) Bei vorwiegend ruhender Beanspruchung darf die Tragfähigkeit mit den in diesem Anhang angegebenen Abscherversuchen ermittelt werden.
- (4) Die Ausbildung von Versuchskörpern für Ermüdungsversuche ist in der Regel ebenfalls in Übereinstimmung mit den Regelungen dieses Anhangs zulässig.

##### B.2.2 Versuchsanordnung

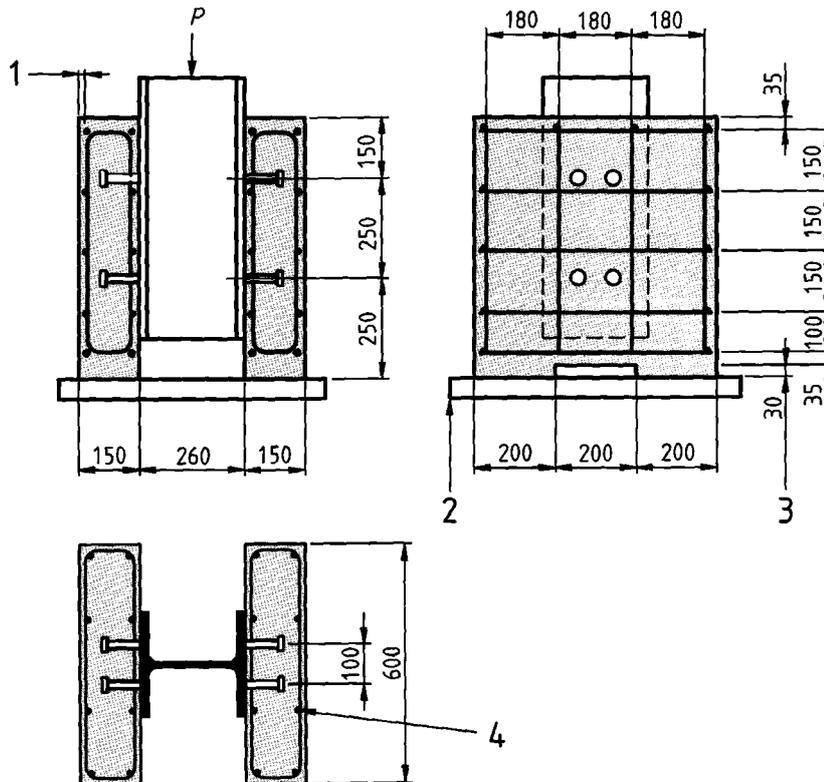
- (1) Für Verbundmittel in Trägern mit T-Querschnitten und Betongurten mit konstanter Dicke oder mit Vouten entsprechend 6.6.5.4 dürfen Standard-Abscherversuche durchgeführt werden. Andernfalls sind in der Regel spezielle Versuche erforderlich.
- (2) Für Standard-Abscherversuche sind die Versuchskörperabmessungen sowie der Querschnitt des Stahlprofils und die Bewehrung in Bild B.1 dargestellt. Die Anordnung der Aussparung in den Betonelementen unterhalb des Stahlprofils ist freigestellt.
- (3) Wenn für ein Bauwerk spezielle Versuche erforderlich sind, sind die Betonelemente und die Bewehrung der Versuchskörper in der Regel so auszubilden, dass sie mit den Trägerabmessungen und der Bewehrung im Bauwerk möglichst gut übereinstimmen. Insbesondere gilt:
- Die Länge  $l$  der Betonelemente ist in der Regel auf die Abstände der Verbundmittel im Bauwerk abzustimmen;

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

- b) die Breite  $b$  der Betonelemente darf nicht größer als die mittragende Breite des Trägers im Bauwerk gewählt werden;
- c) die Dicke  $h$  der Betonelemente  $h$  darf nicht größer als die minimale Betongurtdicke des Trägers im Bauwerk sein;
- d) bei Vouten, die nicht mit den Regelungen in 6.6.5.4 übereinstimmen, sind für die Abmessungen der Vouten der Betonelemente des Versuchskörpers in der Regel die gleichen Abmessungen wie beim Träger im Bauwerk zu wählen. Dies gilt auch für die Bewehrung.

AC

Maße in Millimeter



AC

**Legende**

- 1 Betondeckung 15 mm  
 2 Mörtel oder Gips  
 3 Öffnung optional  
 4 Betonrippenstahl  $\varnothing 10$  mm mit  $450 \leq f_{sk} \leq 500$  N/mm<sup>2</sup>

Stahlprofil: HE 260 B oder 254 × 254 × 89 kg UC

**Bild B.1 — Versuchskörper für Standard-Abscherversuche**

**B.2.3 Herstellung der Versuchskörper**

- (1) Die beiden Betonelemente sind wie die Gurte von Verbundträgern in der Regel in horizontaler Lage zu betonieren.
- (2) Die Haftung in der Verbundfuge ist in der Regel durch Einfetten der Fuge oder durch andere geeignete Maßnahmen zu verhindern.
- (3) Die Versuchskörper sind in der Regel so zu lagern, dass sie an der Luft erhärten können.

(4) Beim Betonieren der Versuchskörper sind in der Regel gleichzeitig mindestens vier Probekörper (Zylinder oder Würfel) zur Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit des Betons herzustellen. Diese Probekörper sind wie die Abscherversuche an der Luft zu lagern. Bei der Auswertung der Versuche ist in der Regel der Mittelwert der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  zugrunde zu legen.

(5) Die Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung muss in der Regel  $70\% \pm 10\%$  der Festigkeit des Trägers, für den der Abscherversuch durchgeführt wird, betragen. Diese Anforderung kann bei Verwendung von Beton mit derselben Festigkeitsklasse wie im Bauwerk dadurch erfüllt werden, dass der Versuch zu einem Zeitpunkt früher als 28 Tage nach dem Betonieren durchgeführt wird.

(6) Die Streckgrenze, die Zugfestigkeit und die Bruchdehnung des Werkstoffes der Dübel sind in der Regel für eine repräsentative Stichprobe zu bestimmen.

(7) Bei Verwendung von Profiblechen sind aus den bei den Versuchen verwendeten Blechen zusätzliche Probekörper zur Ermittlung der Streckgrenze und der Zugfestigkeit herzustellen.

### B.2.4 Versuchsdurchführung

(1) Die Versuchslast ist in der Regel zunächst in Stufen bis zu 40 % der erwarteten Bruchlast zu steigern. Anschließend sind 25 Lastwechsel mit Ober- bzw. Unterlasten von 40 % bzw. 5 % der erwarteten Bruchlast aufzubringen.

(2) Im Anschluss an die Vorbelastung ist die Last im Allgemeinen gleichmäßig über einen Zeitraum von mindestens 15 Minuten bis zur Bruchlast zu steigern.

(3) Während des Versuches ist entweder eine kontinuierliche Messung oder mindestens bei jedem Lastinkrement eine Messung des Schlupfes zwischen den Betonteilen und dem Stahlprofil erforderlich. Der Schlupf ist in der Regel mindestens so lange zu messen, bis die Versuchslast um 20 % unter den Wert der Maximallast abgefallen ist.

(4) Möglichst nahe an den Verbundmitteln ist in der Regel zusätzlich das Abheben der Betonteile vom Stahlträger zu messen.

### B.2.5 Versuchsauswertung

(1) Werden drei Versuche mit nach Nennwerten identischen Versuchskörpern durchgeführt und weicht das Ergebnis eines einzelnen Versuches nicht mehr als 10 % vom Mittelwert aller Versuche ab, so darf der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit wie nachfolgend beschrieben bestimmt werden:

— der charakteristische Wert der Dübeltragfähigkeit  $P_{RK}$  ergibt sich aus der um 10 % abgeminderten kleinsten Versuchslast dividiert durch die Anzahl der Verbundmittel;

— der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit ergibt sich zu:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{RK}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{RK}}{\gamma_V} \quad (\text{B.1})$$

Dabei ist

$f_u$  die garantierte Mindestzugfestigkeit des Dübelwerkstoffes,

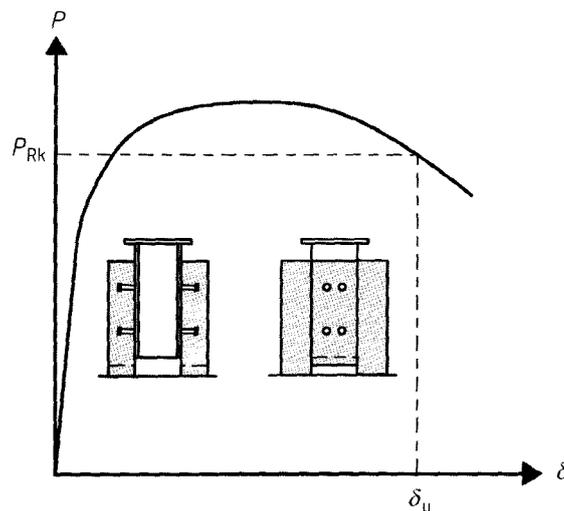
$f_{ut}$  die für die Dübel des Versuchskörpers experimentell bestimmte Zugfestigkeit des Dübelwerkstoffes,

$\gamma_V$  der Teilsicherheitsbeiwert für die Verdübelung.

ANMERKUNG Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_V$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für  $\gamma_V$  ist 1,25.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

- (2) Ist die Abweichung vom Mittelwert größer als 10 %, so sind in der Regel mindestens drei weitere gleiche Versuche erforderlich. Für die Versuchsauswertung gelten dann die Regelungen nach EN 1990, Anhang D.
- (3) Besteht der Dübel aus zwei verschiedenen Elementen, eines für abscherende Kräfte und das andere für abhebende Kräfte, so darf die Verankerung gegen Abheben als ausreichend steif und tragfähig angesehen werden, wenn im Abscherversuch unter einer Belastung von 80 % der Maximallast die gemessene Abhebung kleiner als die Hälfte der Längsverschiebung zwischen Stahlträger und Betonteil ist.
- (4) Das Verformungsvermögen eines Dübels  $\delta_u$  wird durch den maximalen Schlupf bei Wiedererreichen der charakteristischen Tragfähigkeit entsprechend Bild B.2 bestimmt. Der charakteristische Wert des Verformungsvermögens  $\delta_{uk}$  ergibt sich aus dem um 10 % reduzierten kleinsten Versuchswert. Alternativ darf der charakteristische Wert mit Hilfe einer statistischen Auswertung aller Versuchsergebnisse nach EN 1990, Anhang D, ermittelt werden.



**Bild B.2 — Ermittlung des Verformungsvermögens  $\delta_u$**

### B.3 Versuche für Verbunddecken

#### B.3.1 Allgemeines

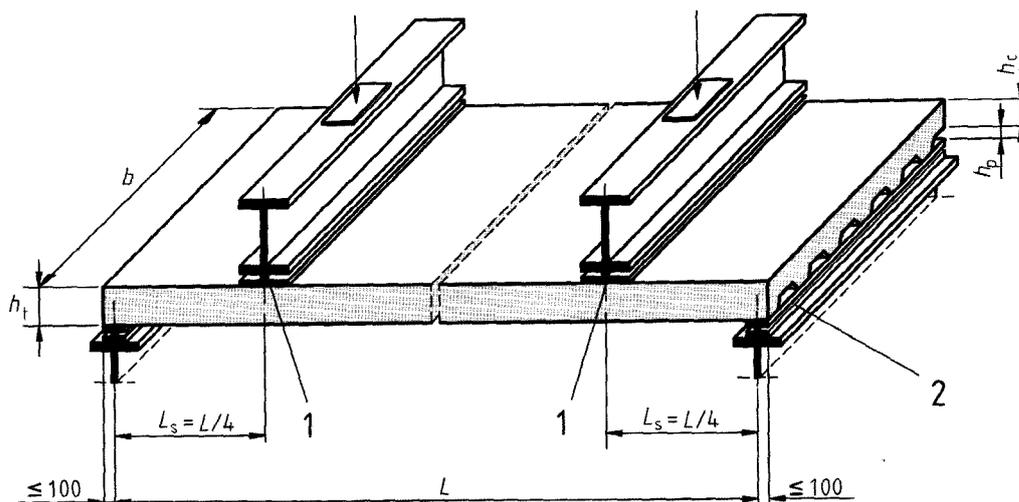
- (1) Die in diesem Abschnitt angegebenen Regelungen gelten für die Bestimmung der beim Nachweis der Längsschubtragfähigkeit von Verbunddecken nach Abschnitt 9 erforderlichen Beiwerte  $m$  und  $k$  sowie für die Bestimmung der Verbundfestigkeit  $\tau_{u,Rd}$ .
- (2) Mit Hilfe der Last-Verformungskurve wird das Längsschubverhalten entweder als spröde oder als duktil klassifiziert. Ein duktilen Verhalten liegt vor, wenn die Bedingungen nach 9.7.3(3) eingehalten sind. Andernfalls liegt ein sprödes Verbundverhalten vor.
- (3) Die Versuche müssen in der Regel die Einflüsse aus der Dicke und der Geometrie des Profilbleches, des verwendeten Stahls, der Beschichtung, aus der Betonfestigkeit und der Rohdichte des Betons sowie aus der Plattendicke und aus der Schublänge  $L_s$  berücksichtigen.
- (4) Um die Anzahl der Versuche in Grenzen zu halten, die für eine komplette Berücksichtigung aller Einflussvariablen erforderlich sind, dürfen die aus einer Versuchsreihe erhaltenen Versuchsergebnisse auch für andere Werte der Variablen wie folgt verwendet werden:

— für die Dicke  $t$  des Stahlbleches, wenn sie größer ist als die untersuchte;

- für Beton mit einer spezifizierten Festigkeit  $f_{ck}$  nicht kleiner als  $0,8 f_{cm}$ , wobei  $f_{cm}$  der Mittelwert der Betondruckfestigkeit in den Versuchen ist,
- für ein Stahlblech mit einer Streckgrenze  $f_{yp}$  nicht kleiner als  $0,8 f_{ym}$ , wobei  $f_{ym}$  der Mittelwert der Streckgrenze in den Versuchen ist.

### B.3.2 Versuchsanordnung

- (1) Die Versuche sind in der Regel mit Einfeldplatten durchzuführen.
- (2) Es ist in der Regel der in Bild B.3 dargestellte oder ein gleichwertiger Versuchsaufbau zu verwenden.
- (3) Im Allgemeinen ist für den Versuch eine Lastanordnung zu wählen, die aus zwei gleichen Linienlasten in den Viertelpunkten der Stützweite besteht.



#### Legende

- 1 Neoprenlager oder gleichwertiges Lager  $\leq 100 \text{ mm} \times b$
- 2 Auflagerplatte  $\leq 100 \text{ mm} \times b \times 10 \text{ mm}$

**Bild B.3 — Versuchskörper und Versuchsaufbau**

- (4) Der Überstand der Platte über die Auflagerlinie hinaus darf 100 mm nicht überschreiten.
- (5) Die Breite der Auflagerplatten und der Lasteinleitungsplatten für die Linienlasten darf 100 mm nicht überschreiten.
- (6) Bei Versuchen für die Ermittlung der Werte  $m$  und  $k$  sind in der Regel für jede der zu untersuchenden Variablen zwei Versuchsserien mit jeweils drei Versuchen durchzuführen (siehe hierzu Bereiche A und B in Bild B.4). Alternativ können drei Versuchsserien mit jeweils zwei Versuchen durchgeführt werden. Bei den Versuchen im Bereich A nach Bild B.4 ist die Schublänge so groß wie möglich und bei den Versuchen im Bereich B so klein wie möglich — jedoch nicht kleiner als  $3 h_t$  — zu wählen, wobei zu beachten ist, dass bei allen Versuchen ein Versagen infolge Längsschub eintreten muss.
- (7) Bei Versuchen für die Ermittlung von  $\tau_{u,Rd}$  sind in der Regel für jeden Profilblechtyp und für jedes unterschiedlich beschichtete Blech vier Versuche mit der gleichen Plattendicke  $h_t$  erforderlich. Bei diesen Versuchen darf keine zusätzliche Längsbewehrung und keine zusätzliche Endverankerung vorgesehen werden. Bei einer Versuchsserie mit drei Versuchen ist die Schublänge so groß wie möglich und bei dem verbleibenden Versuchskörper so klein wie möglich (jedoch nicht kleiner als  $3 h_t$ ) zu wählen, wobei jedoch zu

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

beachten ist, dass bei allen Versuchen ein Versagen infolge Längsschub eintreten muss. Der Versuch mit der kleineren Schublänge dient dabei zur Klassifizierung des Verbundverhaltens entsprechend B.3.1(2).

### **B.3.3 Herstellung der Versuchskörper**

- (1) Für den Versuch sind die Profilbleche im Anlieferungszustand zu verwenden. Eine nachträgliche Verbesserung der Haftung durch Entfetten der Oberfläche ist nicht zulässig.
- (2) Die Querschnittsform und Profilierung der für den Versuch verwendeten Bleche müssen mit Nennabmessungen der Bleche im Bauwerk übereinstimmen. Die gemessenen Abstände von Sicken und Noppen dürfen nicht mehr als 5 % und die Höhen nicht mehr als 10 % von den jeweiligen Nennwerten abweichen.
- (3) In der Zugzone der Platte sind im Allgemeinen zur Erzeugung von Rissen an den Lasteinleitungspunkten über die gesamte Plattenbreite dünne Blechstreifen anzuordnen, deren Höhe mindestens so groß wie die Profilblechhöhe sein muss. Diese Blechstreifen erlauben eine eindeutige Festlegung der Schublänge  $L_s$  und dienen gleichzeitig zur Ausschaltung der Einflüsse aus der Betonzugfestigkeit.
- (4) Die äußeren Rippenstege der Platte dürfen zur Simulation der Tragwirkung einer breiteren Platte zusätzlich gehalten werden.
- (5) Die Plattenbreite  $b$  darf im Versuch nicht kleiner als die dreifache Plattendicke, nicht kleiner als 600 mm und nicht kleiner als die Profilblechbreite sein.
- (6) Die Versuchskörper sind beim Betonieren vollständig zu unterstützen, weil dies die ungünstigste Situation bezüglich des Längsschubversagens ist.
- (7) Für Beanspruchungen während des Transports sowie als Schwindbewehrung dürfen Betonstahlmatten verwendet werden, die jedoch so anzuordnen sind, dass sie bei positiver Momentenbeanspruchung in der Druckzone liegen.
- (8) Für jeweils alle Versuchskörper einer Versuchsserie ist Beton aus der gleichen Mischung zu verwenden und die Versuchskörper sind unter gleichen Bedingungen zu lagern.
- (9) Für Versuchsserien, bei denen die Versuche innerhalb eines Zeitraums von 48 Stunden durchgeführt werden, sind in der Regel beim Betonieren der Versuchskörper vier zusätzliche Betonprobekörper (Zylinder oder Würfel) zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit herzustellen. Als Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  jeder Serie darf der Mittelwert verwendet werden, wenn die Einzelwerte vom Mittelwert um nicht mehr als 10 % abweichen. Ist die Abweichung der Einzelwerte vom Mittelwert größer als 10 %, so ist als Betondruckfestigkeit in der Regel der größte Einzelwert zu verwenden.
- (10) Für jedes der bei den Versuchen verwendeten Bleche ist die Streckgrenze und die Zugfestigkeit mit Hilfe von Zugversuchen zu ermitteln.

### **B.3.4 Aufbringen der Versuchsbelastung**

- (1) Das Aufbringen der Versuchsbelastung soll die zeitlichen Einflüsse aus der realen Belastungsgeschichte widerspiegeln. Das Aufbringen der Last soll daher in der Regel in zwei Schritten erfolgen. Zunächst wird eine zyklische Vorbelastung aufgebracht; beim anschließenden statischen Versuch wird die Belastung bis zum Versagen stetig gesteigert.
- (2) Wenn zwei Versuchsserien mit jeweils drei Versuchen durchgeführt werden, darf mit jeweils einem der drei Versuchskörper je Serie ein statischer Versuch ohne die zyklische Vorbelastung durchgeführt werden, um für die beiden anderen Versuche der jeweiligen Serie das Lastniveau für die zyklische Vorbelastung festlegen zu können.

(3) Zyklische Vorbelastung: Die Unterlast darf nicht größer als  $0,2W_t$  und die Oberlast nicht kleiner als  $0,6W_t$  sein. Dabei ist  $W_t$  die nach (2) beim statischen Versuch ohne zyklische Vorbelastung ermittelte Versagenslast.

(4) Bei der zyklischen Vorbelastung sind in der Regel innerhalb von 3 Stunden 5 000 Lastwechsel aufzubringen.

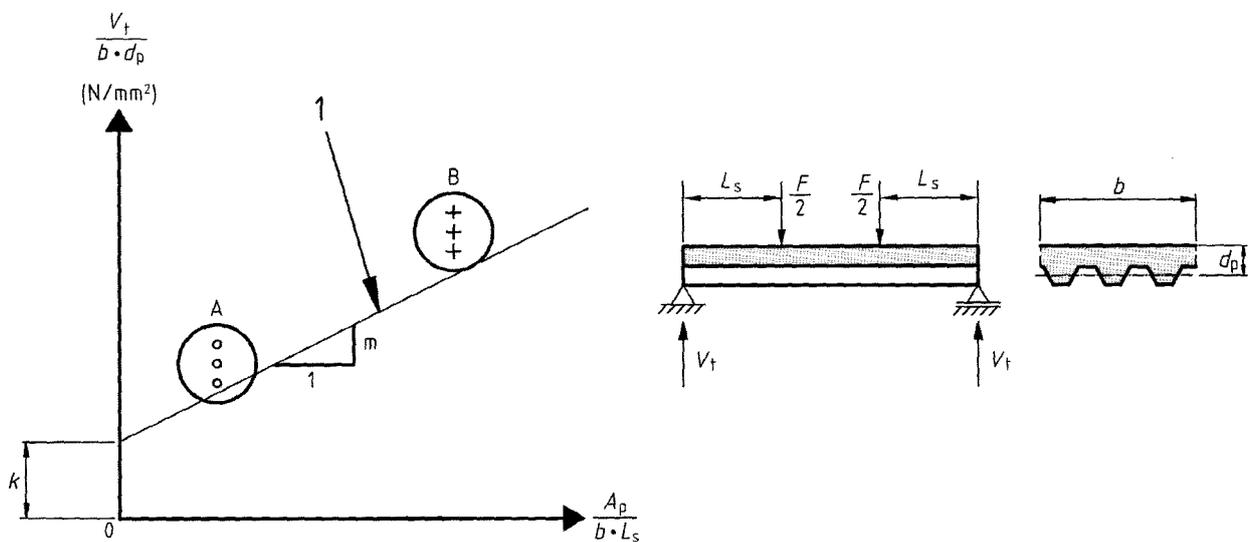
(5) Statischer Versuch: Nach Aufbringen der zyklischen Vorbelastung wird die Versuchslast bis zur Versagenslast stetig gesteigert. Die Belastungsgeschwindigkeit ist dabei in der Regel so zu wählen, dass ein Versagen frühestens nach einer Stunde eintritt. Die Versagenslast  $W_t$  ergibt sich aus der maximal aufgetragenen Belastung zuzüglich des Eigengewichtes der Verbunddecke und der Lasteinleitungsträger.

(6) Beim statischen Versuch darf die Belastung sowohl kraft- als auch weggeregelt aufgebracht werden.

### B.3.5 Ermittlung der Bemessungswerte für $m$ und $k$

(1) Wenn nach 9.7.3(3) duktiles Verbundverhalten vorliegt, ergibt sich die maßgebende im Versuch ermittelte Querkraft  $V_t$  aus dem 0,5fachen Wert der Versagenslast  $W_t$  nach B.3.4. Bei sprödem Verbundverhalten ist dieser Wert von  $V_t$  mit dem Faktor 0,8 zu reduzieren.

(2) Mit allen experimentell ermittelten Werten von  $V_t$  ergibt sich mittels linearer Regressionsanalyse (siehe Bild B.4) der charakteristische Wert der Querkrafttragfähigkeit (5 %-Quantilwert).



#### Legende

1 Bemessungsgrade für die Längsschubtragfähigkeit

ANMERKUNG  $b$ ,  $d_p$  und  $L_s$  in mm,  $A_p$  in  $\text{mm}^2$  und  $V_t$  in N.

Bild B.4 — Auswertung der Versuchsergebnisse

(3) Wenn zwei Versuchsserien mit jeweils drei Versuchen ausgewertet werden und bei jeder Versuchsserie die Versuchsergebnisse um nicht mehr als 10 % vom Mittelwert der jeweiligen Versuchsserie abweichen, darf die Bemessungsgerade entweder nach EN 1990, Anhang D oder wie nachfolgend angegeben ermittelt werden:

— Bei jeder Versuchsserie darf als charakteristischer Wert der um 10 % abgeminderte kleinste Versuchswert der jeweiligen Versuchsserie angenommen werden. Die lineare Verbindung der beiden charakteristischen Werte der Gruppen A und B wird als Bemessungsgerade verwendet.



## Anhang C (informativ)

### Berücksichtigung des Schwindens des Betons bei Tragwerken des Hochbaus

(1) Wenn während der Ausführung keine hohen Anforderungen an die Trägerüberhöhung gestellt werden oder wenn infolge des Schwindens keine ungewöhnlich großen Verformungen zu erwarten sind, dürfen für die Ermittlung der Einflüsse aus dem Schwinden die nachfolgend angegebenen Endschwindmaße zugrunde gelegt werden:

— bei trockenen Umgebungsbedingungen (gilt nicht für Außenbauteile und betongefüllte Hohlprofile):

325 × 10<sup>-6</sup> für Normalbeton;

500 × 10<sup>-6</sup> für Leichtbeton;

— bei anderen Umweltbedingungen und bei betongefüllten Hohlprofilen:

200 × 10<sup>-6</sup> für Normalbeton;

300 × 10<sup>-6</sup> für Leichtbeton.

**DIN EN 1994-1-1:2010-12**  
**EN 1994-1-1:2004 + AC:2009 (D)**

## **Literaturhinweise**

EN 1991-1-5, *Einwirkungen auf Tragwerke: Temperatureinwirkungen* (in Vorbereitung)

EN 1991-1-6, *Einwirkungen auf Tragwerke: Einwirkungen während der Bauausführung* (in Vorbereitung)

EN 13670, *Anforderungen an die Ausführung von Massivbauten* (in Vorbereitung)

EN ISO 13918:1998-12, *Schweißen, Bolzen und Keramikringe zum Lichtbogenschweißen*

EN ISO 14555:1998-12, *Schweißen, Lichtbogenschweißen von metallischen Werkstoffen*